CONSTRUCCIÓN AGROINDUSTRIAL
CON HORMIGÓN ARMADO

NORMATIVA, PROPIEDADES, BASES DE CÁLCULO Y ESTADOS LÍMITE

TEORÍA Y PROBLEMAS RESUELTOS

ANGEL COUTO YÁÑEZ
MANUEL GUAITA FERNÁNDEZ
PEDRO JOSÉ AGUADO RODRÍGUEZ

Diciembre 2003

CONSTRUCCIÓN AGROINDUSTRIAL
CON HORMIGÓN ARMADO

NORMATIVA, PROPIEDADES, BASES DE CÁLCULO Y ESTADOS LÍMITE

TEORÍA Y PROBLEMAS RESUELTOS

ANGEL COUTO YÁÑEZ
Dr. Ingeniero Agrónomo.
MANUEL GUAITA FERNÁNDEZ
Dr. Ingeniero Agrónomo.
PEDRO JOSÉ AGUADO RODRÍGUEZ
Dr. Ingeniero Agrónomo.

Lugo, diciembre de 2003

PROLOGO

Esta obra consta de dos libros en los que se estudia el proyecto y cálculo de estructuras de hormigón, dentro del ámbito de la Construcción Rural y Agroindustrial, siguiendo la Instrucción de Hormigón Estructural, EHE.

El primer libro trata de los materiales que componen el hormigón armado y las propiedades de los mismos, bases de cálculo, práctica de armado y control de calidad en obras de hormigón. En el segundo libro se aborda el estudio de las cimentaciones y estructuras de contención como elementos de hormigón armado.

Los contenidos teóricos y métodos de cálculo expuestos se complementan con ejercicios prácticos resueltos, con el fin de facilitar la comprensión de los mismos.

La obra tiene un doble objetivo, en primer lugar servir de apoyo a la docencia en las asignaturas relacionadas con las estructuras de hormigón armado y en otro apartado, servir como manual para el proyecto y cálculos constructivos en trabajos profesionales.

LOS AUTORES

INDICE

CAPITULO I. INTRODUCCIÓN A LA CONSTRUCCIÓN CON HORMIGÓN

1.1. INTRODUCCIÓN 7

1.2. CAMPO DE APLICACIÓN DE LA EHE (EHE, ART. 1.) 7

1.3. UNIDADES 7

1.4. DOCUMENTOS DEL PROYECTO (EHE ART. 4) 8

1.4.1. GENERALIDADES 8

1.4.2. MEMORIA 8

1.4.3. PLANOS 9

1.4.4. PLIEGO DE PRESCRIPCIONES TÉCNICAS PARTICULARES 10

1.4.5. PRESUPUESTO 11

1.4.6. PROGRAMA DE TRABAJO 11

1.4.7. MODIFICACIONES DEL PROYECTO 11

1.4.8. APLICACIÓN PREFERENTE DE LA LEGISLACIÓN DE CONTRATOS DE LAS ADMN. PÚBLICAS 11

1.4.9. DOCUMENTACIÓN FINAL DE LA OBRA 11

CAPITULO II. MATERIALES QUE COMPONEN EL HORMIGÓN

2.1. INTRODUCCIÓN 13

2.2. CEMENTOS 13

2.2.1. DEFINICIÓN 13

2.2.2. PRINCIPALES MATERIAS PRIMAS EN LA ELABORACIÓN DE CEMENTOS 13

2.2.3. CLASIFICACIÓN DE LOS CEMENTOS 14

2.2.4. SUMINISTRO E IDENTIFICACIÓN 24

2.2.5. RECEPCIÓN 25

2.2.6. USO DE LOS CEMENTOS Y RECOMENDACIONES DE USO 26

2.2.6. LOS CEMENTOS EN LA EHE (EHE, ART. 26) 26

2.2.7. EJEMPLOS DE SELECCIÓN DE CEMENTOS SEGÚN LOS CUADROS DE LA EHE 27

2.3. EL AGUA EN EL HORMIGÓN 28

2.3.1. APTITUDES DEL AGUA DE CURADO Y AGUA DE AMASADO 29

2.3.2. AGUAS UTILIZABLES EN EL HORMIGÓN 29

2.3.3. EL AGUA EN LA EHE (EHE, ART.27) 29

2.4. ARIDOS PARA EL HORMIGÓN 30

2.4.1. GENERALIDADES 30

2.4.2. CLASIFICACIÓN DE LOS ÁRIDOS, DESIGNACIÓN Y TAMAÑOS 31

2.4.3. PROPIEDADES Y CARACTERÍSTICAS DE LOS ÁRIDOS PARA HORMIGÓN 31

2.4.4. LIMITACIONES DE LA EHE. (EHE, ART.28) 33

2.5. ADITIVOS 34

2.5.1. GENERALIDADES 34

2.5.2. ACELERADORES 34

2.5.3. RETARDANTES 34

2.5.4. PLASTIFICANTES Y FLUIDIFICANTES 34

2.5.5. SUPERFLUIDIFICANTES 35

2.5.6. AIREANTES 36

2.5.7. IMPERMEABILIZANTES 36

CAPITULO III. PROPIEDADES DEL HORMIGÓN

3.1. FABRICACIÓN DEL HORMIGÓN 37

3.2. FORMAS DE ESPECIFICAR EL HORMIGÓN 37

3.2.1. TIPIFICACIÓN DE LOS HORMIGONES POR RESISTENCIA. (EHE, ART. 39.2) 37
3.3. CONSISTENCIA 38
3.4. COMPACTACIÓN 38
3.5. JUNTAS DE HORMIGONADO 39
3.6. CURADO DEL HORMIGÓN 40
3.7. ENCOFRADOS 40
3.8. PERMEABILIDAD 41
3.9. RETRACCIÓN DEL HORMIGÓN 41
3.10. JUNTAS DE DILATACIÓN 43
3.11. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL HORMIGÓN 45
3.11.1. RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DEL HORMIGÓN A COMPRESIÓN. 45
3.11.2. RESISTENCIA DEL HORMIGÓN A TRACCIÓN 46
3.11.3. RESISTENCIA DE CÁLCULO DEL HORMIGÓN 46
CAPITULO IV. ARMADURAS PASIVAS SEGÚN LA EHE
4.1. INTRODUCCIÓN 47
4.2. BARRAS CORRUGADAS 47
4.2.1. TIPOS DE ACERO E IDENTIFICACIÓN 47
4.2.2. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS 48
4.2.3. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS 48
4.2.4. DUCTILIDAD DEL ACERO 49
4.3. MALLAS ELECTROSOLDADAS 51
4.4. ARMADURAS BÁSICAS ELECTROSOLDADAS EN CELOSÍA 52
4.5. LA OXIDACIÓN DE LAS BARRAS (FUENTE: CALAVERA[3]) 54
4.6. CLASIFICACIÓN DE LAS ARMADURAS 54
4.6.1. ARMADURAS PRINCIPALES (LONGITUDINALES Y TRANSVERSALES) 54
4.6.2. ARMADURAS SECUNDARIAS 54
4.7. COLOCACIÓN DE LAS ARMADURAS (EHE, ART. 66.2) 55
4.8. ANCLAJE DE LAS ARMADURAS 56
4.8.1. ANCLAJE DE BARRAS AISLADAS (EHE ARTÍCULO 66.5) 56
4.8.2. ANCLAJE DE GRUPOS DE BARRAS (EHE ART. 66.5) 57
4.8.3. SEPARACIÓN ENTRE BARRAS AISLADAS (EHE ART. 66.4.1. Y 42.3.1) 57
4.8.4. EJEMPLOS DE ANCLAJE EN ARMADURAS 58
4.8.5. EMPALME DE ARMADURAS 59
4.9. OPTIMIZACIÓN DE LA FERRALLA (FUENTE J.CALAVERA[3]) 59
CAPITULO V. EL ARMADO EN LA PRÁCTICA
5.1. ARMADO DE VIGAS 61
5.1.1. CLASIFICACIÓN DE LAS VIGAS SEGÚN SU FORMA DE TRABAJO 61
5.1.2. NORMAS PARA EL ARMADO DE VIGAS (EHE, ART. 54) 62
5.2. SOPORTES DE HORMIGÓN ARMADO 63
5.2.1. TIPOS DE ARMADURA EN SOPORTES 63
5.2.2. NORMAS PARA EL ARMADO DE SOPORTES (EHE, ART. 55) 64
5.3. CUANTÍAS MÍNIMAS 66
5.3.1. CUANTÍA MÍNIMA EN FLEXIÓN SIMPLE O COMPUESTA 66
5.3.2. CUANTÍA MÁXIMA Y MÍNIMA EN COMPRESIÓN SIMPLE O COMPUESTA 66
5.3.3. CUANTÍA MÍNIMA EN TRACCIÓN SIMPLE O COMPUESTA 66
5.3.4. CUANTÍAS GEOMÉTRICAS MÍNIMAS 67
CAPITULO VI. BASES DE CÁLCULO
6.1. ESTADOS LÍMITE 69

6.1.1. INTRODUCCIÓN 69
6.1.2. DEFINICIÓN 69
6.1.3. CLASIFICACIÓN 69
6.1.4. MAGNITUDES ALEATORIAS Y VALORES CARACTERÍSTICOS 70
6.2. SITUACIONES DE PROYECTO (EHE, ART. 7) 70
6.3. ACCIONES (EHE, ART. 9) 71
6.3.1. INTRODUCCIÓN 71
6.3.2. CLASIFICACIÓN DE LAS ACCIONES 71
6.3.3. VALOR CARACTERÍSTICO DE LAS ACCIONES (EHE, ART. 10) 71
6.3.4. VALOR DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES (EHE, ART. 12) 71
6.3.5. COMBINACIÓN DE ACCIONES. MÉTODO SIMPLIFICADO (EHE, ART. 13) 71
6.3.6. COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD PARA LAS ACCIONES 73
6.3.7. COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD PARA LOS MATERIALES (EHE, ART. 15.3) 73
6.4. BASES DE CALCULO ORIENTADAS A LA DURABILIDAD (EHE ART. 8.2) 74
6.4.1. INTRODUCCIÓN 74
6.4.2. TIPOS DE AMBIENTE O CLASES DE EXPOSICIÓN 74
6.4.3. ESTRATEGIAS A SEGUIR PARA GARANTIZAR LA DURABILIDAD 77
6.5. CALCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES EN ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A SOLICITACIONES NORMALES. EHE, ANEJO 8. 81
6.5.1. INTRODUCCIÓN 81
6.5.2. HIPÓTESIS BÁSICAS Y LIMITACIONES 81
6.5.3. FLEXIÓN SIMPLE EN SECCIÓN RECTANGULAR 82
6.5.4. FLEXIÓN COMPUESTA RECTA EN SECCIÓN RECTANGULAR, CON U_{S1}= U_{S2} 82
6.5.5. FLEXIÓN ESVIADA SIMPLE O COMPUESTA EN SECCIÓN RECTANGULAR 84
6.6. ESTADO LIMITE ULTIMO DE AGOTAMIENTO RESISTENTE BAJO SOLICITACIONES NORMALES DE SECCIONES RECTANGULARES CON DIAGRAMA PARÁBOLA RECTANGULO. 85
6.6.1. PRINCIPIOS GENERALES DE CALCULO. 85
6.6.2. DESARROLLO TEORICO 87
6.6.3. CALCULO DE SECCIONES A FLEXION SIMPLE 94
6.6.4. CALCULO DE SECCIONES A FLEXION COMPUESTA 106
CAPITULO VII. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE INESTABILIDAD
7.1. INTRODUCCIÓN 111
7.2. DEFINICIONES (EHE ART. 43.1.2) 111
7.3. COMPROBACIÓN A PANDEO 113
7.3.1. COMPROBACIÓN DE SOPORTES AISLADOS (EHE ART. 43.5) 113
7.3.2. COMPROBACIÓN DE ESTRUCTURAS INTRASLACIONALES (EHE ART. 43.3) 114
7.3.3. COMPROBACIÓN DE ESTRUCTURAS TRANSLACIONALES (EHE ART. 43.4) 114
7.4. METODO APROXIMADO. FLEXIÓN COMPUESTA RECTA (EHE ART. 43.5.2) 114
7.5. METODO APROXIMADO. FLEXIÓN ESVIADA (EHE, ART.43.5.3) 115
7.6. EXCENTRICIDAD MÍNIMA (EHE ART. 42.2.1) 116
7.7. METODO GENERAL (EHE ART. 43.5.1) 116
CAPITULO VIII. ESTADO LIMITE ULTIMO DE AGOTAMIENTO A CORTANTE
8.1. INTRODUCCIÓN 117
8.2. FUNCIONAMIENTO DE LA ARMADURA TRANSVERSAL 118
8.3. DIMENSIONAMIENTO DE LA ARMADURA TRANSVERSAL SEGÚN LA EHE 118
8.3.1. ESFUERZO CORTANTE EFECTIVO Y COMPROBACIONES. 118
8.3.2. OBTENCIÓN DE LA RESISTENCIA A CORTANTE POR COMPRESIÓN OBLICUA DEL ALMA V_{U1} 119
8.3.3. OBTENCIÓN DE V_{U2}, ESFUERZO DE AGOTAMIENTO POR TRACCIÓN EN EL ALMA 119

8.4. LIMITACIONES Y CUANTÍAS MÍNIMAS **121**
8.4.1. LIMITACIONES A LA SEPARACIÓN ENTRE ESTRIBOS. (EHE ART. 44.2.3.4.1.) 121
8.4.2. CUANTÍA MÍNIMA (EHE, ARTÍCULO 44.2.3.4.1.) 121
8.4.3. LIMITACIONES DE LA FISURACIÓN POR ESFUERZO CORTANTE. (EHE ART. 44.2.3.4.1. Y 49.3.) 122
8.4.4. LIMITACIONES CUANDO EXISTEN BARRAS EN COMPRESIÓN. (EHE ART. 44.2.3.4.1. Y 42.3.1.) 122
8.4.5. OTRAS LIMITACIONES. (EHE ART. 44.2.3.4.1.) 123

CAPITULO IX. EL CONTROL DE CALIDAD EN LAS OBRAS DE HORMIGÓN

9.1. INTRODUCCIÓN **125**
9.2. CONTROL DE LOS COMPONENTES DEL HORMIGÓN **125**
9.3. CONTROL DE CALIDAD DEL HORMIGÓN **127**
9.3.1. CONSISTENCIA 127
9.3.2. DURABILIDAD 127
9.3.3. TAMAÑO MÁXIMO DE ÁRIDO 127
9.3.4. CONTROL DE LA RESISTENCIA DEL HORMIGÓN 127
9.4. CONTROL DE CALIDAD DEL ACERO **129**
9.4.1. CONTROL A NIVEL REDUCIDO 129
9.4.2. CONTROL A NIVEL NORMAL 129
9.5. CONTROL DE LA EJECUCIÓN **130**
9.5.1. CONTROL A NIVEL REDUCIDO 130
9.5.2. CONTROL A NIVEL NORMAL 130
9.5.3. CONTROL A NIVEL INTENSO 130
9.5.4. APLICACIÓN DE LOS NIVELES DE CONTROL 133
9.6. ENSAYOS DE INFORMACIÓN COMPLEMENTARIA DE LA ESTRUCTURA **133**
9.7. TOLERANCIAS DE LA EJECUCIÓN **133**
9.8. COMENTARIOS A LOS CONTROLES DE CALIDAD **133**

EJEMPLOS RESUELTOS CONFORME A LA EHE

EJEMPLO 1. Combinación de acciones y armado de viga **137**
EJEMPLO 2. Combinación de acciones en pilar **141**
EJEMPLO 3. Cálculo de correas en nave agroindustrial **143**
EJEMPLO 4. Calculo de carga en viga peraltada **147**
EJEMPLO 5. Solicitaciones de cálculo en soportes de pórticos centrales **151**
EJEMPLO 6. Solicitaciones de cálculo en pilares de pórticos hastiales **157**
EJEMPLO 7. E.L.U. de inestabilidad en soportes de nave agroindustrial. Método simplificado **161**
EJEMPLO 8. Calculo del parámetro auxiliar para tener en cuenta los efectos de fluencia en el E.L.U. de inestabilidad **165**
EJEMPLO 9. E.L.U. de Inestabilidad en pórtico rígido traslacional **167**
EJEMPLO 10. E.L.U. de Inestabilidad en pórtico rígido intraslacional **171**
EJEMPLO 11. E.L.U. de Inestabilidad. Método General **175**
EJEMPLO 12. Armado de pilares en nave agroindustrial **177**
EJEMPLO 13. Cálculo de armadura transversal en viga **185**
EJEMPLO 14. Armado de pórtico rígido **191**
EJEMPLO 15. Combinación de hipótesis en pórtico triarticulado **215**

CAPITULO I. INTRODUCCIÓN A LA CONSTRUCCIÓN CON HORMIGÓN

1.1. INTRODUCCIÓN

En la actualidad, en España, el cálculo de estructuras de hormigón se encuentra regulada por la *"INSTRUCCIÓN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL (EHE)"*, aprobada por Real Decreto 2661/1998, de 11 de Diciembre.

Se trata de un único texto reglamentario, el cual regula los aspectos relativos al "Proyecto y ejecución de estructuras y elementos estructurales de hormigón", tanto en masa como armado o pretensado.

Esta norma es de carácter obligatorio, tanto en las obras contratadas por las Administraciones Públicas como en las privadas.

En lo que se refiere a los aspectos de prevención de riesgos laborales que deben tenerse en cuenta en el proyecto y ejecución de estructuras y elementos estructurales de hormigón, la EHE nos remite a la normativa dispuesta en el Real Decreto 1627/97, (BOE 25/10/97), en el cual se establecen las disposiciones mínimas de seguridad y salud en las obras de construcción.

1.2. CAMPO DE APLICACIÓN DE LA EHE (*EHE, Art. 1.)*

Esta norma es aplicable a las estructuras y elementos de hormigón estructural (hormigón en masa, armado o pretensado).

Se excluyen del campo de aplicación:

- las estructuras realizadas con hormigones especiales (ligeros, pesados, refractarios y los compuestos con amiantos, serrines u otras sustancias análogas);

- las estructuras que hayan de estar expuestas normalmente a temperaturas superiores a 70C;

- los elementos estructurales mixtos (es decir, cuando existe otro material, además del hormigón, con función resistente);

- las presas.

En otro apartado, los forjados de hormigón armado o prefabricados se regirán por la instrucción "EFHE (2002): Instrucción para el proyecto y la ejecución de forjados unidireccionales de Hormigón estructural realizados con elementos prefabricados", en aquellos aspectos que le sean específicos, debiendo cumplir en lo demás los preceptos de la EHE.

Por otra parte, en la misma se obliga al autor del proyecto y a la dirección de obra a conocer el documento, no obstante, bajo su responsabilidad y previa justificación de que no se reducen los niveles de prestaciones, se permite emplear métodos de cálculo y disposiciones constructivas diferentes.

Además, como alternativa a algunas de las especificaciones, en la misma, se incluye en el *Anejo 13* de la EHE el *Documento Nacional de Aplicación de la Norma Europea Experimental (UNE-ENV-1992.1.1)*, con objeto de hacer factible el uso de dicha norma, que en la actualidad tiene carácter experimental y obligatorio.

1.3. UNIDADES

En la EHE se adopta el sistema internacional de unidades, cuyas unidades son las siguientes:

- Resistencias y tensiones: $N/mm^2 = MN/m^2 = Mpa$

- Fuerzas: kN

- Fuerzas por unidad de longitud: kN/m

- Fuerzas por unidad de superficie: kN/m^2

- Fuerzas por unidad de volúmen: kN/m^3

- Momentos: mkN

La correspondencia de las unidades del S.I. con las del M.K.S. es la siguiente:

- Newton-kilopondio: 1 N = 0,102 kp; 1 kP = 9,8 N $\approx$ 10 N

- Newton por milímetro cuadrado-kilopondio por centímetro cuadrado:

$1\ N/mm^2 = 10{,}2\ kp/cm^2 \approx 10\ kp/cm^2$

$1\ kp/cm^2 = 0{,}098\ N/mm^2 \approx 0{,}1\ N/mm^2$

1.4. DOCUMENTOS DEL PROYECTO (EHE Art. 4)

1.4.1. Generalidades

Todo Proyecto deberá constar de :

- **Memoria**: en la cual se describirá el objeto de las obras, los antecedentes y situación previa a las mismas, las necesidades a satisfacer y la justificación de la solución adoptada, detallándose los factores de todo orden a tener en cuenta.

- **Planos**: en los cuales debe quedar la obra perfectamente definida.

- **Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares**: donde se hará la descripción de las obras y se regulará su ejecución con expresión de la forma en que ésta se llevará a cabo, de la medición de las unidades ejecutadas y el control de calidad y de las obligaciones de orden técnico que correspondan al contratista.

- **Estudio geotécnico** del terreno donde se va a ejecutar la obra, salvo cuando resulte incompatible con la naturaleza de la misma.

- **Presupuesto**, integrado o no por varios parciales, con expresión de los precios unitarios y de los descompuestos, en su caso, estado de mediciones y los detalles precisos para su valoración.

- **Programa de desarrollo de los trabajos** o plan de obra de carácter indicativo con previsión, en su caso, del tiempo y coste.

- Las referencias de todo tipo en que se fundamentará el **replanteo de la obra**.

- Cuanta documentación venga prevista en normas de carácter legal o reglamentario.

En todo caso, los distintos documentos que en su conjunto constituyan un Anteproyecto, Estudio o Proyecto de cualquier clase deberán estar definidos en forma tal que otro facultativo competente distinto del autor de aquellos, los pueda interpretar y dirigir, con arreglo a los mismos.

1.4.2. Memoria

1.4.2.1. Normas generales

La memoria debe tener en cuenta los aspectos sociales, económicos, estéticos y de impacto ambiental.

Se presentarán asimismo la justificación adoptada, en sus aspectos técnico y económico, así como las características de todas y cada una de las obras proyectadas. Se indicarán en ella los datos previos, métodos de cálculo, modalidades de control previstas y ensayos efectuados, cuyos detalles y desarrollo se incluirán en anejos especiales.

También figurarán en otros anejos: el estudio del terreno de cimentación, los materiales y los ensayos realizados con los mismos, la justificación del cálculo y los precios adoptados, las bases fijadas para la valoración de las unidades de obra y de las partidas alzadas propuestas, el presupuesto de las obras y el importe previsible de las expropiaciones necesarias y de restablecimiento de servicio y servidumbres afectados, en su caso.

1.4.2.2. Anejo de Cálculo

En la Memoria de todos los Proyectos deberá figurar un Anejo de Cálculo, en donde se justifique razonadamente, con arreglo a las normas prescritas en esta Instrucción, el cumplimiento de las condiciones que se exigen a la estructura en su conjunto y a cada una de las partes en que puede suponerse dividida, con objeto de garantizar la seguridad y el buen servicio de la misma.

Su contenido y presentación deben ser tales que los cálculos puedan reproducirse por terceros.

A tal efecto se incluirán:

- Las simplificaciones efectuadas sobre la estructura real para transformarla en una ideal de cálculo, que se describirá detalladamente, indicando el tipo estructural adoptado para el conjunto y sus partes, incluyendo dimensiones, características mecánicas de las secciones necesarias, tipos de conexiones en los nudos y condiciones de sustentación.

- Las indicaciones necesarias para identificar el elemento que se calcula mediante las oportunas referencias a los planos o a los croquis suplementarios.

- Las características resistentes y de deformación supuestas para los materiales de la estructura y, en su caso, para el terreno que la sustenta.

- Las acciones consideradas, las posibles combinaciones y los coeficientes de seguridad a tener en cuenta en cada caso.

- El análisis efectuado. En particular, se precisará si es estático o dinámico, lineal o no lineal, así como el tipo de discretización adoptada para la estructura (barras, elementos finitos, bandas finitas, etc.).

Cuando no se utilice la notación de esta Instrucción, se darán las equivalencias entre los símbolos empleados y los definidos en la misma. Si no es posible dar esta equivalencia se definirán detalladamente dichos símbolos.

1.4.2.2.1. Cálculos con ordenador

Cuando se efectúen cálculos con ayuda de ordenador, el Anejo de Cálculo se complementará con apartados específicos que contengan las diferentes etapas resueltas con programas distintos, debiendo dichos apartados constituir unidades completas y ordenadas.

De cada programa utilizado se indicará su identificación, su objeto y su campo de aplicación.

No es aconsejable el uso de programas sin contar con una documentación de los mismos, que defina como mínimo:

- Titulo, versión y fecha de la misma.

- Nombre y titulación del autor o autores.

- Nombre y razón social de la organización distribuidora.

- Ejemplos de estructuras resueltas.

El listado de datos contendrá tanto los datos introducidos por el proyectista como los generados por el programa, de forma que queden definidas todas las características consideradas, debiendo contener indicaciones concretas sobre notación, unidades y criterios de signos de las magnitudes utilizadas.

El listado de salida definirá los resultados necesarios para justificar adecuadamente la solución obtenida.

1.4.3. Planos

Los planos deberán ser suficientemente descriptivos para la exacta realización de la obra, a cuyos efectos se podrán deducir también de ellos los planos auxiliares de obra o de taller y las mediciones que sirvan de base para las valoraciones pertinentes.

Las dimensiones en todos los planos **se acotarán en metros y con dos cifras decimales**, por lo menos. Como excepción, **los diámetros** de armaduras, tuberías, etc., se expresarán en **milímetros**, colocando detrás del símbolo ϕ la cifra que corresponda.

Deberán poder efectuarse, salvo en casos especiales, las mediciones de todos los elementos sin utilizar más dimensiones que las acotadas. En particular, de no incluirse despiece detallado de las armaduras, deberán poder deducirse directamente de los planos todas las dimensiones geométricas de las mismas, mediante las oportunas notas o especificaciones complementarias que las definan inequívocamente.

Contendrán todos los detalles necesarios y, en particular, los detalles de los dispositivos especiales, tales como los de apoyo o de enlace.

En cada plano de la estructura figurará un cuadro de características conforme a la EHE, *(ejemplo en la figura 1.1.)*, en el que se debe definir como mínimo:

- La tipificación de los hormigones (de acuerdo con la EHE, Art. 39.2.), y las propiedades específicas para los mismos,

- Las características resistentes de los aceros empleados.

- Las modalidades de control previstas.

- Los coeficientes de seguridad adoptados para el cálculo.

1.4.4. Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares

Con el fin de regular la ejecución de las obras, el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares deberá consignar las características que hayan de reunir los materiales y las distintas unidades de obra, las modalidades de control especificadas para los

materiales y la ejecución y, en su caso, las tolerancias dimensionales de los elementos acabados. En ningún caso contendrá declaraciones o cláusulas de carácter económico que de figurar en el Pliego de Cláusulas Administrativas.

En cualquier caso, el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares establecerá, específicamente, los siguientes datos relativos a los materiales que habrán de utilizarse en obra:

- Tipo, clase resistente y características adicionales, en su caso, del cemento.

- Tipos de acero, tanto para armaduras activas como pasivas.

- Tipificación de los hormigones, de acuerdo con el formato indicado en la EHE Art 39.2.

Si, como es frecuente, para una misma obra se prevén distintos tipos de un mismo material, se detallarán separadamente cada uno de ellos, indicándose las zonas en que habrán de ser empleados.

Cuando el proceso de ejecución de la obra requiera condiciones especiales, éstas deberán detallarse al máximo, indicándose entre ellas:

- disposición de cimbras y encofrados, cuando no sean los usuales;

- proceso de hormigonado, con especial referencia a las juntas (de retracción, de hormigonado, etc.);

- proceso de desencofrado y descimbrado;

- tolerancias dimensionales.

Además detallará las formas de medición y valoración de las distintas unidades de obra y las de abono de las partidas alzadas, establecerá el plazo de garantía y especificará las normas y pruebas previstas para las recepciones.

ELEMENTOS ESTRUCTURALES

CUADRO DE CARACTERÍSTICAS SEGUN LA INSTRUCCIÓN "EHE"

ELEMENTO ESTRUCTURAL	Tipo de hormigón	Nivel de control	Recubrimiento nominal (mm) lateral	superior	inferior	Coefic. parcial de seguridad (γ_c)
Cimentación	HA-25/B/40/IIa	ESTADÍSTICO	35	35	35	Hormigón
Pilares	HA-25/B/20/IIa	ESTADÍSTICO	35	-	-	1,50
Vigas de atado	HA-25/B/40/IIa	ESTADÍSTICO	35	35	35	

ACERO

ELEMENTO ESTRUCTURAL	Tipo de acero	Nivel de control		Coefic. parcial de seguridad (γ_s)
Cimentación	B 500 S	NORMAL	El acero a emplear en las armaduras deberá contar con certificado de garantía del fabricante según EHE, Art. 31	Acero
Pilares	B 400 S	NORMAL		1,15
Vigas de atado	B 400 S	NORMAL		

EJECUCIÓN

Nivel de control de la ejecución	Coeficientes parciales de seguridad para Estados Límite Últimos			
	TIPO DE ACCIÓN	Situación permenente o transitoria		
		Efecto favorable	Ef. desfavorable	
NORMAL	Variable	γ_Q = 0,00	γ_Q = 1,60	
	Permanente	γ_G = 1	γ_G = 1,50	

DATOS GEOTÉCNICOS

Tensión admisible del terreno considerada σ_{adm} = 0,2 MPa

Figura 1.1. Ejemplo de cuadro de Características según la EHE.

1.4.5. Presupuesto

El presupuesto estará formado por los cuadros de precios, en los que deberá constar los precios unitarios de las unidades de obra, las mediciones de las mismas, los presupuestos parciales, y un resumen general, donde figurarán los totales de los capítulos del mismo, así como el prespuesto de ejecución material y el presupuesto de ejecución por contrata.

El cálculo de los precios de las distintas unidades de obra se basará en la determinación de los costes directos (mano de obra, materiales,...) o indirectos (oficinas a pie de obra,...) precisos para su ejecución, sin incorporar, en ningún caso, el importe del Impuesto sobre el Valor Añadido que pueda

gravar las entregas de bienes o prestaciones de servicios realizados.

En particular deberá figurar de forma explícita el coste del control, obtenido de acuerdo con las modalidades adoptadas para el mismo.

Se denominará Presupuesto de Ejecución Material el resultado de sumar el producto de las mediciones por los precios unitarios, y de las partidas alzadas. El presupuesto de ejecución por contrata se obtendrá incorporando a esta cantidad los gastos generales, el beneficio industrial y, en su caso, el IVA.

En el caso de obras de la Administración General del Estado o de sus. Organismo Autónomos, se tendrán en cuenta, además, las normas complementarias de aplicación a cálculo de los precios unitarios que para los distintos Proyectos elaborados por sus servicios haya dictado cada Departamento Ministerial.

1.4.6. Programa de trabajo

El programa de trabajo especificará los plazos en los que deberán ser ejecutadas las distintas partes fundamentales en que pueda descomponerse la obra, determinándose los importes que corresponderá abonar al término de cada uno de aquellos.

1.4.7. Modificaciones del Proyecto

En los casos en que el Proyecto experimente modificaciones a lo largo de la ejecución, de la obra, se rectificarán convenientemente y antes de su ejecución, cuantas veces sea necesario, los cálculos, planos y demás documentos afectados por esas modificaciones, de tal manera que la obra terminada resulte exactamente definida en los documentos rectificacdos finales. Además, y para evitar confusiones, se cancelarán todos los documentos que hayan resultado modificados.

1.4.8. Aplicación preferente de la legislación de contratos de las Administraciones Públicas

En caso de presentarse cualquier conflicto o dificultad motivado por diferencias o posibles discrepancias entre la vigente legislación de contratos de las Administraciones Públiccas y el contenido de la Instrucción, en lo que se refiere a este capítulo que puedan dar lugar a interpretaciones distintas o a colisión de disposiciones, se entenderá que prevalece siempre la referida legislación de contratos.

1.4.9. Documentación final de la obra

La Dirección de Obra entregará a la Propiedad, en el momento de finalizar aquella, al menos la siguiente documentación:

- una memoria que recoja las incidencias principales de su ejecución,

- una colección de planos que reflejen el estado final de la obra tal como ha sido construida,

- una demostración documental de que se han cumplido las especificaciones que se prescriben en el *Título 6.º Control,* de la EHE.

1.4.10. Certificados CC-EHE y distintivos *(Art. 1.1)*

De forma adicional y voluntaria se puede incorporar un certificado CC-EHE acreditativo de que cumplen con las especificaciones obligatorias de la EHE, o con las normas a que se refiera la EHE. Dichos certificados, además de suponer ventajas en la recepción en obra, representan una mayor garantía para el cliente.

La certificación CC-EHE podrá ser otorgada por :

- Organismos españoles - oficiales y privados - autorizados, para realizar tareas de certificación y/o ensayos en el ámbito de los materiales, sistemas y procesos industriales, conforme al *Real Decreto 2200/1995*, de 28 de diciembre.
- Las Administraciones Públicas (General del Estado y Autonómica)

Se denominan distintivos a las marcas, sellos, certificados de calidad, etc. que existen en el mercado de productos.

Cuando estos distintivos estén reconocidos oficialmente por un Centro Directivo de las Administraciones Públicas (General del Estado o Autonómica) con competencias en el campo de la construcción (obras públicas o edificación), serán garantes de que los

productos que los ostentan cumplen las especificación.

Según se especifica en el *artículo 31.1 de la EHE*, las características de adherencia serán objeto de certificación específica por algún organismo de entre los autorizados en el *Artículo 1º* de esta Instrucción para otorgar el *CC-EHE*.

En dicho certificado se justificará que las barras corrugadas, en el ensayo de adherencia por flexión descrito en *UNE 36740:98* "Determinación de la adherencia de las barras y alambres de acero para hormigón armado. Ensayo de la viga", alcanzan una tensión media de adherencia τ_{bm} y una tensión de rotura de adherencia τ_{bu} que cumplen simultáneamente las condiciones especificadas en el *artículo 31.2 de la EHE.*

Además, en el certificado se consignarán obligatoriamente los límites admisibles de variación de las características geométricas de los resaltos.

CAPITULO II. MATERIALES QUE COMPONEN EL HORMIGÓN

2.1. INTRODUCCIÓN

Los componentes fundamentales del hormigón convencional son el cemento, el agua, los áridos y ocasionalmente otros productos (aditivos) que se incorporan para conferirle determinadas características especiales.

El hormigón consiste en la mezcla y amasado de los materiales anteriores en las proporciones adecuadas, formándose un conglomerado que tiene la propiedad de fraguar y endurecer, adquiriendo una resistencia que le permite ser empleado en la construcción de elementos estructurales.

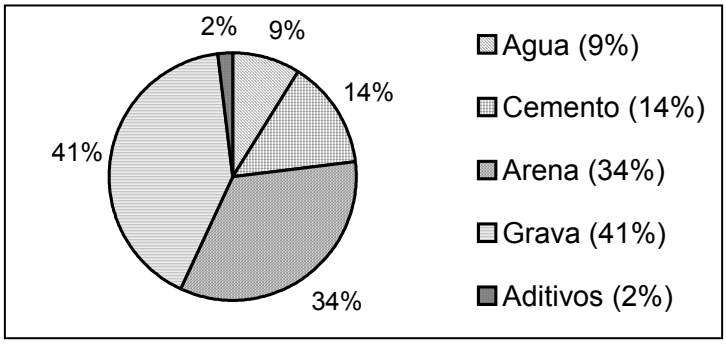


Figura 2.1. Composición porcentual en volumen de un hormigón convencional.

2.2. CEMENTOS

2.2.1. Definición

Se podría definir el **cemento** como un **conglomerante hidráulico**, ya que una vez amasado con agua, posee la capacidad de endurecer, tanto expuesto al aire como sumergido en la misma.

Se trata de un material inorgánico finamente dividido, el cual amasado con agua forma una pasta que fragua y endurece en virtud de reacciones y proceso de hidratación, además, una vez endurecido conserva su resistencia y estabilidad incluso bajo el agua.

El **fraguado** nos indica la solidificación de la pasta de cemento, denominándose **principio de fraguado** al inicio de la solidificación (momento en que la masa deja de ser trabajable) y **final de fraguado** a la solidificación total.

Esta pasta de cemento solidificada carece de propiedades resistentes. Una vez que progresa el proceso de hidratación, se produce una disminución de la porosidad, permeabilidad y un incremento de las resistencias, recibiendo éste proceso la denominación de **endurecimiento** del cemento.

La industria de la construcción usa los cementos para producir conglomerados tales como el hormigón o el mortero.

En España, los cementos se encuentran regulados por la ***"RC-03: Instrucción para la recepción de cementos"*** y las normas *UNE* a las cuales nos remite dicha instrucción.

2.2.2. Principales materias primas en la elaboración de cementos

Para la fabricación del cemento pueden utilizarse inicialmente minerales de origen natural o bien productos o deshechos de procedencia industrial.

En general, puede servir cualquier material entre cuyos componentes principales figuren la cal, la sílice, la alúmina y el óxido de hierro. Como es raro encontrar algún material en cuya composición se encuentren los cuatro componentes básicos mencionados en las proporciones adecuadas, es practica habitual trabajar con mezclas de varias materias primas.

Así por ejemplo, la cal generalmente proviene de minerales calcáreos como las

calizas o las margas; las arcillas aportan sílice y alúmina; los minerales de hierro o las cenizas procedentes de la tostación de las piritas aportan grandes cantidades de Fe_2O_3, etc.

El cemento de mayor empleo es el Portland, obtenido a partir de la calcinación de una mezcla íntima de arcillas, calizas naturales o margas molidas, y un pequeño porcentaje de yeso natural (4-5%). El producto resultante es un compuesto de óxidos de Si, Ca, Al y Fe, que se denomina clinker de cemento Portland. Si se sustituye parte del clinker por otro material se obtienen los cementos con adiciones.

El uso de subproductos industriales como adiciones es especialmente beneficioso por dos motivos: desde el punto de vista ecológico se eliminan materiales cuyo almacenamiento representa serios problemas y desde el punto de vista económico, estos materiales pueden contribuir a mejorar la aptitud a la cocción de las mezclas. Entre estos materiales figuran como más importantes, las cenizas volantes y las escorias de alto horno.

2.2.3. Clasificación de los cementos

Los cementos que contempla la Instrucción española *RC-03* son los siguientes:

- ***Cementos comunes*** *(Norma UNE-EN 197-1:2000)*

- ***Cementos resistentes a los sulfatos*** *(UNE 80303-1:2001)*

- ***Cementos resistentes al agua de mar*** *(UNE 80303-2:2001)*

- ***Cementos de bajo calor de hidratación*** *(UNE 80303-3:2001)*

- ***Cementos blancos*** *(UNE 80305:2001)*

- ***Cementos para usos especiales*** *(UNE 80307:2001)*

- ***Cementos de aluminato de calcio*** *(UNE 80310:1996)*

- ***Cementos de albañilería*** *(Según el artículo 4.3. de la RC-03)*

Dentro de un mismo grupo, los cementos se clasifican en ***Tipos***, según sus componentes, y en ***Clases*** según su resistencia. Las clases se identifican mediante un número que identifica la resistencia mínima a compresión, a veintiocho días, expresada en newtons por milímetro cuadrado (N/mm^2). Se exceptúan los cementos para usos especiales en que dicha resistencia se refiere a los noventa días.

2.2.3.1. Cementos comunes

Los cementos comunes **(CEM)** están basados en clinker de cemento Pórtland.

En la Norma *UNE-EN 197-1:2000* se especifican las propiedades de sus componentes así como las proporciones en que deben combinarse. Cuando posean alguna de las características adicionales previstas en las normas *UNE 80303-1:2001,* (resistentes a los sulfatos) *UNE 80303-2:2001* (resistentes al agua de mar) y *UNE 80303-3:2001* (bajo calor de hidratación), deberán cumplir las especificaciones adicionales dispuestas en las mismas.

2.2.3.1.1. Clasificación de los cementos comunes (CEM)

Los cementos comunes se dividen en 5 tipos, los tipos, la designación y su composición se muestran en la *tabla 2.1:*

Tipos	Denominación	Designacion	Composición (proporción en masa[1])										
			Componentes Principales										Componentes minoritarios
			Clinker K	Escoria de alto horno S	Humo de sílice D[2]	Natura I P	Natura calcinada Q	Cenizas volantes		Exquistos calcinados T	Caliza[4]		
								Siliceas V	Calcáreas W				
CEM I	Cemento portland	CEM I	95-100	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5
CEM II	Cemento portland con escoria	CEM II/A-S	90-84	6-20	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5
		CEM II/B-S	65-79	21-35	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5
	Cemento portland con humo de sílice	CEM II/A-D	90-94	-	6-10	-	-	-	-	-	-	-	0-5
	Cemento portland con puzolana	CEM II/A-P	80-94	-	-	6-20	-	-	-	-	-	-	0-5
		CEM II/B-P	65-79	-	-	21-35	-	-	-	-	-	-	0-5
		CEM II/A-Q	80-84	-	-	-	6-20	-	-	-	-	-	0-5
		CEM II/B-Q	65-79	-	-	-	21-35	-	-	-	-	-	0-5
	Cemento portland con ceniza volante	CEM II/A-V	80-94	-	-	-	-	6-20	-	-	-	-	0-5
		CEM II/B-V	65-79	-	-	-	-	21-35	-	-	-	-	0-5
		CEM II/A-W	80-94	-	-	-	-	-	6-20	-	-	-	0-5
		CEM II/B-W	65-79	-	-	-	-	-	21-35	-	-	-	0-5
	Cemento portland con esquistos calcinados	CEM II/A-T	80-94	-	-	-	-	-	-	6-20	-	-	0-5
		CEM II/B-T	65-79	-	-	-	-	-	-	21-35	-	-	0-5
	Cemento portland con caliza	CEM II/A-L	80-94	-	-	-	-	-	-	-	6-20	-	0-5
		CEM II/B-L	65-79	-	-	-	-	-	-	-	21-35	-	0-5
		CEM II/A-LL	80-94	-	-	-	-	-	-	-	-	6-20	0-5
		CEM II/B-LL	65-79	-	-	-	-	-	-	-	-	21-35	0-5
	Cemento portland compuesto [3]	CEM II/A-M	80-94	← 6-20 →									0-5
		CEM II/B-M	65-79	← 21-35 →									0-5
CEM III	Cemento con escorias de horno alto	CEM III/A	35-64	36-64	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5
		CEM III/B	20-34	66-80	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5
		CEM III/C	5-19	81-95	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5
CEM IV	Cemento puzolánico [3]	CEM IV/A	65-89	-	← 11-35 →					-	-	-	0-5
		CEM IV/B	45-64	-	← 36-55 →					-	-	-	0-5
CEM V	Cemento compuesto[3]	CEM V/A	40-64	18-30	-	← 18-30 →			-	-	-	-	0-5
		CEM V/B	20-38	31-50	-	← 31-50 →			-	-	-	-	0-5

1) Los valores de la tabla se refieren a la suma de los componentes principales y minoritarios (núcleo del cemento)

2) El porcentaje de humo de sílice está limitado al 10%

3) En cementos portland compuestos CEM II/A-M y CEM II/B-M, en cementos puzolánicos CEM IV/A y CEM IV/B y en cementos compuestos CEM V/A y CEM V/B los componentes principales diferentes del clinker deben de ser declarados en la designación del cemento (véase artículo 5 de la RC-03)

4) El contenido de carbono orgánico total (TOC), determinado conforme al EN 13639:1999, será inferior al 0,20% en masa para calizas LL, o inferior al 0,50% en masa para calizas L.

Tabla 2.1. Cementos comunes, designación y composición (proporción en masa). Fuente RC-03 [10].

2.2.3.1.2. Características mecánicas y físicas de los cementos comunes

Las prescripciones que deben cumplir los cementos comunes relativas a las características mecánicas y físicas figuran en la *tabla 2.2,* según clases resistentes.

Clase resistente: El número que identifica a la clase, corresponde a la resistencia mínima a compresión a 28 días, expresada en newton por milímetro cuadrado (N/mm^2) o megapascal (Mpa).

Se denomina resistencia normal de un cemento a la resistencia mecánica a compresión, ésta se determina según la norma UNE-EN 196-1. Consiste en la rotura de probetas prismáticas de 4x4x16 cm^3 , elaboradas con un mortero normalizado, amasado con arena de características y granulometría determinada y con una relación agua-cemento también determinada.

La resistencia inicial es la resistencia a compresión determinada según la citada norma a los 2 o 7 días, definiéndose para cada tipo de clase resistente dos tipos, una con resistencia inicial normal y otra con resistencia inicial elevada (clase resistente seguida de la letra R).

Tiempo de fraguado: La velocidad de fraguado viene limitada por las normas, especificándose un periodo de tiempo, a partir del amasado, dentro del cual debe de producirse el principio y final de fraguado.

Se debe tener en cuenta que el límite inferior que marca la RC-03 para el inicio de fraguado puede resultar escaso en determinados casos (prolongado tiempo de transporte, hormigonado con temperatura ambiental elevada, ...), siendo entonces conveniente elegir un cemento cuyo principio de fraguado se aleje del mínimo.

Otros factores que influyen en la velocidad de fraguado son:

- Finura del cemento, al aumentar ésta el fraguado se produce antes.

- Almacenamiento prolongado, provoca la meteorización del cemento, con lo cual aumenta el tiempo de fraguado.

- Presencia de materia orgánica (procedente del agua o la arena de amasado), ésta retrasa el fraguado, pudiendo llegar a inhibirlo si sobrepasa ciertos límites.

- Cantidad de agua de amasado, a menor cantidad, menor tiempo de fraguado.

- Sequedad y temperatura ambiental elevada, provocan que el tiempo de fraguado sea más corto.

Estabilidad de volumen: en los cementos en contacto con el agua se producen fenómenos de retracción y expansión.

Retracción: en el cemento, en contacto con el agua de amasado se generan unos productos de hidratación cuyo volumen es inferior a la suma del volumen de los reactivos (retracción intrínseca), además existe otro tipo de retracción (retracción hidráulica) debida a la evaporación rápida de la humedad en la masa plástica o a cambios higrotérmicos en la masa de cemento ya fraguado y endurecido.

Expansión: además existen fenómenos de expansión, los cuales están relacionados con la naturaleza del cemento utilizado. Así por ejemplo, la presencia de yeso en exceso en un cemento puede producir expansiones debido a la formación de sulfoaluminatos hidratados una vez que el cemento ya ha fraguado y endurecido.

Clase de resistencia (1)	Resistencia a compresión (N/mm^2) según UNE-EN 196-1:1996 (2)				Tiempo de fraguado según UNE-EN 196-3:1996		Estabilidad de volumen según UNE-EN 196-3:1996
	Resistencia inicial		Resistencia nominal		Inicio — Minutos	Final — Horas	Expansión — mm
	2 días	7 días	28 días				
32,5N	—	≥ 16,0	≥ 32,5	≤ 52,5	≥ 75	≤ 12	≤ 10
32,5R	≥ 10,0	—					
42,5N	≥ 10,0	—	≥ 42,5	≤ 62,5	≥ 60		
42,5R	≥ 20,0	—					
52,5N	≥ 20,0	—	≥ 52,5	—	≥ 45		
52,5R	≥ 30,0						

(1) R = Alta resistencia inicial.
N = Resistencia inicial normal.
(2) 1 N/mm^2 = 1 MPa.

Tabla 2.2. Prescripciones mecánicas y físicas de los cementos comunes. Fuente RC-03 [10)].

2.2.3.1.3. Designación de Normalizada de los cementos Comunes (UNE - EN 197-1:2000)

Los cementos se identificarán según la designación de la *tabla 2.1*., seguida de una cifra que indique la clase resistente (32,5-42,5-52,5) *(tabla 2.2)* y de la letra (R) si es de alta resistencia inicial, o de (N) si es de resistencia inicial normal, seguido de la referencia a la norma UNE correspondiente *(UNE-EN 197-1:2000)*.

En el caso del cemento portland compuesto (M), cementos puzolánicos tipo IV y cemento compuesto tipo V, se indicará, además entre paréntesis, después de la designación, las letras identificativas de los componentes principales empleados como adición.

Ejemplo 1: Un cemento Portland conforme a esta norma de clase resistente 42,5, con elevada resistencia inicial se identifica como:

CEM I 42,5 R UNE-EN 197-1:2000

Ejemplo 2. Un cemento Portland con escoria conforme a esta norma, de clase resistente 32,5 y con una resistencia inicial ordinaria, se identifica como:

CEM II/A-S 32,5 N UNE-EN 197-1:2000

En el caso de que un cemento tenga alguna de las características adicionales, se designarán de la misma manera a la expresada para los correspondientes cementos comunes, omitiendo el prefijo CEM, seguida por una barra (/) y de las siglas que identifican la característica adicional correspondiente (SR, MR o BC). *(SR: resistente a los sulfatos, MR: Resistente al agua de mar; o BC: bajo calor de hidratación).* La designación finalizará haciendo referencia a la norma UNE correspondiente según se indica en el apartado 2.2.3.

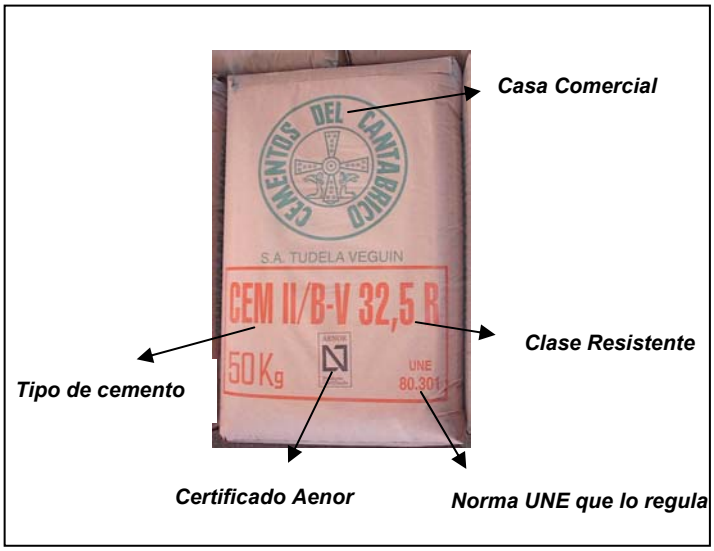


Figura 2.2. Ejemplo de etiquetado de un cemento.

2.2.3.2. Cementos resistentes a los sulfatos (SR)

Se consideran cementos resistentes a los sulfatos, a aquellos en cuya composición se haya empleado un clinker que cumpla las prescripciones de la *tabla 2.3.*

Los cementos resistentes a los sulfatos (SR) son los cementos adecuados para su empleo en presencia de sulfatos. El ataque por sulfatos es importante por su abundancia en algunos suelos y aguas.

Son cementos muy útiles para obras en contacto con terrenos yesíferos o aguas selenitosas. Los cementos de horno alto tipo III/B son siempre resistentes a los sulfatos.

Los cementos resistentes a los sulfatos son de bajo calor de hidratación, experimentan menos retracción y desarrollan sus resistencias más lentamente que sus correspondientes tipos ordinarios. A cambio, disminuye la trabajabilidad de las mezclas.

Las clases resistentes de los cementos resistentes a los sulfatos son las mismas que las de sus tipos correspondientes.

Deben emplearse cementos resistentes a los sulfatos en obras de hormigón en masa o armado, cuando el contenido de sulfatos del agua en contacto con la obra sea igual o mayor

que 400 mg/kg, o en suelos cuyo contenido sea igual o mayor que 3.000 mg/kg. Además, la dosificación de cemento no será inferior a 250 kg/m^3 para el hormigón en masa, ni a 325 kg/m^3 para el hormigón amado.

Tipo	Resistentes a los sulfatos (SR)	
	C_3A%	C_3A% + C_4AF%
I	≤ 5,0	≤ 22,0
II/A-S II/B-S II/A-D II/A-P II/B-P II/A-V II/B-V	≤ 6,0	≤ 22,0
III/A	≤ 8,0	≤ 25,0
III/B	Los de siempre	
III/C	Los de siempre	
IV/A	≤ 6,0	≤ 22,0
IV/B	≤ 8,0	≤ 25,0
V/A	≤ 8,0	≤ 25,0

Tabla 2.3. Prescripciones adicionales para los cementos resistentes a los sulfatos. Fuente RC-03 [10].

2.2.3.2.1. Designación

Los cementos resistentes a los sulfatos se designarán de la misma manera a la expresada para los correspondientes cementos comunes, omitiendo el prefijo CEM, seguida por una barra (/) y de las siglas que identifican la característica de resistencia a los sulfatos (SR).

La designación finalizará haciendo referencia a la norma UNE correspondiente (UNE 80303 -1:2001).

Ejemplo : Un cemento portland con escoria de horno alto, subtipo B de clase resistente 32,5 (CEM II/ B-S), que fuese resistente al agua de mar, se designaría como:

II / B-S 32,5/MR UNE 80303 -2:2001

2.2.3.3. Cementos resistentes al agua de mar (MR)

Se consideran cementos resistentes al agua de mar a aquellos en cuya composición se haya empleado un clinker que cumpla las prescripciones de la *tabla 2.4.*

Los cementos resistentes al agua de mar (MR), son los cementos adecuados para su empleo en presencia de ambientes marinos.

En el caso de agua de mar, la agresividad se debe a los sulfatos y a la presencia de otros iones (cloruros, magnesio, etc...).

Tipo	Resistentes al agua de mar (MR)	
	C_3A%	C_3A% + C_4AF%
I	≤ 5,0	≤ 22,0
II/A-S II/B-S II/A-D II/A-P II/B-P II/A-V II/B-V	≤ 8,0	≤ 25,0
III/A	≤ 10,0	≤ 25,0
III/B	Los de siempre	
III/C	Los de siempre	
IV/A	≤ 8,0	≤ 25,0
IV/B	≤ 10,0	≤ 25,0
V/A	≤ 10,0	≤ 25,0

Tabla 2.4. Prescripciones adicionales para los cementos resistentes al agua de mar. Fuente RC-03 [10].

2.2.3.3.1. Designación

Los cementos resistentes al agua de mar se designarán de la misma manera a la expresada para los correspondientes cementos comunes, omitiendo el prefijo CEM, seguida por una barra (/) y de las siglas que identifican la característica de resistencia al agua de mar (MR).

La designación finalizará haciendo referencia a la norma UNE correspondiente (UNE 80303 -2:2001).

Ejemplo: Un cemento CEM I de clase resistente 42,5 R, que fuese resistente a sulfatos, se designaría como:

I 42,5 R/SR UNE 80303 -2:2001

2.2.3.4. Cementos de bajo calor de hidratacion (BC)

Se consideran cementos de bajo calor de hidratación todos aquellos cementos comunes que, a la edad de cinco días, desarrollan un calor de hidratación igual o inferior a 65 cal/g, según Norma *UNE 80.118:1986 EX.*

Estos cemento están incluidos en la norma *UNE 80303-3:2001..*

Estos cementos son los indicados en el caso de cimentaciones masivas, presas, etc., para evitar el problema de las expansiones térmicas, las cuales pueden dar lugar a fisuraciones.

2.2.3.4.1. Designación

Los cementos con bajo calor de hidratación se designarán de la misma manera a la expresada para los correspondientes cementos comunes, omitiendo el prefijo CEM, seguida por una barra (/) y de las siglas que identifican la característica de bajo calor de hidratación (BC).

La designación finalizará haciendo referencia a la norma UNE correspondiente (UNE 80303 -3:2001).

Ejemplo: Un cemento CEM III, con escorias de alto horno, clase resistente 32,5 R y bajo calor de hidratación se designaría:

III/A 32,5 R / BC UNE 80303 -3:2001

2.2.3.5. Cementos de albañileria

Los cementos de albañilería están compuestos por clínker portland, constituyentes inorgánicos y, en algunos casos, aditivos. Los constituyentes inorgánicos admisibles para su empleo en la fabricación de los cementos de albañilería figuran en el *artículo 4.3.1. de la RC-03*.

La composición de los cementos de albañilería se muestra en la *tabla 2.5*. y las prescripciones físicas y mecánicas de los mismos se indican en la *tabla 2.6*. según sus clases de resistencia.

Los aditivos de los mismos no deberán favorecer la corrosión de los metales embebidos, ni alterar las propiedades de los morteros.

Adicionalmente, para los cementos de albañilería también son de aplicación las prescripciones establecidas en la *tabla 2.7.*, relativas al mortero fresco. Las características del mortero fresco serán determinadas sobre una pasta de consistencia normal obtenida para un valor de penetración de 35 ± 3 mm, determinado por aplicación del método de referencia definido en *UNE-EN 413-2:1995*.

Tipo y clase de resistencia	Contenido (% en masa)	
	Clínker portland	Aditivos (1) (2)
MC 5	≥ 25	≤ 1 (1)
MC 12,5 MC 12,5 X MC 22,5 X	≥ 40	≤ 1 (1)

(1) Excluidos los pigmentos.
(2) El contenido de material orgánico no deberá superar el 0,5% expresado en masa de producto desecado.

Tabla 2.5. Composición de los cementos de albañilería. Fuente RC-03 [10)].

Tipo y clase de resistencia	Resistencia a compresión (N/mm^2) UNE-EN 196-1:1996 (1)			Tiempo de fraguado UNE-EN 196-3:1996		Finura sobre tamiz de 90 µm UNE 80122: 1991 (EN 196-6)	Estabilidad de volumen UNE-EN 196-3: 1996
	7 días	28 días		Inicio (min)	Final (2) (horas)	Residuo (%)	Expansión (mm)
MC 5	-	≥ 5	≤ 15	≥ 60	≤ 15	≤ 15	≤ 10
MC 12,5	≥ 7	≥ 12,5	≤ 32,5				
MC 12,5 X	≥ 7	≥ 12,5	≤ 32,5				
MC 22,5 X	≥ 10	≥ 22,5	≤ 42,5				

(1) El ensayo deberá ser realizado según UNE-EN 196-1:1996. Si a la edad de 24 horas las probetas no presentan resistencia suficiente, podrán ser retiradas de los moldes transcurridas 48 horas. La velocidad de carga para la rotura de las probetas de los cementos de clase resistente 5 y 12,5 será de 400 ± 40 N/s. Podrá emplearse como equipo de compactación alternativo el descrito en UNE-EN 459-2:1995.
(2) Si el tiempo de principio de fraguado de un cemento de albañilería es menor de 6 horas, no se prescribe ningún requisito para final de fraguado.

Tabla 2.6. Prescripciones mecánicas y físicas de los cementos de albañilería. Fuente RC-03 [10)].

Tipo y clase de resistencia	Contenido de aire UNE-EN 413-2:1995		Retención de agua UNE-EN 413-2-1995
	%, en volumen		%, en masa
MC 5 MC 12,5	≥ 8	≤ 22	≥ 80
MC 12,5 X MC 22,5 X	—		≥ 75

Tabla 2.7. Prescripciones para mortero fresco. Fuente RC-03 [10)].

2.2.3.5.1. Designación

Los cementos de albañilería serán designados con las siglas **MC** seguido por la clase resistente correspondiente (5 -12,5 - 22,5). A los tipos MC 12,5 y MC 22,5 se les añadirá la letra X cuando estén exentos de aditivo aireante.

Ejemplo : Un cemento de albañilería de clase resistente 12,5, exento de aditivo aireante:

MC 12,5 X

2.2.3.6. Cementos para usos especiales

Se considera cementos para usos especiales el destinado a grandes macizos de hormigón en masa, bases y subbases de firmes y estabilización de suelos. Se encuentran definidos por la norma *UNE 80307:2001.*

Las recomendaciones incluidas en Reglamentaciones sobre hormigón indican que no deben emplearse nunca en la fabricación de hormigones armados o pretensados para uso estructural.

La *RC-03* considera cemento para usos especiales ESP VI-1 al recogidos en la *tabla 2.8.*

A diferencia de los cementos comunes, su resistencia normal viene determinada por su resistencia mecánica a los 90 días.

Tipos de Cemento	**Designación**	**Clinker**	**Escorias de Horno Alto**	**Puzolanas Naturales[2)]**	**Cenizas Volantes**	**Componentes minoritarios Adicionales[3)]**
ESP VI-1	VI-1	25-55	45-75			0-5

(1) Los valores de la tabla se refieren al % en masa respecto al núcleo de cemento, entendiéndose por tal el clinker y las adiciones, con exclusión del sulfato de calcio (regulador del fraguado) y de los aditivos.

(2) El contenido de puzolana natural no deberá ser superior al 40 % para el cemento tipo ESP VI-1.

(3) Los componentes minoritarios adicionales pueden ser filler, o uno o más de los componentes principales, a menos que estén incluidos ya como tales en el cemento.

Tabla 2.8. Tipos de cementos para usos especiales y composiciones: proporción en masa. Fuente RC-03 [10)].

Clases de resistencia	Resistencia a compresión (N/mm^2) UNE-EN 196-1:1996			Tiempo de fraguado UNE-EN 196-3:1996		Estabilidad de volumen UNE-EN 196-3:1996
	28 días		90 días	Inicio — Minutos	Final — Horas	Expansión — Milímetros
22,5 N 32,5 N 42,5 N	≥ 12,5 ≥ 22,5 ≥ 32,5	≤ 32,5 ≤ 42,5 ≤ 52,5	≥ 22,5 ≥ 32,5 ≥ 42,5	≥ 60	≤ 12	≤ 10

Tabla 2.9. Prescripciones mecánicas y físicas de los cementos para usos especiales. Fuente RC-03 [10)].

2.2.3.6.1. Designación

La designación completa incluye al tipo, seguido de la clase de resistencia *(22,5N - 32,5N - 42,5N*) y la referencia a la norma UNE 80307:2001.

Ejemplo:

ESP VI-2 22,5 N UNE 80307:2001

2.2.3.7. Cemento de aluminato de calcio, CAC/ R (cemento aluminoso)

El cemento de aluminato de calcio estará compuesto únicamente de clinker de cemento de aluminato de calcio. Este clinker es obtenido de una mezcla definida de materiales aluminosos y calcáreos. Sus prescripciones mecánicas, físicas se especifican en la *tabla 2.7.*

Se encuentra regulado por la Norma *UNE 80310:1996*, en la cual se incluye un anexo informativo a cerca de su uso en las obras de construcción.

Los cementos de aluminato de calcio poseen endurecimiento muy rápido (la EHE le exige 40 N/mm^2 de resistencia a compresión a un día). Las resistencias mecánicas a la edad de 28 días, a temperatura inferior a 25ºC, no son relevantes, ya que en su hidratación se forman compuestos metaestables, los cuales evolucionan pudiendo sufrir una disminución de resistencias, por lo que solamente se especifican valores a edades de 6 h y 24 h.

Los hormigones con cemento aluminoso son muy poco porosos y casi insensibles a los agentes químicos de carácter ácido, pero en cambio no resisten las aguas alcalinas y su carácter ácido favorece la corrosión de las armaduras. En ciertas condiciones de humedad y temperatura pueden presentar a largo plazo una apreciable regresión de sus resistencias mecánicas (así ha sucedido en España en buen número de forjados de edificación fabricados con viguetas de cemento aluminoso). Por ello, el cemento aluminoso no debe emplearse en hormigón armado y, menos aún, en hormigón pretensado, ni mezclarse con ningún otro tipo de cemento. *(Fuente J. Montoya[7]).*

La Instrucción Española *EHE*, indica en el *Artículo 26.1*. que el empleo de cemento de aluminato de calcio deberá ser objeto, en cada caso, de estudio especial, exponiéndose las razones que aconsejan su uso. Además se deberá tener en cuenta las especificaciones contenidas en el *Anejo nº 4 de la EHE*. En dicho Anejo se indica lo siguiente:

El cemento de aluminato de calcio resulta muy adecuado para:

- Hormigón refractario.

- Reparaciones rápidas de urgencia.

- Basamentos y bancadas con carácter temporal.

- Cuando su uso sea justificable, se puede utilizar en:

  • Obras y elementos prefabricados, de hormigón en masa o armado no estructural.

  • Determinados casos de cimentaciones de hormigón en masa.

  • Hormigón proyectado

- El cemento de aluminato de calcio no resulta indicado para:

  • Hormigón armado estructural.

  • Hormigón en masa o armado de grandes volúmenes.

  • Bases tratadas con cemento para carreteras.

  • Estabilización de suelos.

- Según el *Artículo 26.º* de la EHE, el cemento de aluminato de calcio está prohibido en hormigón pretensado en todos los casos.

Por lo que respecta a las clases de exposición, los hormigones fabricados con cemento de aluminato de calcio, se comportan adecuadamente en:

- Ambiente no agresivo (I).

- Ambiente marino (III).

- Ambiente químicamente agresivo débil (Q_a).

- Ambiente químicamente agresivo medio (Q_b).

Resistencia a comprensión (N/mm²) UNE-EN 196-1:1996		Tiempo de fraguado UNE-EN 196-3:1996	
A las 6 horas	A las 24 horas	Principio (min)	Final (horas)
≥ 20	≥ 40	≥ 60	≤ 12

Tabla 2.10. Prescripciones mecánicas y físicas para los cementos de aluminato de calcio. Fuente RC-03 [10)].

2.2.3.7.1. Designación

A diferencia del resto de cementos, el cemento de aluminato de calcio no incluye en su designación la categoría de resistente, por lo que se designará siempre:

CAC / R UNE 80310:1996

2.2.3.8. Cementos blancos (BL)

Los cementos blancos son aquellos que cumplen con las prescripciones señaladas para los cementos comunes o para los cementos de allbañilería y además cumplen con las prescripciones adicionales de blancura indicadas en el *artículo 4.4.2. de la RC-03*.

La RC-03 los clasifica en cementos comunes blancos y cemento de albañilería blanco.

Con el cemento blanco se deben emplear áridos muy limpios, ya que el aspecto final de éste depende, en gran medida. del color de los áridos, .y evitar el uso de herramientas susceptibles de manchar el mortero o el hormigón.

2.2.3.8.1. Cementos comunes blancos

Los tipos, subtipos, denominaciones, designaciones y composición corresponden a los señalados para los cementos comunes. Los componentes principales, clinker y adiciones, así como los minoritarios de los cementos blancos comunes son los mismos que los correspondientes a los cementos comunes incluidos en la UNE-EN 197-1:2000.

En cuanto a las prescripciones mecánicas, físicas, químicas y de durabilidad, también son las mismas que las establecidas para los cementos comunes, debiendo cumplir además el requisito de color definido en el *artículo 4.4.2. de la RC-03*.

2.2.3.8.2. Cemento de albañilería blanco

El cemento de albañilería blanco tendrá la clase de resistencia 22,5 X, y sus constituyentes serán conformes a lo indicado para los cementos de albañilería blancos.

Las proporciones en masa de los componentes se indican en la *tabla 2.11*. y las características mecánicas y físicas en la *tabla 2.12.*

Adicionalmente, al cemento de albañilería blanco le es de aplicación las prescripciones de la *tabla 2.13*. relativas al mortero fresco.

Tipo y clase de resistencia	Contenido (% en masa)	
	Clínker portland	Aditivos (1)
BL 22,5 X	≥ 40	≤ 1 (1) (2)

(1) Excluidos los pigmentos.
(2) El contenido de material orgánico no deberá superar el 0,5% expresado en masa de producto desecado.

Tabla 2.11. Composición del cemento de albañilería blanco. Fuente RC-03 [10)].

Tipo y clase de resistencia	Resistencia a compresión (N/mm^2) UNE-EN 196-1:1996 (1)			Tiempo de fraguado UNE-EN 196-3:1996		Finura sobre tamiz de 90 µm UNE 80122: 1991 (EN 196-6)	Estabilidad de volumen UNE-EN 196-3: 1996
	7 días	28 días		Inicio (min)	Final (2) (horas)	Residuo (%)	Expansión (mm)
BL 22,5 X	≥ 10	≥ 22,5	≤ 42,5	≥ 60	≤ 15	≤ 15	≤ 10

(1) El ensayo deberá ser realizado según UNE-EN 196-1:1996. Si a la edad de 24 horas las probetas no presentan resistencia suficiente, podrán ser retiradas de los moldes transcurridas 48 horas. La velocidad de carga para la rotura de las probetas de los cementos de clase resistente 5 y 12,5 será de 400 ± 40 N/s. Podrá emplearse como equipo de compactación alternativo el descrito en UNE-EN 459-2:1995.

(2) Si el tiempo de principio de fraguado del cemento de albañilería blanco es menor de 6 horas, no se prescribe ningún requisito para final de fraguado.

Tabla 2.12. Prescripciones mecánicas y físicas de los cementos de albañilería blancos. Fuente RC-03 [10)].

Tipo y clase de resistencia	Retención de agua UNE-EN 413-2:1995
	%, en masa
BL 22,5 X	≥ 75

Tabla 2.13. Requisitos para el mortero fresco en los cementos de albañilería blancos. Fuente RC-03 [10)].

2.2.3.8.3. Designación

La designación de los cementos blancos comunes es la misma que la de los homólogos correspondientes de UNE - EN 197-1:2000, sustituyendo el prefijo CEM por BL, a continuación, se incluye la referencia a UNE 80305:2001. Finalmente, el sufijo o sufijos, en su caso, correspondientes a la característica o a las características adicionales, si las hubiera, y la referencia o las referencias, si son más de una, a las normas que correspondan.

Ejemplo: la designación de un cemento portland blanco de clase resistente 32,5 será la siguiente:

BL I 32,5 N UNE- EN 197-1:2000

El cemento de albañilería blanco se designarán con las siglas BL, seguidas del tipo y clase de resistencia 22,5, de la letra X y de la referencia UNE 80305:2001.

BL 22,5 X UNE 80305:2001

2.2.4. Suministro e identificación

En relación con las condiciones prescritas de suministro e identificación es preciso tener en cuenta el lugar e instalación donde ha sido fabricado o expedido el cemento, para lo cual la *RC-03* distingue entre:

a) Fábrica: instalación utilizada por un fabricante para la producción de cemento, que deberá disponer de un equipamiento adecuado para la producción en masa de cemento de forma continua. En particular deberá disponer de un equipo de poner de equipos para la realización de una adecuada molienda y homogeneización conforme con la norma UNE-EN 197-2:2000. Estas instalaciones deben permitir el control de la producción con la suficiente precisión para garantizar que se cumplen los requisitos de las normas de especificaciones de producto. Estas instalaciones pueden ser de dos tipos:

- Fábrica integral: instalación utilizada por un fabricante para la producción de cemento, que cuenta al menos con un horno para producir clínker. Además, deberá disponer de equipos para la realización de una molienda y homogeneización adecuadas y de la capacidad

necesaria de silos para el almacenamiento y expedición de cada cemento producido.

- Instalación de molienda: instalación utilizada por un fabricante para la producción de cemento a partir de clínker, que cuenta con instalaciones de molienda y de homogeneización adecuadas y de la capacidad necesaria de silos para el almacenamiento y expedición de cada cemento producido.

b) Punto de expedición: instalaciones de silos de almacenamiento y expedición de cemento, separados físicamente de la fábrica, que son propiedad del fabricante de cemento y están bajo su sistema de control de calidad.

c) Centro de distribución: instalaciones regidas por empresas o sociedades distintas de la fábrica, las cuales realizan tareas de almacenamiento, transporte o cualquier otra operación ajena a la del fabricante y expiden cemento a granel o ensacado por ellas mismas. Estas sociedades tienen plena responsabilidad sobre la calidad de los cementos que expiden.

d) Almacén de distribución: instalación que comercializa cemento ensacado en una fábrica, punto de expedición o centro de distribución, sin efectuar ninguna otra operación sobre el cemento que no sean las de almacenamiento y transporte, sobre la cuales tiene plena responsabilidad.

2.2.4.1. Suministro

Los cementos incluidos en esta Instrucción se expedirán:

- En sacos adecuados para que su contenido no sufra alteración.

- A granel, mediante instalaciones especiales de transporte, cubas o sistemas similares en hermetismo, seguridad y almacenamiento tales que garanticen su perfecta conservación, que su contenido no sufra alteración y que preserven el medio ambiente.

Aun en el caso en que las condiciones de conservación sean buenas, como norma general, el almacenamiento del cemento no debe ser muy prolongado para evitar su meteorización. El almacenamiento máximo aconsejable será de tres meses para las clases resistentes 22,5 y 32,5 y de dos meses y un mes para las clases resistentes 42,5 y 52,5 respectivamente.

La meteorización consiste en la acción de la humedad y el $C0_2$ atmosférico, los cuales hidratan y/o carbonatan los componentes más activos de los cementos. Este hecho acarrea la caída de las resistencias en el cemento, así como un aumento del tiempo de fraguado.

2.2.4.2. Identificación

a) Albarán y documentación anexa

A la entrega del suministro, ya sea expedido el cemento a **granel** o en **sacos**, el vendedor aportará un albarán con documentación anexa conteniendo una serie de datos que se indican en la *RC-03, artículo 9.*

Sacos: si el cemento se expide en sacos, además de la documentación que se debe de entregar con los mismos, estos llevarán impresos los datos indicados en el *artículo 9.3. de la RC-03*.:

2.2.5. Recepción

2.2.5.1. Definiciones

Remesa: es la cantidad de cemento, de la misma designación y procedencia recibida en obra, central de hormigón preparado o fábrica de productos de construcción en cuya composición se incluya el cemento, en una misma unidad de transporte (camión, vagón, barco, contenedor, etc.).

Lote: es la cantidad de cemento, de la misma designación y procedencia, que se somete a recepción en bloque. En el caso de suministros continuos o cuasi-continuos de cemento, el lote lo formará la cantidad mensual recibida de un mismo tipo de cemento, siempre que no sobrepase la cantidad de 200 t de peso. Si el suministro mensual a obra, central o fábrica superase dicha cantidad, se formarán tantos lotes como porciones de 200 t de peso puedan formarse, originándose un último lote con la fracción residual si ésta supera las 100 t de peso, o pasando dicha fracción a componer un lote ampliado con el último completado en caso contrario.

En el caso de suministros discontinuos, cada uno de ellos constituirá un lote.

Otro tamaño del lote de control podrá ser

fijado por el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, o, en su defecto, por la Dirección de Obra.

Muestra: es la porción de cemento, extraída de cada lote y sobre la cual se realizarán, si procede, los ensayos de recepción.

2.2.5.2. Control de recepción

El control de recepción del cemento implica las siguientes operaciones fundamentales, las cuales se regulan de modo detallado en el *artículo 11 de la RC-03*:

1. Planificación del control.
2. Identificación y control documental.
3. Toma de muestra.
4. Realización de ensayos.
5. Conformidad del lote.

2.2.6. Uso de los cementos y recomendaciones de uso.

En el *artículo 7 de la RC-03* se establece el uso de los cementos y en el anexo III de la misma se recogen unas recomendaciones de uso de los cementos para distintos tipos de aplicaciones.

Los cementos utilizables para el caso de hormigones estructurales se recogen en la *tabla 2. 14:*

Aplicación	Tipo de hormigón	Cementos utilizables
Hormigones estructurales con $f_{ck} \leq 50$ N/mm^2.	En masa.	Cementos comunes, excepto los tipos CEM II/A-Q, CEM II/B-Q, CEM II/A-W, CEM II/B-W, CEM II/A-T, CEM II/B-T, CEM III/C. Cemento para usos especiales ESP V I-1.
	Armado.	Cementos comunes, excepto los tipos CEM II/A-Q, CEM II/B-Q, CEM II/A-W, CEM II/B-W, CEM II/A-T, CEM II/B-T, CEM III/C, CEM V/B.
	Pretensado	Cementos comunes de los tipos CEM I y CEM II/A-D.
Hormigones estructurales con $f_{ck} > 50$ N/mm^2.	En masa. Armado. Pretensado.	Cementos comunes, excepto los tipos CEM I, CEM II/A-D.

Tabla 2.14. Cementos utilizables para hormigones estructurales. Fuente RC-03 [10].

2.2.7. Los cementos en la EHE *(EHE, Art. 26)*

2.2.7.1. Cementos utilizables

Esta norma únicamente permite utilizar los cementos que cumplan la RC-03 y que pertenezcan a la clase resistente 32,5 o superior, y al mismo tiempo cumplan las limitaciones de la *tabla 2.15*. Así mismo indica que el cemento deberá ser capaz de proporcionar al hormigón las cualidades que al mismo tiempo se exigen en el *artículo 30.º*

La utilización permitida a los cementos comunes según la *tabla 2.15*. se puede extender a los cementos blancos y a los cementos con características adicionales, siempre que correspondan al mismo tipo y clase resistente que aquellos.

Tipo de hormigón	Tipo de cemento
Hormigón en masa	Cementos comunes Cementos para usos especiales
Hormigón armado	Cementos comunes
Hormigón pretensado	Cementos comunes de los tipos CEM I y CEM II/A-D

Tabla 2.15. Cementos utilizables según la EHE. Fuente EHE Art. 26

	Clase resistente
Endurecimiento lento	32,5 N
Endurecimiento normal	32,5R y 42,5 N
Endurecimiento rápido	42,5R , 52,5 N y 52,5R

Tabla 2.16. Clasificación los cementos según el tipo de endurecimiento. EHE Art. 26.

2.2.7.2. Recomendaciones para la utilización de cementos.*(EHE, Anejo 3)*

En el *Anejo 3 de la EHE* figuran unas recomendaciones generales para la utilización de los cementos especificados *RC-97, recomendaciones que siguen siendo válidas para los cementos especificados en la RC-03.*

Los cementos de aluminato de calcio se tratan de modo independiente en el *Anejo 4 de la EHE.*

En el *anejo 3 de la EHE* se incluyen unos cuadros para la selección de cementos

Cuadro nº 1: Valora la utilización de cada tipo de cemento según su aplicación.

Cuadro nº 2: En él se realiza una segunda valoración teniendo en cuenta las circunstancias del hormigonado.

En caso de que las circunstancias de hormigonado sean normales (ninguna de las contempladas en el cuadro 2), no será preciso realizar la valoración en éste apartado.

Las circunstancias de hormigonado se analizan en los *artículos 72.º y 73.º*, se debe tener en cuenta que el hormigonado en tiempo frío puede producir retrasos o alteraciones en los tiempos de fraguado, mientras que el hormigonado en tiempo caluroso, con fuerte insolación, viento,... puede provocar desecaciones en la masa del hormigón que pueden causar fisuraciones.

Cuadro nº 3: En éste cuadro se indican los cementos recomendables para las clases habituales de exposición. Las clases de exposición se abordan en el Artículo 8.º , y según éste, el tipo de ambiente viene definido por la combinación de: una clase general de exposición frente a la corrosión de las armaduras y en algunos casos una clase de exposición específica. El cemento incide en la clase general de exposición de las armaduras en la manera que evite la difusión del CO_2 o los cloruros, así como aportando la llamada reserva alcalina, que protege a las armaduras de la corrosión.

Áridos reactivos.

Para los casos en que sea inevitable el uso de los mismos recomienda el empleo de cementos de cementos bajos en alcalinos o con un alto contenido de adicción (puzolana natural, humo de sílice, ceniza volante o escoria siderúrgica), o ambas condiciones a la vez.

Uso de aditivos.

Dado que el uso de aditivos para el hormigón puede modificar las propiedades de los cementos, indica que sea tenido en cuenta según el *Artículo 29.º*

Clase resistente.

Indica que la clase resistente del cemento deberá ser la establecida en el Proyecto de la Obra, o por el Director de la misma, con el fin de garantizar las exigencias del Proyecto.

2.2.8. Ejemplos de selección de cementos según los cuadros de la EHE

2.2.8.1. EJEMPLO 1

- Aplicación: Hormigón armado.

- Circunstancia de hormigonado: Tiempo caluroso.

- Clase de exposición: Ambiente marino aéreo. Estructura marina por encima del nivel del mar en la proximidad de la costa (Ma).

1º Valoración del tipo de cemento *(cuadro 1)*: todos los cementos excepto CEM III/B; el CEM IV/B y BLV obtienen la valoración 3, (muy adecuado) ó 2 (adecuado).

2º Valoración por las circunstancias de hormigonado *(cuadro 2)*: los cementos CEM II/A-S, CEM II/B-S, CEM II/A-P, CEM II/B-P, CEM II/A-V, CEM II/B-V, CEM II/A-L, CEM II/A-M, CEM 11/B-M, CEM II/A, CEM IV/A, CEM V/A y BL II obtienen una valoración 2 (adecuado).

3º Valoración de la clase de exposición

(cuadro 2): de los cementos seleccionados previamente, para esta clase de exposición son recomendables: CEM II/A-S, CEM II/B-S, CEM II/A-P, CEM II/B-P, CEM II/A-V, CEM II/B-V, CEM III/A, CEM IV/A, CEM V/A. Al tratarse de clase de exposición marina, podría ser recomendable, según la incidencia de los iones sulfato, en función de la mayor o menor proximidad al mar, la utilización de cemento con la característica adicional MR. En este caso, al tratarse de un ambiente marino aéreo (IIIa), esta característica pierde importancia.

Comentarios y conclusión: Cualquiera de los cementos de la relación anterior, con la característica MR en función de su situación particular, resultan adecuados para esta utilización, es decir: CEM II/A-S, CEM II/B-S, CEM II/A-P, CEM II/B-P, CEM II/A-V, CEM II/B-V, CEM III/A, CEM IV/A, CEM V/A.

2.3. EL AGUA EN EL HORMIGÓN

El agua juega una doble función en el hormigón, interviniendo en el amasado y en el curado.

Agua en el amasado: es necesaria para que se produzcan las reacciones de hidratación en el cemento (fraguado) y por otra parte le proporciona al hormigón la consistencia y docilidad necesaria para que sea trabajable *(ver apartado 3.3.)*.

Por un lado, cuanto mayor es la cantidad de agua mas fluido es el hormigón, facilitando su adaptación a los moldes y rodeando mejor las armaduras, es decir, haciéndolo más trabajable, lo cual es positivo pues se han de evitar coqueras (huecos) en el hormigón. Pero, por otro lado un exceso de agua conlleva una evaporación excesiva, creando poros (huecos capilares) que disminuyen considerablemente la resistencia del hormigón. Por lo que se deberá buscar una solución de compromiso que, en general consistirá en aplicar la mínima cantidad de agua, suficiente para que el hormigón sea suficientemente trabajable *(figura 2.4.)*. Según la bibliografía consultada, puede retenerse la idea de que 1 litro de más en el agua de amasado provoca una disminución de resistencia equivalente a 2 Kg de cemento *(figura 2.3.)*.

Agua de curado: mejora la hidratación del cemento durante el proceso de endurecimiento de los primeros días, evitándose desecaciones prematuras que ocasionarían retracciones tempranas. En este caso se debe reponer el agua perdida, por ejemplo por evaporación, siendo recomendable, al contrario que en el caso anterior, la mayor cantidad de agua posible.

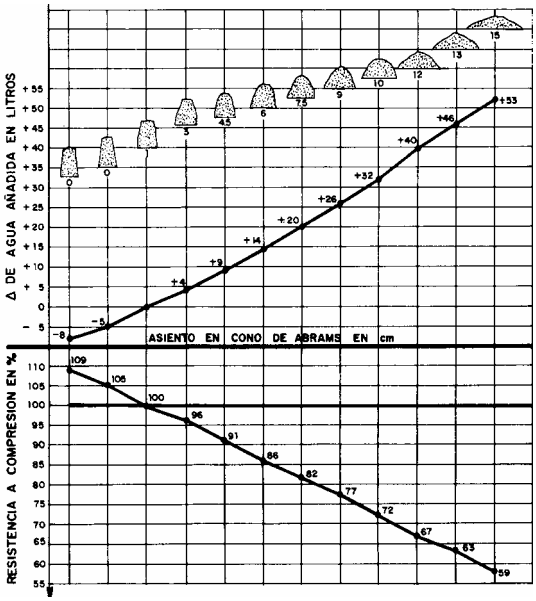


Figura 2.3. Influencia del exceso de agua en la consistencia y resistencia del hormigón. Fuente J. Montoya[7)].

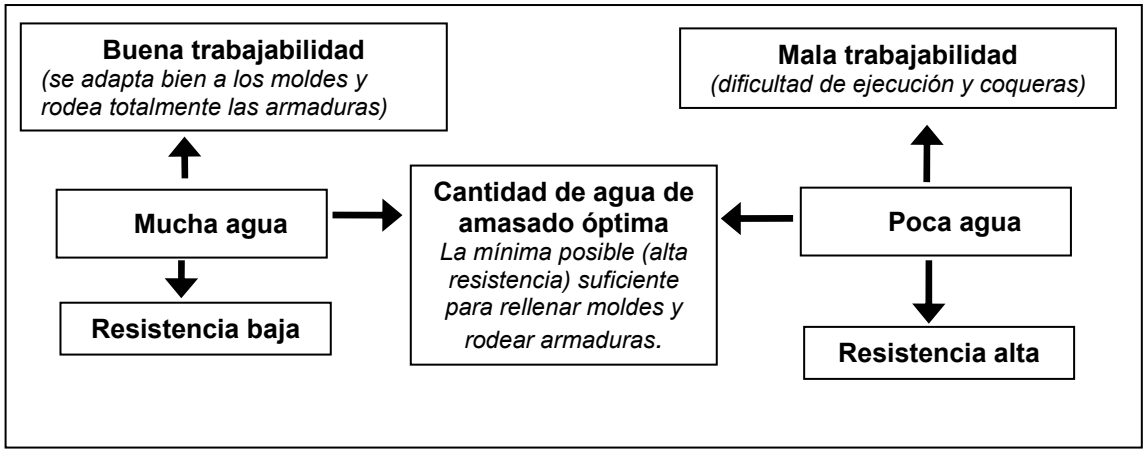


Figura 2.4. Incidencia de la cantidad de agua de amasado en las propiedades del hormigón.

2.3.1. Aptitudes del agua de curado y agua de amasado

El agua utilizada tanto para el amasado como para el curado del hormigón en obra *(Art. 27)*, no debe contener ningún ingrediente dañino en cantidades tales que afecten a las propiedades del hormigón o a la protección de las armaduras frente a la corrosión, siendo más importantela calidad en el agua de curado.

En efecto, es más peligroso emplear agua con una mala aptitud en el curado ya que ésta la recibe el hormigón en el proceso de endurecimiento, y por consiguiente, las reacciones que se pueden originar no actúan ya sobre la masa en estado plástico. Además, la cantidad de sustancias perjudiciales en el agua de amasado se limita a una cantidad fija ya que se aporta de una sola vez, mientras que en el agua de amasado la aportación es más amplia y más duradera.

2.3.2. Aguas utilizables en el hormigón

En general podríamos decir que cualquier **agua potable** puede ser utilizada tanto en el agua de amasado como en el agua de curado, exceptuando las aguas que por su excesiva pureza puedan resultar agresivas para el hormigón (p.e. aguas de alta montaña).

También se pueden utilizar determinadas **aguas insalubres**, como pueden ser aguas bombeadas de minas (exceptuando las de carbón), aguas de residuos industriales, aguas pantanosas, etc...

A esta aguas no potables se les debe exigir:

- poseer un PH no inferior a 5,

- no contener aceites, grasas o hidratos de carbono, u otras sustancias orgánicas solubles en éter que puedan afectar desfavorablemente al fraguado y al endurecimiento,

- no tener materiales sólidos en suspensión como pueden ser limos o arcillas.

En cuanto al contenido en Ion cloro, éste no debe superar los límites establecidos (ver siguiente apartado), éstos límites nos permiten emplear sin ningún tipo de problema las **aguas depuradas con cloro** ya que el contenido presente en las mismas no supera éstos límites. La limitación del contenido en cloruros es una medida preventiva contra la posible corrosión de las armaduras.

Un modo de cerciorarse de que el agua es apta para la práctica del hormigón, consiste en la realización de un ensayo comparativo de la resistencia a compresión a los 28 días, realizado con el mismo hormigón amasado con el agua de estudio y con otra agua potable de buena calidad.

En cuanto al **agua de mar**, se debe tener en cuenta que el empleo de la misma reduce la resistencia del hormigón (en un 15% aprox.). Según la EHE, solamente está permitido su uso para el hormigón en masa. En cuanto a su contenido en ión cloruro, éste se encuentra en el límite de lo permitido para hormigón en masa. El resto de contenido en sales (sulfatos magnésico, cálcico y potásico, SO_4) en principio nos llevaría a calificarla como no apta, pero debido a una serie de motivos de índole químico, su agresividad es mucho menor que la que tendría un agua no marina con la misma concentración en sulfatos o cloruros. Por otra parte, no debe admitirse la presencia de algas en la misma.

Además se encuentra contraindicado el empleo de agua de mar para el amasado cuando el curado del hormigón va a tener lugar en contacto con agua de mar.

El hormigón fabricado con agua de mar debe cumplir las resistencias exigidas y por otra parte deben ser admisibles las manchas o eflorescencias que origina su uso. Además en caso de empleo de agua de mar, se recomienda la utilización de un cemento con características adicionales (SR ó MR).

2.3.3. El agua en la EHE (EHE, Art.27)

En caso de que no poseamos antecedentes de su utilización o en caso de duda, nos obliga a analizar el agua y ésta debe cumplir las limitaciones de *la tabla 2.17.*

Permite el empleo de agua de mar o aguas salinas análogas para el amasado o curado, en el caso de hormigón en masa, prohibiendo, salvo estudios especiales, el empleo de estas aguas para el amasado o curado de hormigón armado o pretensado.

	Norma UNE	Limitaciones EHE	Riesgos si no se cumple
pH	UNE 7234:71	≥ 5	- Alteraciones en fraguado y endurecimiento. - isminución de resistencias y durabilidad.
Sustancias disueltas	UNE 7130:58	≤ 15 gr/l (15000 p.p.m.)	- Aparición de manchas y eflorescencias. - Pérdida de resistencias mecánicas. - Fenómenos de expansión a largo plazo.
Sulfatos, expresados en SO_4 (excepto para el cemento SR en que se eleva este límite a 5 gramos por litro (5.000 p.p.m)	UNE 7131:58	≤ 1 gr/l (1000 p.p.m.)	- Alteraciones en el fraguado y endurecimiento. -Pérdida de resistencias mecánicas. -Puede afectar a la durabilidad del hormigón.
Hidratos de carbono	UNE 7132:58	Libre de H. C. (= 0)	- Alteraciones en el fraguado y endurecimiento o incluso el hormigón no fragua.
Sustancias orgánicas solubles en éter	UNE 7235:71	≤ 15 gr/l (15000 p.p.m.)	- Graves alteraciones en el fraguado y/o endurecimiento. - Fuertes caidas de resistencias.
Ión cloruro, CL^-	UNE 7178:60	≤ 1 gr/l (H. pretensado) ≤ 3 gr/l (H. armado) ≤ 1 gr/l (H. en masa)	- Corrosión de las armaduras. - Alteraciones en el hormigón.

Tabla 2.17. Limitaciones en el análisis de agua para amasado o curado del hormigón. Fuentes [5) y 7)]

2.4. ARIDOS PARA EL HORMIGÓN

2.4.1. Generalidades

Los áridos se utilizan como material de relleno en el hormigón, ocupando gran parte del volumen a un costo relativamente bajo en relación con el del cemento.

El hecho de que se utilice como material de relleno, no significa que su incorporación se pueda hacer de cualquier modo, ya que para la obtención de un hormigón de calidad es preciso realizar una buena selección de los mismos. Se debe tener en cuenta que el papel que juega este componente en la obtención de un hormigón de calidad es tanto o más importante que la del cemento.

Para que un árido sea de buena calidad éste debe de ser resistente, estable, no reactivo, y encontrarse exento de otros materiales o sustancias capaces de producir alteraciones en el hormigón susceptibles de restarle gran parte de sus propiedades y características fundamentales.

Estos provienen de la desintegración natural o artificial de rocas, según la naturaleza de las mismas reciben los nombres de silíceos, calizos, graníticos, arcillosos, porfídicos, etc.

Los áridos pueden ser rodados o machacados.

Los **rodados** poseen las siguientes ventajas e inconvenientes:

- forman un hormigón más dócil y trabajable,

- requieren menos cantidad de agua que los machacados

el principal inconveniente es que le proporcionan al hormigón menos resistencia que los que provienen del machaqueo.

Los provenientes del **machaqueo**:

- dificultan la puesta en obra del hormigón,

- proporcionan al hormigón una mayor resistencia mecánica y química.

En caso de que los áridos se encuentren contaminados (arcilla, polvo de machaqueo, etc), es imprescindible lavarlos, éste lavado debe ser enérgico, realizado con máquinas de lavar, no sirviendo de nada el simple rociado en obra.

En otro apartado, comentar que los áridos se oponen a la retracción del hormigón, tanto más cuanto más resistentes son. En general, la retracción disminuye a medida que aumenta el tamaño máximo del árido.

2.4.2. Clasificación de los áridos, designación y tamaños

En función de su tamaño se clasifican en gravas o áridos gruesos y arena o áridos finos:

Designación		***fracción***
Gravas o áridos gruesos		> 4 mm
Arenas o áridos finos	Arena gruesa	4 - 2 mm
	Arena fina	2 – 0,063 mm
	Polvos finos o finos de la arena	< 0,063 mm

Tabla 2.18. Clasificación de los áridos en función de su tamaño.

Los áridos se suministran en fracciones y se designan por su **tamaño mínimo (d)** y **máximo D)** expresados en milímetros. Para ello se utiliza la expresión **"árido d/D",** siendo:

- **D:** mínima abertura del tamiz *UNE EN 933-2:96*, por el que pasa más del 90% en peso, cuando además pase el total por el tamiz de abertura doble (desclasificados superiores a D, menor que el 10% y desclasificados superiores a 2D igual al 0%).

- **d**: máxima abertura del tamiz *UNE EN 933-2:96*, por el que pase menos del 10% en peso (desclasificados inferiores a d, menor que el 10%).

Abertura en mm de tamices (UNE EN 933-2:96). Prescritos por la EHE para el árido fino.											
0,063	0,125	0,250	0,500	1	2	4	8	16	31,5	63	125
Abertura en mm de tamices (UNE EN 933-2:96+ serie complementaria R-20). Prescritos por la EHE para el árido grueso)											
0,063	0,125	0,250	0,500	1	2	4	8	10	16	20	31,5	40	63	125

Tabla 2.19. Abertura de tamices para los áridos..

2.4.3. Propiedades y características de los áridos para hormigón

2.4.3.1. Granulometría de los áridos

El porcentaje de los distintos tamaños que componen un árido influye considerablemente en las características del hormigón. La distribución en % de los distintos tamaños que componen la mezcla se conoce como *granulometría o huso granulométrico de un árido*, y ésta se determina cribando el árido a través de una serie normalizada de tamices.

La obtención de la distribución adecuada de áridos para fabricar el hormigón se consigue mezclando arenas y gravas en proporciones adecuadas, o a veces 3 o más grupos de áridos de distintos tamaños, lo cual recibe el nombre de árido compuesto.

Tras el cribado conocemos la distribución del árido y podemos dibujar la curva granulométrica tomando en abscisas las aberturas de los tamices y en ordenadas el porcentaje que pasa por cada tamiz. Se emplea el papel semilogarítmico, en el cual en abscisas se representa el Logaritmo neperiano de la abertura de los tamices.

El porcentaje se toma en volumen absoluto o cuando los áridos son de la misma densidad y en la curva granulométrica no se incluye el cemento, pueden tomarse en peso.

Los principales parámetros que determinan las características granulométricas de un árido son *tamaño máximo*, *compacidad* y *contenido de granos finos*.

Tamaño máximo de árido: a la hora de la elección del tamaño máximo de árido, debemos tener en cuenta que a mayor tamaño, menor cantidad de agua y de cemento será necesaria para la elaboración del hormigón.

No obstante, hay otros condicionantes que influyen en la elección del tamaño máximo, como son, las dimensiones de los elementos que conforman la estructura, la cuantía y separación de las armaduras de las piezas que se hormigonan y, las condiciones de amasado y puesta en obra, cuya influencia es también decisiva *(ver apartado 2.4.4.)*.

Compacidad: se define como la relación entre el volumen real y el aparente.

$$C = \frac{V_r}{V_a}$$

• V_r: *Volumen real. (Volumen ocupado por la masa sólida)*
• V_a: *Volumen aparente (Volumen ocupado por la masa sólida más los huecos)*

Al aumentar la compacidad:

- Menor volumen de huecos, entonces menor cantidad de pasta de cemento necesaria.

- Mayor resistencia del hormigón.

- Mejores condiciones de durabilidad.

- Menor trabajabilidad.

- Hormigón propenso a disgregarse, razón por la que debe cuidarse extremadamente la puesta en obra y compactado para evitar coqueras, si se dispone de los medios adecuados para su puesta en obra y compactación, pueden obtenerse hormigones altamente resistentes, durables y con poca retracción.

Las granulometrías de compacidad elevada se consiguen con mezclas relativamente pobres en granos finos y gran proporción de granos gruesos.

Contenido de granos finos: es necesario que el hormigón contenga un contenido óptimo en granos finos para obtener un hormigón dócil y trabajable, de fácil puesta en obra y compactación, que no se disgregue, etc.

También hay que tener en cuenta que a mayor contenido de granos finos, menor compacidad, con lo cual se necesitará más cantidad de agua de amasado y cemento, además aumenta el riesgo de que se desarrollen tensiones de retracción que fisurarían el hormigón.

En otro apartado, el contenido en granos finos menores de 25 mm tiene especial importancia en hormigones que deban transportarse mediante canalizaciones, para hormigonado de paredes delgadas fuertemente armadas y para obtener hormigones altamente impermeables.

Parece obvio que pretender cumplir estas tres condiciones, aparentemente contradictorias, para obtener un hormigón resistente, compacto, trabajable, durable y, además, barato, es prácticamente imposible. Es por ello, que en cada caso concreto habrá que elegir una distribución de tamaños que se adapte al tipo de hormigón y obra que se quiera ejecutar.

En consecuencia, la distribución de los distintos tamaños de los granos que componen un árido compuesto, se trata de una de las cualidades fundamentales para obtener un buen hormigón, así como para obtener una buena estructura.

En función de las dimensiones de los elementos a hormigonar, de las características generales de la estructura, condiciones de amasado y puesta en obra, etc, habrá que estudiar una composición que se adapte a las exigencias previamente establecidas, procurando optimizar las tres condiciones fundamentales indicadas.

Varios son los procedimientos para obtener curvas granulométricas adecuadas para cada caso en particular, teniendo cada uno de estos procedimientos su propio campo de aplicación. De entre los métodos disponibles, unos se refieren a granulometrías continuas, en las que se encuentran todos los tamaños de granos y granulometrías discontinuas, en las que faltan tamaños intermedios.

Entre los métodos de dosificación disponibles más utilizados se encuentran:

- Parábola de Füller.

- Módulo granulométrico.

- Parábola de Bolomey.

- Dominios o usos granulométricos.

2.4.3.2. Forma y textura

Las características externas de los áridos presentan también influencia en las propiedades del hormigón, tanto fresco como endurecido.

Así, en el hormigón fresco, la forma del árido influye de manera decisiva en la puesta en obra (compactación, docilidad, trabajabilidad, movilidad, etc..).

Las formas equidimensionales suelen ser más apropiadas que las formas lajosas y alargadas.

La fracción fina también influye en las propiedades del hormigón, así, la lajosidad de la arena comporta mayor demanda de agua, lo que da lugar a hormigones de difícil trabajabilidad y movilidad, propensos a la segregación, y en definitiva, menos resistentes y durables.

Por otra parte, en el hormigón endurecido, la forma del árido puede ser determinante de

las características mecánicas, así, los áridos lajosos disminuyen la resistencia a tracción y compresión del hormigón.

La Instrucción española define el coeficiente de forma como la relación entre el volumen de los granos y el volumen de las esferas circunscritas en los mismos. La misma indica que éste no debe ser inferior a 20 ($\alpha \geq 20$).

$$\alpha = \frac{V_1 + V_2 + ... + V_n}{\frac{\pi}{6}(d_1^3 + d_2^3 + ... + d_n^3)}$$

- α: *Coeficiente de forma.*
- V_i: *Volumen de cada grano.*
- d_i: *La mayor dimensión de cada grano.*

Por otra parte esta instrucción también limita el índice de lajas a 35, entendiéndose por índice de lajas de un árido el porcentaje en peso de áridos considerados como lajas según el método de ensayo UNE EN 933-3:97.

En cuanto a **textura superficial** de los áridos, esta puede influir en las propiedades del hormigón dado que influye en las condiciones de adherencia árido-pasta.

2.4.3.3. Características físicas

Como características físicas de los áridos que más influyen en las propiedades del hormigón podemos citar las siguientes:

Peso específico y densidad: el peso específico y densidad tanto de los granos como del conjunto de la mezcla se debe de tener en cuenta en el diseño de mezclas específicas para obtener un determinado tipo de hormigón.

Porosidad: se trata de un factor determinante en relación con la resistencia y durabilidad del hormigón. Los poros constituyen por una parte, vías de acceso para sustancias agresivas que contaminan el hormigón, afectando a la durabilidad del mismo y al mismo tiempo a la de las armaduras, y por otra parte está comprobado que áridos muy porosos reducen apreciablemente la capacidad resistente del hormigón.

Absorción: se trata de una medida indirecta de su índice de permeabilidad, y por tanto se trata de un parámetro íntimamente ligado con gran cantidad de propiedades del hormigón (resistencia, estabilidad de volumen, durabilidad por su potencialidad de transporte de agentes agresivos desde el exterior disueltos en agua, etc.). De modo general se puede considerar que al aumentar la capacidad de absorción disminuye la resistencia mecánica y a la acción de penetración de agentes externos agresivos. Además influye en la demanda de agua de la mezcla, lo que redunda de modo decisivo en la obtención de hormigones compactos impermeables y resistentes.

2.4.4. Limitaciones de la EHE. *(Art.28)*

2.4.4.1. LIMITACIONES DE TAMAÑO

El tamaño máximo de un árido grueso será menor que las dimensiones siguientes:

- **0,8** de la distancia horizontal libre entre vainas o armaduras que no formen grupo, o entre un borde de la pieza y una vaina o armadura que forme un ángulo mayor que 45º con la dirección de hormigonado.

- **1,25** de la distancia entre un borde de la pieza y una vaina o armadura que forme un ángulo no mayor que 45º con la dirección de hormigonado.

- **0,25** de la dimensión mínima de la pieza, excepto en los casos siguientes:

  - Losa superior de los forjados, donde el tamaño máximo del árido será menor que 0,4 veces el espesor mínimo.

  - Piezas de ejecución muy cuidada (caso de prefabricación en taller) y aquellos elementos en los que el efecto pared del encofrado sea reducido (forjados que se encofran por una sola cara), en cuyo caso será menor que 0,33 veces el espesor mínimo.

2.5. ADITIVOS

2.5.1. Generalidades

Se llaman aditivos aquellos productos que se incorporan al hormigón fresco con objeto de mejorar alguna de sus características (facilitar su puesta en obra, regular su proceso de fraguado y endurecimiento, aumentar su durabilidad, etc.). Por su importancia creciente, han sido denominados el cuarto componente del hormigón.

Existen en el comercio multitud de aditivos que, con el nombre de aceleradores, retardadores, plastificantes, aireantes, impermeabilizantes, etc., ponen a disposición del técnico un medio útil para la confección de hormigones de las más variadas características.

Su dosificación, en general inferior a un 5 por 100 del peso del cemento, requiere un cuidado especial, ya que, de no ser la conveniente, puede influir en el hormigón de forma indeseable, a veces opuesta a la que se quería conseguir con el aditivo. Se recomienda por ello emplear sólo aquellos productos garantizados que suministren casas especializadas de solvencia, debiendo seguirse escrupulosamente las indicaciones de uso correspondientes. Además, los fabricantes de aditivos están obligados a etiquetar correctamente estos productos, según Norma UNE 83275:89 EX.

La designación de los aditivos y su definición figura en la Norma UNE EN 934-2:98. Además de su acción principal o específica, los aditivos suelen ejercer otras acciones secundarias, favorables o desfavorables. Como tales acciones dependen fundamentalmente del resto de los componentes del hormigón y de las condiciones ambientales, conviene realizar en cada caso (y muy especialmente cuando se utilizan cementos diferentes al CEM 1) ensayos previos de carácter comparativo, confeccionando amasadas de prueba con dosis de 0,5; 1 y 3 veces la dosis media prevista de aditivo.

Debe tenerse en cuenta que los aditivos mejoran ciertas propiedades de aquellos hormigones que de por sí están bien dosificados y preparados, no teniendo sentido su empleo en hormigones de malos componentes o mal proyectados y confeccionados de origen. La idea de que los aditivos son la panacea universal que todo lo consigue debe desterrarse absolutamente.

A continuación se incluyen algunas precisiones sobre los aditivos más importantes. Aquellos que modifican el comportamiento reológico o el tiempo de fraguado del hormigón deben cumplir la Norma UNE EN 934-2:98.

2.5.2. Aceleradores

Son productos que, añadidos al hormigón, adelantan el fraguado o el endurecimiento del mismo y, en general, ambos procesos a la vez.

Se usan para reducir el tiempo de desencofrado, hecho que adquiere gran importancia en prefabricación. También se utilizan en el hormigonado en tiempo frío, para conseguir que el hormigón adquiera resistencias rápidamente y contrarrestar el efecto retardador de las bajas temperaturas.

2.5.3. Retardantes

Son productos empleados para retardar el fraguado del hormigón.

Son de utilidad en tiempo caluroso o cuando la distancia de transporte del hormigón fresco es grande (efecto contrario a los acelerantes).

Suelen aumentar la retracción del hormigón.

Se pueden sustituir por fluidificantes que, al mismo tiempo que permiten reducir el agua de amasado, actúan también como retardadores del fraguado.

2.5.4. Plastificantes y fluidificantes

Los plastificantes y fluidificantes son aditivos que aumentan la docilidad y trabajabilidad del hormigón manteniendo la cantidad de agua. Esto permite rellenar moldes o recubrir armaduras con masas que de otra forma sería casi imposible colocar en obra, o en su caso reducir el agua de amasado de los hormigones en beneficio de su resistencia o de la dosificación del cemento.

Existen dos tipos de aditivos que aumentan la docilidad del hormigón: unos, llamados plastificantes, actúan mecánica y físicamente, permitiendo una cierta retención de agua; y

,otros, llamados fluidificantes, actúan mediante procesos fisico-químicos, permitiendo una reducción de agua (en general, por modificación de la tensión superficial de la misma).

Plastificantes:

Mejoran además la impermeabilidad del hormigón y, al ser químicamente inertes, alteran poco sus restantes propiedades.

Generalmente exigen aumentar algo el agua de amasado, por lo que no permiten, en general, mejorar la resistencia y durabilidad del hormigón.

El empleo conjunto de plastificantes y fluidificantes puede mejorar no sólo la docilidad de la masa sino también las resistencias del hormigón. Tal es el caso de los hormigones de alta resistencia.

Fluidificantes:

Las características que confieren a los hormigones, mejorando sus propiedades tanto en fresco como endurecidos, son las siguientes:

- aumentan la plasticidad de las masas;

- a igualdad de docilidad, reducen la relación agua/cemento (de un 5 a un 15 por 100);

- a igualdad de relación agua/cemento, mejoran la docilidad *(ver apartado 3.3.);*

- disminuyen la tendencia a la segregación durante el transporte;

- mejoran la adherencia del hormigón a las armaduras;

- mejoran la resistencia (de un 10 a un 20 por 100 en compresión a 28 días) al disminuir el agua necesaria y forzar la hidratación a fondo del cemento;

- aumentan la durabilidad y resistencia a la abrasión del hormigón.

Conviene tener en cuenta que los fluidificantes suelen retrasar ligeramente el fraguado y primer endurecimiento del hormigón, sobre todo si se emplean en dosis elevadas, por lo que deben tomarse precauciones y retrasar el desencofrado cuando se utilicen en tiempo frío.

Los fluidificantes no deben emplearse con hormigones blandos o fluidos sino, por el contrario, con los secos y secoplásticos, ya que su eficacia es tanto mayor cuanto menor es la relación agua/cemento. Están especialmente indicados para hormigones bombeados y preamasados, prefabricados, para piezas muy densamente armadas, para hormigones vistos y, en general, para cualquier obra en que se requiera un hormigón de calidad.

2.5.5. Superfluidificantes

El empleo de fluidificantes puede tener efectos secundarios sobre el hormigón, como el retraso en su fraguado y primer endurecimiento. Por otra parte. reducción de agua conseguida con estos productos no supera el 15 por 100.

Actualmente se están empleando los denominados superfluidificantes que son productos que no presentan para el hormigón los efectos secundarios anteriormente indicados y que permiten reducciones de agua de hasta un 40 por 100.

Los superfluidificantes tienen muchas y notables propiedades, de las que destacan dos: aumentan la docilidad de la masa de hormigón fresco sin variar la relación agua/cemento y, alternativamente, aumentan las resistencias del hormigón sin variar la docilidad de la masa.

Con el empleo de superfluidificantes se mejora notablemente la trabajabilidad de las masas sin variar la dosis de agua ni la relación agua/cemento, consiguiéndose aumentos considerables del asiento en cono de Abrams El hormigón mantiene su cohesión sin presentar exudación, segregación ni pérdida de sus resistencias.

Estas características resultan muy útiles para el hormigonado de piezas de geometría complicada o con gran concentración de armaduras, para reducir o evitar el vibrado, así como para bombear hormigón y en prefabricación. Además, los superfluidificantes permiten una puesta en obra rápida y económica, al no necesario, en general, vibrar la masa del hormigón, dada la gran fluidez de la misma.

Debe tenerse en cuenta que los superfluidificantes pierden eficacia rápidamente, por lo que las masas deben colocarse antes de transcurridos de treinta a sesenta minutos de haber añadido el aditivo, dependiendo ese lapso de tiempo del tipo de cemento, de los áridos y de la dosificación. Esta pérdida de eficacia es mayor en hormigones de bajo contenido en cemento y con temperaturas superiores a 30 ºC.

Por otra parte, con el empleo de superfluidificantes pueden aumentarse las resistencias del hormigón sin variar la docilidad de las masas. El agua de amasado puede

reducirse entre un 20% y un 40% , llegándose a relaciones agua/cemento muy bajas con asientos en cono de Abrams que a veces es total, y muy altas resistencias, tanto a 28 días como a primeras edades.

El aumento de resistencia que puede conseguirse con el empleo de superfluidificantes tiene muchas aplicaciones: para hormigones de alta resistencia, en prefabricación, para reparación de pavimentos, en puentes, obras marítimas, etc.

2.5.6. Aireantes

Los aireantes introducen en la masa del hormigón gran cantidad de burbujas de aire, de pequeño tamaño (20 a 200 micras de diámetro), las cuales interceptan la red capilar del hormigón endurecido, mejorando así su resistencia a las heladas y a los agentes agresivos.

Las ventajas de los hormigones con aire ocluido son las siguientes:

- Son más dóciles y trabajables, debido a la acción lubricante de las burbujas de aire. En los hormigones ordinarios, el aireante permite reducir los áridos finos en un volumen igual al del aire incorporado, y disminuir el agua de amasado.

- Son más homogéneos, presentando mayor estabilidad durante el transporte, con menor tendencia a la segregación.

- Presentan mejor aspecto al ser desencofrados (menor número de coqueras y poros).

- Los hormigones aireados son más impermeables y menos absorbentes por capilaridad, debido al efecto de las burbujas de aire interceptando los capilares.

- Poseen una gran resistencia a las heladas, al actuar las burbujas como cámaras de expansión cuando se hiela el agua contenida en los capilares.

- Tienen mayor resistencia a las aguas agresivas, como consecuencia de su menor permeabilidad y absorción capilar.

Frente a estas ventajas, los hormigones con aire ocluido presentan, en general, menores resistencias mecánicas.

2.5.7. Impermeabilizantes

El agua puede penetrar en el hormigón sea por presión (depósitos, conducciones, etc.), sea por capilaridad (contacto con medio húmedo). Cuando un hormigón ha sido correctamente dosificado, confeccionado y colocado, resulta en general impermeable por sí mismo, tanto más cuanto menor sea su red capilar, es decir, cuanto mayor sea su compacidad.

Cuando se quieran conseguir hormigones impermeables, será necesario emplear una relación agua/cemento lo más baja posible, ya que la red capilar se forma por evaporación del agua de amasado en exceso sobre la estrictamente necesaria para hidratar el cemento. Este exceso es siempre necesario para poder manejar y colocar el hormigón, debiendo ser, como es obvio, lo menor posible. La red capilar será tanto mas importante cuanto:

- menos finamente molido esté el cemento;

- mayor sea la relación agua/cemento;

- peor sea la composición granulométrica del hormigón;

- más corto sea el curado.

Teniendo en cuenta lo anterior, pueden emplearse impermeabilizantes de masa que, al cerrar los poros y capilares, mejoran la compacidad del conjunto. Pero es evidente que su efecto será nulo si tales poros y capilares no son relativamente pequeños, es decir, si el hormigón está mal dosificado o ejecutado. No se puede impermeabilizar un hormigón malo.

Los impermeabilizantes aumentan, por regla general, la retracción y pueden disminuir las resistencias si poseen efecto aireante.

Aparte de los impermeabilizantes de masa o hidrófugos, existen impermeabilizantes de superficie, que se aplican sobre la superficie del hormigón endurecido y actúan tan sólo sobre un pequeño espesor del mismo.

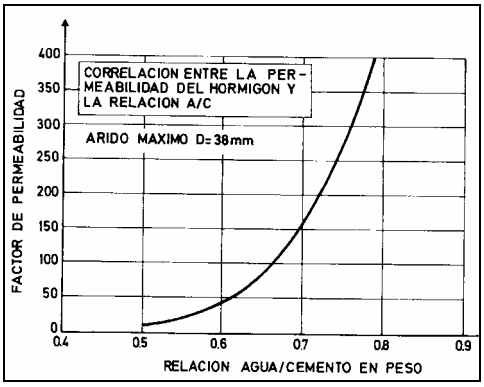


Figura 2.5. Influencia de la relación A/C en la permeabilidad. Fuente J. Montoya[7].

CAPITULO III. PROPIEDADES DEL HORMIGÓN

3.1. FABRICACIÓN DEL HORMIGÓN

La Instrucción española distingue las dos formas siguientes de preparar el hormigón:

a) Hormigón fabricado en central

Es la forma más recomendable. Requiere disponer de una central de hormigonado y de un servicio de control de calidad de producción.

Se consiguen así una gran homogeneidad y uniformidad de las masas de hormigón.

Si su responsable es independiente del constructor, el hormigón se denomina **hormigón preparado.**

Una central de hormigonado consta de almacenamiento de materias primas, instalaciones de dosificación, equipos de amasado y equipos de transporte, y dispondrá de un laboratorio de control de calidad de producción. En cada central debe haber un técnico de fabricación, que estará presente durante el proceso de producción, y otro técnico encargado del servicio de control de calidad.

Las instalaciones de dosificación disponen de silos con compartimentos adecuados y separados para cada una de las fracciones granulométricas necesarias de árido. Los equipos de amasado están constituidos por amasadoras fijas o móviles.

Figura 3.1. Central de hormigonado.

b) Hormigón no fabricado en central

Es el fabricado en hormigoneras de obra. Su empleo no es aconsejable salvo en obras de poca importancia, por las grandes dispersiones que resultan de este tipo de preparación.

3.2. FORMAS DE ESPECIFICAR EL HORMIGÓN

Hay dos formas de especificar el hormigón, **por resistencia** o **por dosificación**. Esta última está indicada únicamente para casos de hormigones sin función resistente; o bien, en el otro extremo, para casos de hormigones especiales, cuya composición se ha estudiado previamente en laboratorio por parte del proyectista.

3.2.1. Tipificación de los hormigones por resistencia. *(EHE, Art. 39.2)*

Los hormigones se tipificarán de acuerdo con el siguiente formato (lo que deberá reflejarse en los planos y en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares del proyecto):

T - R / C / TM / A

donde:

- ***T****:* Indicativo que será HM en el caso de hormigón en masa, HA en el caso de hormigón armado y HP en el de pretensado

- ***R****:* Resistencia característica especificada, en N/mm²

- ***C****:* Letra inicial del tipo de consistencia, tal y como se define en *Art. 30.6 de la EHE.*

- ***TM****:* Tamaño máximo del árido en milímetros, definido en el *Artículo 28.2 EHE*

- ***A****:* Designación del ambiente, de acuerdo con *Art. 8.2.1 EHE*.

En cuanto a la resistencia característica especificada, se recomienda utilizar la siguiente serie:

20, 25, 30, 35, 40, 45, 50

en la cual las cifras indican la resistencia característica especificada del hormigón a compresión a 28 días, expresada en N/mm².

La resistencia de 20 N/mm² se limita en su utilización a hormigones en masa, siendo 25 N/mm² la mínima resistencia a emplear en hormigón armado.

El hormigón que se prescriba deberá ser tal que, además de la resistencia mecánica, asegure el cumplimiento de los requisitos de durabilidad (contenido mínimo de cemento y relación agua/cemento máxima) correspondientes al ambiente del elemento estructural, reseñados en *Artículo 37.3.* de la EHE.

3.3. CONSISTENCIA

Es la menor o mayor facilidad que tiene el hormigón fresco para deformarse. Varía con multitud de factores: cantidad de agua de amasado, tamaño máximo, granulometría y forma de los áridos, etc.; el que más influye es la cantidad de agua de amasado.

La docilidad del hormigón será la necesaria para que, con los métodos previstos de puesta en obra y compactación, el hormigón rodee las armaduras y rellene completamente los encofrados sin que se queden huecos. La docilidad del hormigón se valorará determinando su consistencia; lo que se llevará a cabo por el procedimiento descrito en el método de ensayo *UNE 83313:90.*

Según la *UNE 83313:90*, la consistencia del hormigón se mide por su asiento en el **Cono de Abrams**, expresado en un número entero de centímetros.

Cono de Abrams: es un molde troncocónico de 30 cm de altura *(figura 3.2)* que se rellena con el hormigón objeto de ensayo. La pérdida de altura que experimenta la masa fresca del hormigón una vez desmoldada, expresada en centímetros, da una medida de su consistencia.

Las distintas consistencias y los valores límite de los asientos correspondientes en cono de Abrams, serán los siguientes:

Tipo de consistencia	***Asiento en cm***
Seca	*0 - 2*
Plástica	*3 - 5*
Blanda	*6 - 9*
Fluida	*10 - 15*

Tabla 3.1. Tipo de consistencia según el asiento en el Cono de Abrams.

Este método no debe usarse con tamaños de árido superiores a 40 mm, en cuyo caso es necesario cribar previamente por un tamiz de dicha abertura y prescindir del material retenido.

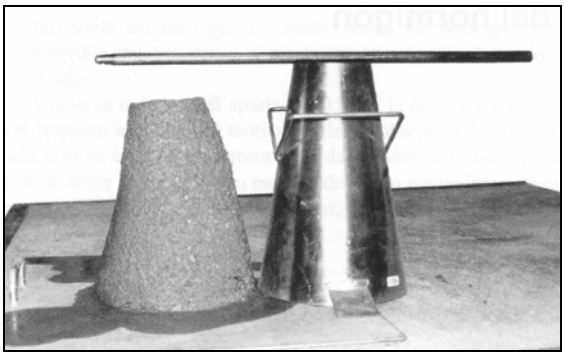


Figura 3.2. Cono de Abrams. Fuente J. Montoya[7)].

El límite superior de asiento establecido para la consistencia fluida (15 cm) podrá sobrepasarse si en la fabricación del hormigón se emplean aditivos superfluidificantes, en este caso el valor de la relación agua/cemento es prioritario respecto al de consistencia.

La consistencia del hormigón utilizado será la especificada en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, definiéndola por su tipo, o por el valor numérico en cm de su asiento, con las tolerancias que se indican en la *tabla 30.6. de la EHE.*

En el caso de hormigones con consistencia plástica, el ensayo del cono de Abrams no resulta muy adecuado, pudiéndose emplear el ensayo Vebe *(UNE 83314:90)*, este es una variante del anterior en el cual la consistencia se mide por el número de segundos necesarios para que el tronco de cono formado por el hormigón con el molde de Abrams experimente, sometido a vibración en mesa, un asiento determinado.

3.4. COMPACTACIÓN

Para que el hormigón resulte compacto debe emplearse el medio de consolidación más adecuado a su consistencia, de manera que se eliminen los huecos y se obtenga un completo cerrado de la masa, sin que llegue a producirse segregación. El proceso de compactación debe prolongarse hasta que refluya la pasta a la superficie.

La compactación resulta más difícil cuando el hormigón encuentra un obstáculo para que sus granos alcancen la ordenación que corresponde a su máxima compacidad. Por esta causa, el proceso de consolidación debe prolongarse junto a los fondos y paramentos de los encofrados y, especialmente, en los vértices y aristas.

Los medios de compactación normalmente empleados en hormigón armado son: el **picado con barra**. el **apisonado** y el **vibrado**, aparte existen otros métodos especiales como los de inyección, compactación por vacío y por centrifugación típicos de elementos prefabricados y estructuras especiales

a) La compactación por picado se efectúa mediante una barra metálica que se introduce en la masa de hormigón repetidas veces. de modo que atraviese la capa que se está consolidando y penetre en la subyacente.

Este método se emplea con hormigones de consistencia blanda y fluida. en general en obras de poca importancia. También es indicado para compactar zonas de piezas muy armadas, tales como nudos de ciertas vigas.

b) La compactación por apisonado se efectúa mediante golpeteo repetido con un pisón adecuado, de formas diversas. Las tongadas suelen ser de 15 a 20 cm de espesor. Se emplea generalmente en elementos de poco espesor y mucha superficie horizontal, con hormigones de consistencia plástica y blanda.

c) La compactación por vibrado se emplea cuando se quieren conseguir hormigones resistentes, ya que es apropiada para masas de consistencia seca. Es el método de consolidación más adecuado para las estructuras de hormigón armado, al permitir una mejor calidad con ahorro de cemento y mano de obra, así como un desencofrado más rápido como consecuencia de emplear menos cantidad de agua de amasado.

El contenido de aire de un hormigón sin compactar. que es del orden del 15 al 20 %, se reduce a un 2 o a un 3 % después de su compactación por vibrado.

Figura 3.3. Compactación por vibrado.

Una buena compacidad proporciona una mayor resistencia mecánica (frente a esfuerzos, impactos, desgaste, vibraciones, etc.), una mayor resistencia física (efecto de la helada) y química frente a las acciones agresivas, ya que, al contener una cantidad mínima de huecos o porosidades, las vías de penetración de los agentes exteriores son mínimas.

3.5. JUNTAS DE HORMIGONADO

También denominadas juntas de trabajo. Consite en la interrupción del hormigonado en una estructura (término de la jornada laboral, finalización de una fase de la obra, p. e. cimentación , etc...)

Al interrumpir el hormigonado en una zona estamos creando un punto débil, por ello,las juntas deben de quedar orientadas lo más perpendicularmente posible a la dirección de las tensiones de compresión, siendo deseable alejarlas de las zonas de máximos esfuerzos.

Antes de reanudar el hormigonado, debe limpiarse la junta de toda suciedad y material que quede suelto, retirando con cepillo de alambre u otro procedimiento la capa superficial de mortero, para dejar los áridos al descubierto.

No debe hormigonarse directamente sobre superficies que hayan sufrido el efecto de la helada, debiendo sanearse previamente las partes dañadas por el hielo.

En las vigas y placas. conviene situar las juntas de hormigonado en las proximidades del cuarto de la luz, donde los esfuerzos cortantes y de flexión son moderados, dándoles un trazado a 45º. Es posible también situarlas hacia el centro de la luz. con trazado vertical.

Estas juntas de hormigonado se pueden utilizar a la vez como juntas de retracción, en éste caso conviene dejar abiertas las juntas durante el tiempo necesario para que las piezas contiguas puedan deformarse con libertad, es decir, para que sufran el proceso de retracción.

3.6. CURADO DEL HORMIGÓN

El curado tiene una influencia decisiva en la resistencia y demás cualidades del elemento final.

Durante el proceso de fraguado y primeros días de endurecimiento, se producen pérdidas de agua por evaporación, creándose una serie de huecos o capilares en el hormigón que disminuyen su resistencia. Para compensar estas pérdidas y permitir que se desarrollen nuevos procesos de hidratación con aumento de resistencias, el hormigón debe curarse con abundancia de agua.

La falta de curado es especialmente grave para la durabilidad de la estructura, ya que ésta depende de la impermeabilidad (y por tanto, de la compacidad) de las capas exteriores de hormigón, que son precisamente las más sensibles a una falta de curado. En consecuencia, de no curarse bien el hormigón, la capa de recubrimiento de las armaduras resultará porosa y permeable, con el riesgo que ello conlleva a efectos de corrosión de las armaduras.

Para ejecutar el proceso de curado existen métodos consistentes en aportar agua y otros que consisten en evitar la evaporación del agua existente en el hormigón, siendo en general más eficaces los primeros.

La duración e intensidad del curado dependen, fundamentalmente, de las condiciones ambientales y de otras variables como el tipo y la cantidad de cemento, y la relación A/C.

Como idea general y para unas condiciones medias, con cemento portland normal y para elementos de hormigón armado, el período de curado mínimo debe ser de siete días, plazo que puede reducirse a la mitad si el cemento es de altas resistencias iniciales. Por el contrario, hay que aumentarlo a quince días cuando se trate de cementos lentos. *(J. Montoya[7])*.

Cuando se hormigona en tiempo seco o cuando los elementos de hormigón van a estar en ambiente agresivo, los períodos de curado anteriormente citados deben aumentarse en un 30 %

En el caso de grandes superficies (pavimentos, soleras, etc), el curado por aportación de humedad se sustituye a menudo por el empleo de productos de curado, que protegen la superficie del hormigón e impiden la evaporación del agua interna del mismo. Se emplean para ello distintos tipos de recubrimientos a base de aceites, resinas, plásticos, etc. Conviene que los productos sean coloreados para poder apreciar su reparto, siendo preferible el color blanco que refleja los rayos solares. Su aplicación debe hacerse desde el momento en que ha refluido la lechada y ésta comienza a perder su brillo.

3.7. ENCOFRADOS

La misión del encofrado es hacer de molde para el hormigón fresco hasta su endurecimiento, dándole la forma deseada.

En el caso de los elementos prefabricados, los encofrados reciben el nombre de moldes.

Los encofrados son generalmente de madera o metálicos, exigiéndoseles como cualidades principales las de ser rígidos, resistentes, estancos y limpios.

Su montaje debe efectuarse de forma que queden perfectamente sujetos, para que durante la consolidación y endurecimiento del hormigón no se produzcan movimientos.

En elementos de gran luz, conviene disponer en los encofrados de una contraflecha para que, una vez desencofrada y cargada la pieza de hormigón. ésta conserve una ligera concavidad en su intradós. En general, la contraflecha no es necesaria para luces menores de seis metros.

Figura 3.4. Encofrados metálicos.

En el *Artículo 75 de la EHE* se puede obtener más información para estimar el plazo mínimo de desencofrado.

3.8. PERMEABILIDAD

La permeabilidad del hormigón depende de la red capilar del mismo, la cual se forma por la evaporación del agua de amasado en exceso respecto a la estrictamente necesaria para que se produzcan las reacciones de hidratación en el cemento.

El exceso de agua en el amasado es siempre necesario para poder manejar y colocar el hormigón, debiendo ser, lo menor posible.

La red capilar será tanto mas importante cuanto menos finamente molido esté el cemento; cuanto mayor sea la relación agua/cemento, cuanto peor sea la composición granulométrica del hormigón y cuanto más corto sea el curado.

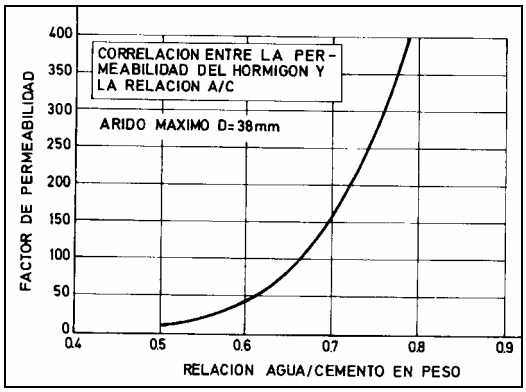


Figura 3.5. Influencia de la relación A/C en la permeabilidad. Fuente J. Montoya[7].

Un factor con gran influencia es la relación agua/cemento. Al disminuir ésta *(fig. 3.5)*, disminuye la permeabilidad: mientras que para una relación agua/cemento igual a 0,5 el factor de permeabilidad es aproximadamente 15, para 0,8 es alrededor de 450, o sea, treinta veces mayor *(J. Montoya[7])*.

Existen la posibilidad de aumentar la impermeabilidad de un hormigón mediante el uso de aditivos, para ello es imprescindible partir de un hormigón muy compacto.

Aparte del empleo de aditivos (impermeabilizantes de masa o de superficie), cabe aplicar recubrimientos a base de tela asfáltica, asfalto, geomembranas, etc.

Otro método para aumentar la permeabilidad es enlucir la supercie con mortero.

Figura 3.6. Impermeabilización mediante geomalla.

3.9. RETRACCIÓN DEL HORMIGÓN

Durante el proceso de fraguado y endurecimiento, el hormigón se contrae de volumen cuando tal proceso se realiza en el aire; y se entumece si se realiza en el agua. Al primer fenómeno se denomina retracción.

La retracción puede explicarse por la pérdida paulatina de agua en el hormigón.

En el hormigón nos encontramos con agua capilar y agua adsorbida, esta última se encuentra en la periferia de la pasta de cemento que une los granos de árido. Si el hormigón no está en un ambiente permanentemente húmedo, va perdiendo el agua capilar, lo que no produce cambios de volumen, y parte del agua adsorbida, lo cual origina una contracción de meniscos que obliga a que los granos de árido se aproximen entre sí. Esta es la causa de la retracción.

Factores que influyen en la retracción:

- Grado de humedad ambiente.

- El tipo, clase y categoría del cemento experimentando más retracción los más resistentes y rápidos, a igualdad de las restantes variables.

- A mayor finura de molido del cemento corresponde una mayor retracción.

- La presencia de finos en el hormigón aumenta apreciablemente la retracción.

- La cantidad de agua de amasado está en relación directa con la retracción. Por ello, a igualdad de dosis de cemento por m^3 de hormigón, la retracción aumenta con la relación agua/cemento; y a igualdad de relación A/C, aumenta con la dosis de cemento.

- La retracción aumenta cuando disminuye el espesor del elemento en contacto con el

medio ambiente, por ser entonces mayor el efecto de desecación con respecto al volumen de la pieza.

El hormigón armado retrae menos que el hormigón en masa, ya que las barras de acero se oponen al acortamiento y lo disminuyen, tanto más cuanto mayor sea la cuantía. La relación entre un valor y otro de la retracción viene a ser del orden del 80 por 100.

Efectos de la retracción en elementos estructurales:

La retracción no es una fuerza sino una deformación impuesta, que provocará tensiones de tracción y, por consiguiente, fisuras, únicamente en el caso en que se encuentre impedido el libre acortamiento del hormigón; por ello, tiene tanta más influencia cuanto más rígida es una estructura.

Un caso típico es el del muro de cimentación, en el que la coacción exterior está representada por el terreno. Si no se han dejado juntas de retracción, el muro acaba por fisurarse cada 10 ó 12 m, pudiendo aparecer con el tiempo una segunda familia de fisuras intermedias *(fig. 3.7b).*

Distancia entre juntas verticales de retracción en el alzado de muros	
Altura del muro	***Distancia recomendada***
H ≤ 2,40 m	*3 x H*
2,40 m < H ≤ 3,60 m	*2 x H*
H > H 3,60 m	*H (se recomienda no pasar de 7,5 m)*

Tabla 3.2. Distancia entre juntas verticales de retracción en muros. Fuente Calavera[2)]

Si la construcción precisa gran impermeabilidad puede disponerse de una banda de estanqueidad en la junta de hormigónado *(figuras 3.8. y 3.15.).*

En los elementos de tipo superficial las fisuras de retracción son muy frecuentes, especialmente si aparecen asociados con vigas o nervios que actúan de líneas de coacción en el conjunto *(fig. 3.7c).*

Las armaduras suponen también impedimento interior al libre acortamiento del hormigón. Por ello, en vigas muy armadas con recubrimiento grande, éste puede fisurarse por retracción, dado el gradiente que existe entre la superficie libre (donde la retracción es máxima) y la armadura que impone su coacción al hormigón circundante.

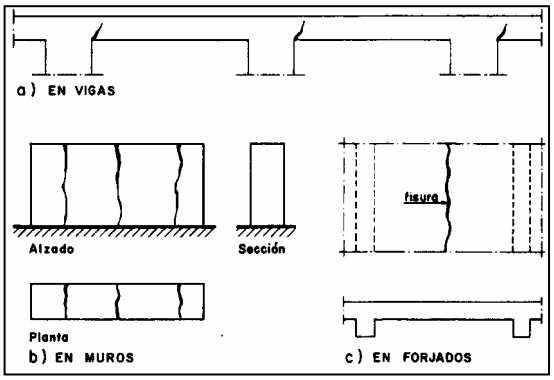


Figura 3.7. Ejemplos de fisuras por retracción. Fuente J. Montoya[7)].

Para evitar los efectos de la retracción, o paliarlos, pueden disponerse juntas permanentes (muros, pavimentos) o temporales (presas, arcos); estas últimas se hormigonan después, cuando las dos partes aisladas han experimentado la mayor parte de su retracción.

La protección y el curado prolongado de superficies, especialmente en tiempo seco, es fundamental para disminuir la retracción en las primeras edades. Siempre es conveniente disponer armaduras repartidas de pequeño diámetro, en forma de malla superficial (forjados) o armaduras de piel (vigas esbeltas), con objeto de distribuir las fisuras y disminuir su anchura, consiguiendo que lleguen a ser inapreciables a la vista.

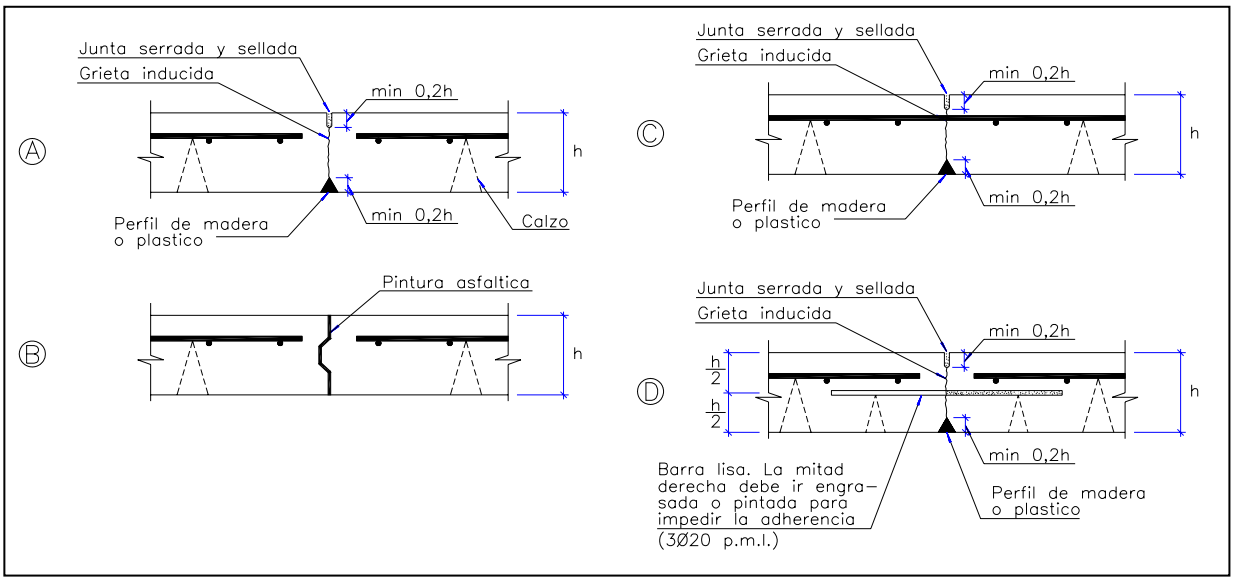


Figura 3.8. Ejemplos de juntas de retracción en soleras. Fuente Calavera[2)].

3.10. JUNTAS DE DILATACIÓN

Un aumento de la temperatura provoca la dilatación de hormigón.

El coeficiente de dilatación térmica, α, del hormigón varía con el tipo de cemento y áridos, con la dosificación y con el rango de temperaturas, como valor medio para los cálculos puede tomarse el de $\alpha = 10^{-6}$; es decir, 0,0 1 mm por metro y grado de temperatura, aproximadamente igual al del acero. Por tanto, este valor es igualmente válido para el hormigón armado y puede aceptarse hasta una temperatura de 150 ºC.

En el proyecto de estructuras de hormigón es necesario tener en cuenta éstos posibles movimientos térmicos, bien estableciendo juntas de dilatación a distancias adecuadas (del orden de los 30 metros), bien tomando en consideración los esfuerzos que aparecen si la estructura no tiene libertad de movimiento.

En el caso de muros de contención deben disponerse de juntas de dilatación cada 20-30 m como máximo, donde cambie la profundidad del plano de cimentación, donde cambie la altura del muro o en todo cambio de dirección en planta.

La **contracción** producida por un **descenso de temperatura** es análoga a la originada por la retracción (y viceversa: ésta equivale a un descenso de temperatura del orden de los 25 ºC) y ambos efectos se suman, siendo a menudo difícil distinguir uno de otro. Existe, no obstante, la diferencia esencial de que, en el primer caso, los dos materiales, hormigón y acero, se deforman por igual y no surgen tensiones entre ellos, al contrario de lo que sucede con la retracción.

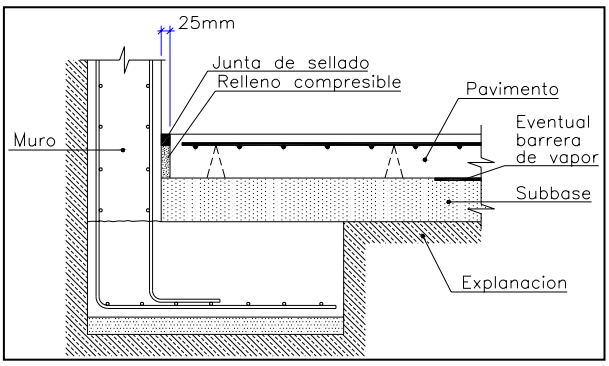


Figura 3.9. Ejemplo de junta de dilatación en la unión muro-solera. Fuente Calavera[2)].

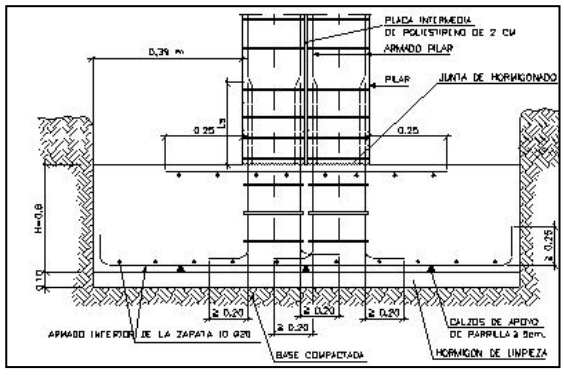


Figura 3.10. Ejemplo de junta de dilatación en estructura.

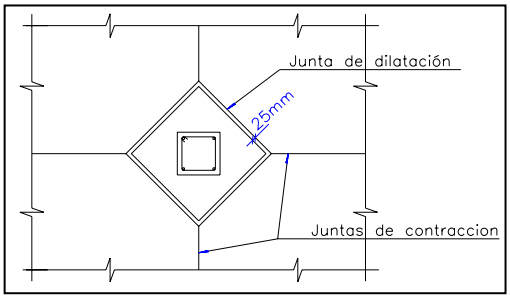


Figura 3.11. Ejemplo de junta de dilatación pilar-solera. Fuente Calavera[2)].

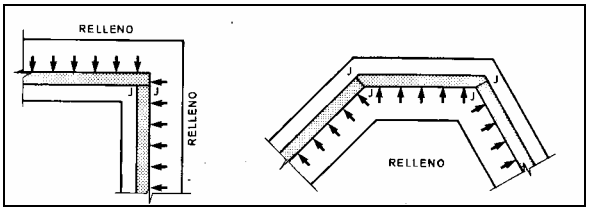


Figura 3.12. Ejemplo de junta de dilatación en los cambios de dirección en planta. Fuente Calavera[2)].

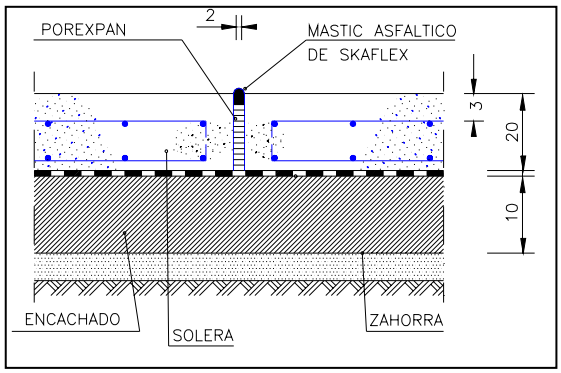


Figura 3.13. Ejemplo de junta de dilatación en solera.

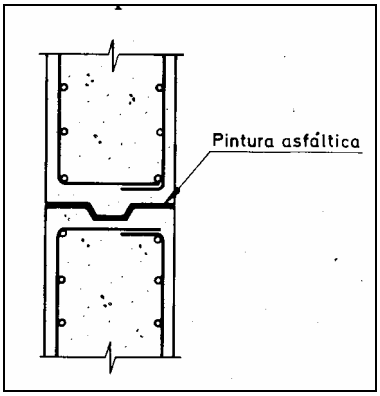


Figura 3.14. Ejemplo de junta de dilatación en muro. Fuente Calavera[2)].

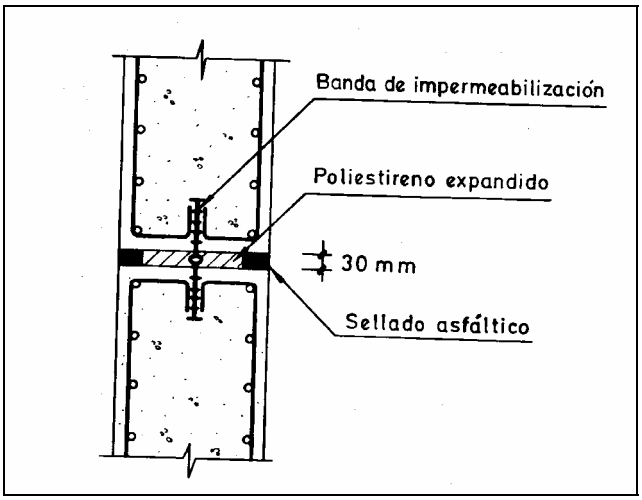


Figura 3.15. Ejemplo de junta de dilatación con banda de estanqueidad. Fuente Calavera[2)].

3.11. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL HORMIGÓN

3.11.1. Resistencia característica del hormigón a compresión.

La resistencia a compresión simple es la característica mecánica más importante de un hormigón. Su determinación se efectúa mediante el ensayo de probetas.

A la hora de determinar la resistencia de un determinado hormigón a partir del ensayo de probetas, la media aritmétrica (f_{cm}) no refleja la verdadera calidad del mismo, debiendo tenerse en cuenta la dispersión de los valores de resistencia obtenidos en las distintas probetas.

Es decir, en dos hormigones con la misma resistencia media, es más fiable aquel que presenta menor dispersión.

Para eliminar este inconveniente se adopta el concepto de ***resistencia característica del hormigón***, que es una medida estadística que tiene en cuenta no sólo el valor de la media aritmética f_{cm} de las roturas de las diversas probetas, sino también la desviación típica relativa o coeficiente de variación, δ, de la serie de valores.

Se define como ***resistencia característica***, f_{ck} , del hormigón aquel valor que presenta un grado de confianza del 95 por 100, es decir, que existe una probabilidad de 0,95 de que se presenten valores individuales de resistencia de probetas más altos que f_{ck}.

De acuerdo con esta definición y admitiendo una distribución estadística normal *(fig. 3.16)*, la resistencia característica viene dada por la expresión:

$$f_{ck} = f_{cm}(1 - 1{,}64\delta)$$

Siendo:

- f_{cm} *= resistencia media*
- δ *= coeficiente de variación de la población de resistencias:*

$$f_{cm} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} f_{ci}$$

$$\delta = \sqrt{\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\left(\frac{f_{ci} - f_{cm}}{f_{cm}}\right)^2}$$

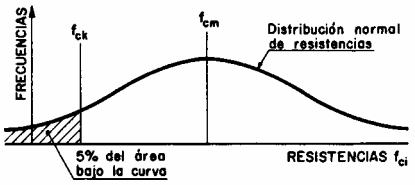


Figura 3.16. Definición de resistencia característica. Fuente J. Montoya[7].

El valor del coeficiente de variación δ depende de las condiciones de ejecución del hormigón. Para los hormigones fabricados en central el coeficiente de variación suele oscilar entre 0,08 y 0,20, según la calidad de la planta. Un coeficiente de variación superior a 0,20 es propio de los hormigones fabricados a mano o en pequeñas hormigoneras de obra, los cuales no son aconsejables salvo para obras de pequeña importancia.

El concepto de resistencia característica se refiere a la resistencia a compresión medida sobre probetas cilíndricas 15 x 30 de veintiocho días de edad, fabricadas. conservadas y rotas según métodos normalizados.

En cuanto a resistencia característica, la EHE recomienda utilizar la serie:

20,25,30,35,40,45,50

en donde el número indica la resistencia en N/mm^2, *(ver apartado 3.2.1.)*

Los valores recomendables de f_{ck} son 25 y 30 N/mm^2 para estructuras de edificación, reservándose los restantes valores de la serie para obras civiles, obras de hormigón pretensado y prefabricación.

3.11.2. Resistencia del hormigón a tracción

Aunque no suele contarse con la resistencia a tracción del hormigón a efectos resistentes, es necesario conocer su valor porque juega un importante papel en ciertos fenómenos, tales como la fisuración, el esfuerzo cortante, la adherencia de las armaduras, etc.

La Instrucción española admite, a falta de ensayos, que la resistencia a tracción axil (media $f_{ct,m}$ o característica $f_{ct,k}$) está ligada a la resistencia característica del hormigón a compresión f_{ck}, mediante las relaciones:

$$f_{ct,m} = 0{,}30\sqrt[3]{f_{ck}^{\,2}}\,(MPa)$$

$$f_{ct,k} = 0{,}21\sqrt[3]{f_{ck}^{\,2}}\,(MPa)$$

en donde todas las resistencias, incluida f_{ck}, se expresan en N/mm^2.

La elección del valor de f_{ct} , que debe introducirse en los cálculos depende del tipo de problema: para el estado límite de formación de fisuras debe tomarse el valor característico, y para el estudio de deformaciones, el valor medio.

3.11.3. Resistencia de calculo del hormigón

Según la EHE, se considera como resistencia de cálculo del hormigón (en compresión f_{cd}, o en tracción $f_{ct,d}$) el valor de la resistencia característica o de proyecto f_{ck} correspondiente, dividida por un coeficiente parcial de seguridad γ_c .

- $f_{ct,d} = \dfrac{f_{ct,k}}{\gamma_c}$ *(resistencia de cálculo a tracción)*

- $f_{cd} = \dfrac{f_{ck}}{\gamma_c}$ *(resistencia de cálculo a compresión)*

Situación de proyecto	Hormigón (γ_c)	Acero pasivo y activo (γ_s)
Persistente o transitoria	1,5	1,15
Accidental	1,3	1,0

Tabla 3.3. Coeficientes parciales de seguridad de los materiales para Estados Límite Últimos. EHE Art. 15.

CAPITULO IV. ARMADURAS PASIVAS SEGÚN LA EHE

4.1. INTRODUCCIÓN

De acuerdo con la Instrucción española, las armaduras empleadas en hormigón armado pueden ser **barras corrugadas** de acero soldable, **mallas electrosoldadas** o **armaduras básicas electrosoldadas en celosía**.

No se admite el empleo de barras lisas como armaduras para hormigón armado.

4.2. BARRAS CORRUGADAS

4.2.1. Tipos de acero e identificación

La Instrucción española considera como barras corrugadas para hormigón armado únicamente las de acero soldable de las clases siguientes: B 400 5 B 500 S y B 400 SD, (la consideración se hace extensiva a la clase B 500 SD), en las que el número indica el límite elástico garantizado, expresado en N/mm^2 (MPa). La letra **B** (del alemán y el francés) indica que se trata de aceros para hormigón. La letra **S** (soldable). La letra **D** indica que se trata de un acero de ductilidad especial, recomendado para estructuras sometidas a acciones sísmicas.

Según la disposición de las corrugas se puede conocer el tipo de acero, país de fabricación y fabricante de las mismas *(tabla 4.1. y figura 4.1.)*

B400S	*Todas las corrugas tienen la misma inclinación, pero presentan separaciones diferentes en cada uno de los sectores de la barra.*
B 500 S	*Las corrugas de uno de los sectores tienen la misma inclinación y están uniformemente separadas. Las del otro sector están agrupadas en dos series de la misma separación pero distinta inclinación.*
B 400 SD	*Todas las corrugas tienen la misma separación y la misma inclinación*
B 500 SD	*Las corrugas en los dos sectores están agrupadas en dos series de la misma separación pero distinta inclinación*

Tabla 4.1. Disposición de las corrugas según el tipo de acero.

Por otra parte, el organismo normalizador (AENOR) tiene asignado un código a cada fabricante y marca comercial, el cual se refleja a través de unas marcas que se imprimen a las barras, marcas que se repiten a distancias en general no superiores a un metro. Una corruga ordinaria entre dos corrugas más gruesas anuncia el comienzo de lectura. A partir de ahí y hasta la siguiente corruga regruesada, el número de corrugas ordinarias indica el país de fabricación (a España, junto con Portugal, le corresponden siete corrugas) y, a partir de esa corruga y hasta la siguiente regruesada, el número de corrugas ordinarias indica el fabricante dentro de cada país *(figura 4.1.)*.

La normalización de técnica de las barras corrugadas está cubierta por la Instrucción de Hormigón estructural (EHE) y por la **Norma UNE 36068:96 "Barras corrugadas de acero soldable para armaduras de hormigón armado"**, que contempla para usos habituales dos tipos de acero para barras: B400S y B500S, ambos soldables.

Las barras de acero B400SD y B500SD están cubiertas por la Norma *UNE 36065 EX:1999, "Barras corrugadas de acero soldable con características especiales de ductilidad para armaduras de hormigón armado"*. Este tipo de acero está indicado en todas aquellas situaciones en las que se requieren unas prestaciones especiales de ductilidad.

La ductilidad es una característica muy deseable en todos los casos e imprescindible en determinadas situaciones (*ver apartado 4.2.4.).*

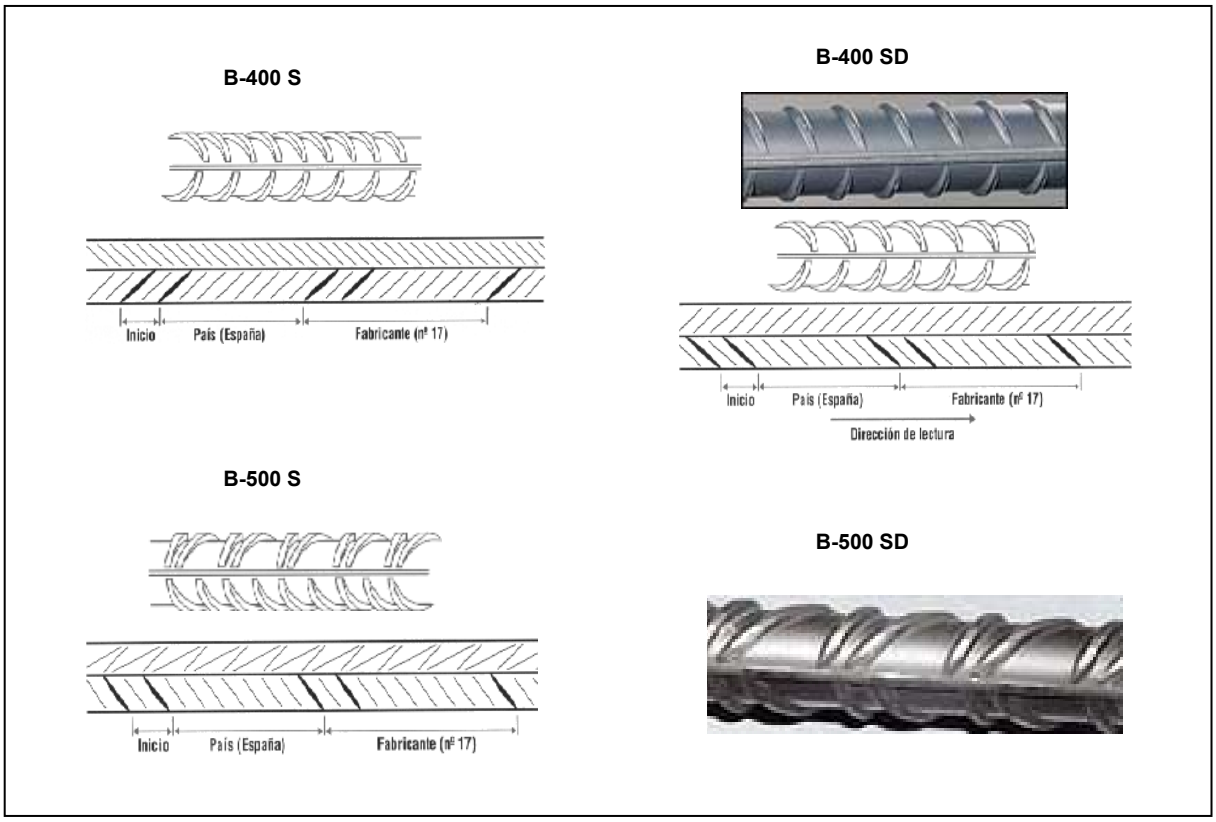


Figura 4.1. Identificación de barras corrugadas.

4.2.2. Características geométricas

Las barras empleadas en hormigón armado deben ajustarse a la siguiente serie de diámetros nominales, expresados en milímetros:

6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32, 40

Las barras deben suministrarse sin grietas ni sopladuras. La merma de sección no será superior al 4,5 por 100 del valor nominal correspondiente.

4.2.3. Características mecánicas

Las características mecánicas más importantes para la definición de un acero son:

a) **Resistencia.**

b) **Límite elástico.**

c) **Relación entre resistencia y límite elástico.**

d) **Alargamiento.**

e) **Aptitud al doblado-desdoblado.**

Las dos primeras califican al acero desde el punto de vista resistente y las tres últimas desde el punto de vista de sus cualidades plásticas.

Las cuatro primeras características mencionadas se determinan mediante el ensayo de tracción, que consiste en someter una barra a un esfuerzo axil de tracción hasta su rotura, obteniéndose así el diagrama tensión-deformación del acero.

La aptitud al doblado-desdoblado se determina a través del ensayo correspondiente *(Norma UNE 36.068:94)*.

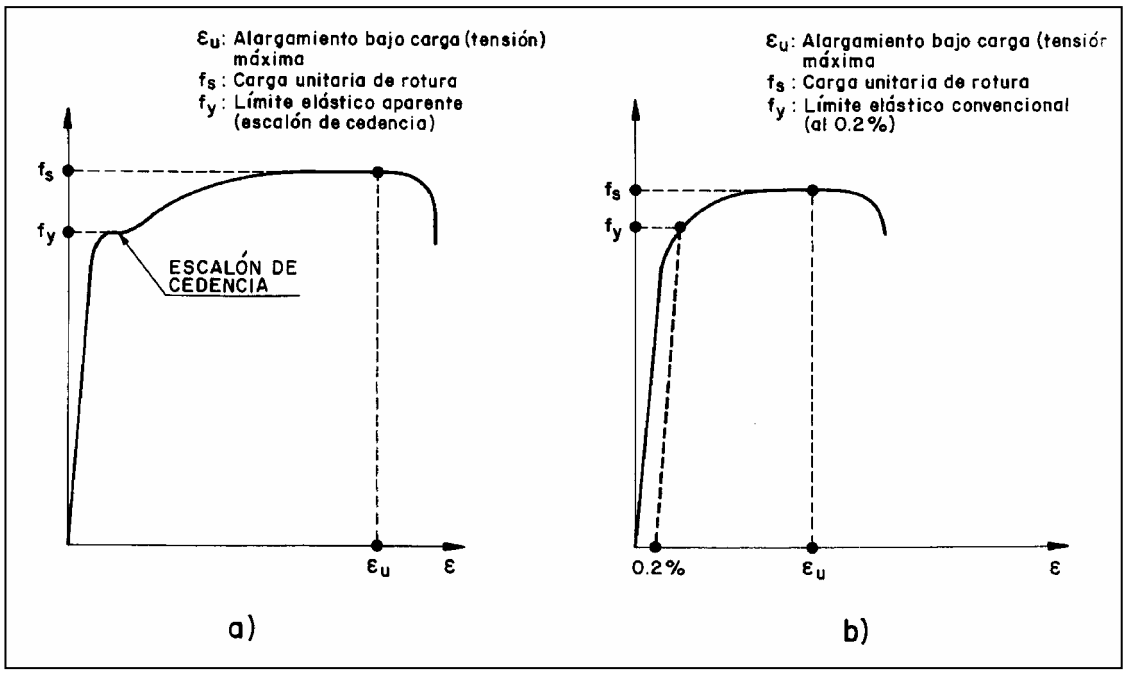


Figura 4.2. Figura. Diagrama tensión-deformación del acero. Fuente J. Montoya[7].

a) Resistencia o carga unitaria de rotura, f_s:

Es la máxima fuerza de tracción que soporta la barra, cuando se inicia la rotura, dividida por el área de la sección nominal de la probeta.

b) Límite elástico, f_y:

Es la máxima tensión (también referida a la sección nominal de la barra) que puede soportar el material sin que se produzcan deformaciones plásticas (remanentes) significativas. Según el tipo de acero, puede tratarse de límite elástico aparente o de límite elástico convencional. El límite elástico aparente es claramente observable en el ensayo de tracción, al presentar escalón de cedencia o de relajamiento. El convencional se define como la tensión que produce una deformación remanente del 0,2 %.

c) Relación $\frac{f_s}{f_y}$: cuanto más alta sea esta relación, más dúctil es el acero.

d) Alargamiento:

Es el incremento de longitud de la probeta correspondiente a la carga máxima, medido después de la rotura y expresado en tanto por ciento:

$$\frac{l_1 - l_0}{l_0} \times 100$$

en donde l_0 y l_1, son, respectivamente, las longitudes inicial y final de la base de medida marcada sobre la probeta.

e) Ensayo de doblado-desdoblado:

Tiene por objeto comprobar la plasticidad del acero, necesaria para prevenir roturas frágiles. El fenómeno de rotura frágil, es decir, sin absorción importante de energía, se presenta cuando el acero se ve sometido a tensiones multidireccionales aplicadas rápidamente.

4.2.4. Ductilidad del acero

Las características plásticas de las barras de acero tienen una gran importancia en el comportamiento de las piezas de hormigón armado pues gracias a ellas se obtienen importantes ventajas: de un lado, pueden evitarse las roturas frágiles (sin aviso) de las piezas; de otro, es posible la redistribución de esfuerzos en estructuras hiperestáticas, lo que permite neutralizar eventuales errores de proyecto o de obra. así como hacer frente a ciertas solicitaciones no tenidas en cuenta en los cálculos. Además, al aumentar la ductilidad de las piezas resulta aumentada su capacidad de disipar energía bajo solicitaciones dinámicas (acción sísmica).

Un acero será tanto más dúctil cuanto mayores sean la relación $\frac{f_s}{f_y}$ y el alargamiento bajo carga máxima.

La Instrucción española recomienda utilizar, para estructuras sometidas a acciones sísmicas, un acero soldable de características especiales de ductilidad. Este acero, denominado B 400 SD, (recomendación extensible al B 500 SD) tiene una relación $\frac{f_y}{f_s}$, igual o superior a 1,20 (pero no mayor que 1,35) y un alargamiento bajo carga máxima ε_{uk} no menor del 9,0 %.

El diagrama tensión-deformación de estos aceros depende del método de fabricación, por lo que debe ser facilitado por el fabricante. A partir de este diagrama se obtiene el diagrama característico, que es aquel cuyos valores de tensión presentan, para cada deformación no mayor del 10 por 1.000, un nivel de confianza del 95% con respecto a los obtenidos en el ensayo de tracción *(Norma UNE 7.474:92)*: o dicho con otras palabras, que existe una probabilidad del 95% de que el valor real iguale o supere al valor característico.

Tanto la Instrucción española como el Eurocódigo 2 admiten que, a falta de datos experimentales, puede adoptarse como diagrama característico tensión-deformación el birrectilíneo indicado en la *figura 4.3.* Dicho diagrama está formado por la recta de Hooke (con E = $2x10^5$ N/mm^2) hasta el valor f_{yk} (igual a 400 o a 500, según el acero) Y otra recta inclinada que llega hasta el punto ε_{max} = 0,08 (para acero 400) o 0,05 (para acero 500) y f_{max} =1,05x f_{yk}

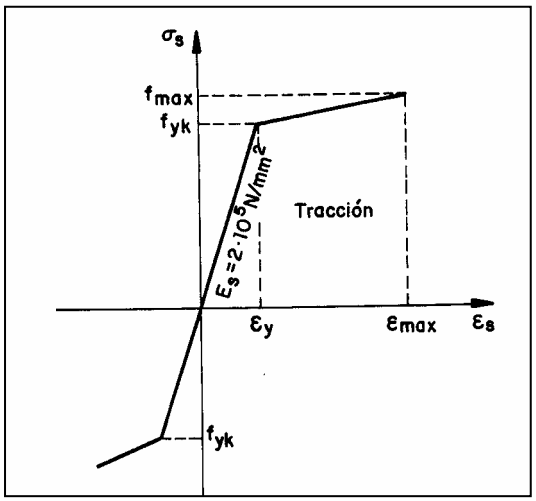


Figura 4.3. Diagrama característico tensión-deformación del acero. Fuente J. Montoya[7)]

En cuanto a la rama de compresión, puede considerarse simétrica de la de tracción, con respecto a origen, en todos los casos.

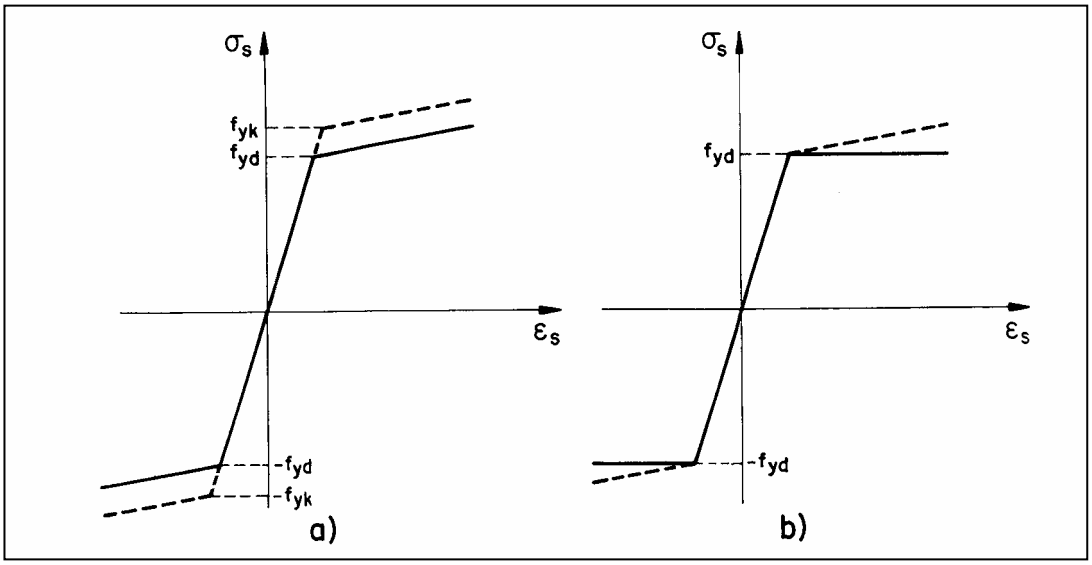


Figura 4.4. Diagrama de cálculo tensión-deformación del acero. a) no simplificado; b) simplificado. Fuente J. Montoya[7)]

4.3. MALLAS ELECTROSOLDADAS

Es el producto formado por dos sistemas de elementos (barras o alambres) que se cruzan entre si perpendicularmente, y cuyos puntos de contacto están unidos mediante soldadura eléctrica por un proceso de producción en serie en instalación fija. En España se encuentran reguladas por la Norma *UNE 36.092:96*.

En las mallas no cuadradas, se definen como elementos longitudinales a los de mayor longitud y elementos transversales a los de menor.

Se trata de armaduras de gran interés para el armado de elementos superficiales (forjados, soleras, losas, muros. zapatas, depósitos, etc.) debido a que permiten una fácil y rápida puesta en obra, con eliminación de posibles errores de colocación, ahorro de trabajo de ferralla, buen anclaje debido a la presencia de la armadura transversal, etc.

Los aceros empleados en la fabricación de las mallas electrosoldadas pueden ser de los tipos B500T, B400S y B500S (extensible a B400SD y B500SD)

Las características mecánicas y geométricas de la malla electrosoldada corresponden a la de los elementos componentes, barras o alambres.

Los diámetros nominales certificados de las barras corrugadas empleadas en la fabricación de las mallas electrosoldadas son:

6, 8, 10 y 12 mm.

Los diámetros nominales certificados de los alambres corrugados utilizados en la fabricación de las mallas electrosoldadas son:

5, 6, 7, 8, 9, 10 y 12mm.

Cada paquete ha de llegar al punto de suministro (obra, taller de ferralla o almacén) con una etiqueta de identificación, en la que figure la designación de la malla y la marca del fabricante.

Las mallas se suministran en paneles de dimensiones tipificadas (en general, con longitudes de 6 metros y anchuras de 2,20 metros). Bajo pedido, el fabricante pueden servir tipos especiales, tanto en lo referente a la combinación de cuadrícula y diámetros como a las dimensiones de los paneles.

La distancia entre barras longitudinales suele ser de 100, 150 ó 200 mm. Las barras transversales van a distancias variables según los tipos, de forma que la cuantía transversal resulta igual a la longitudinal o a una fracción de la misma (por ejemplo, la mitad, un tercio, un cuarto, un quinto, etc.).

Retícula cuadrada		**Retícula rectangular**	
Separación entre alambres longitudinales y transversales respectivamente	Diámetro de alambres longitudinales y transversales respectivamente	Separación entre alambres longitudinales y transversales respectivamente	Diámetro de alambres longitudinales y transversales respectivamente
15 x 15 cm	5 x 5 mm 6 x 6 mm 8 x 8 mm 10 x 10 mm 12 x 12 mm	15 x 30 mm	5 x 5 mm 6 x 6 mm 8 x 8 mm 10 x 10 mm 12 x 12 mm
20 x 20 cm	5 x 5 mm 6 x 6 mm 8 x 8 mm	20 x 30 mm	5 x 5 mm

Tabla 4.2. Mallas electrosoldadas estándar. Fuente J. Montoya[7)]

Se fabrican también mallas con alambres longitudinales unidos, (hasta $2\phi 12$), que se emplean cuando es necesario aumentar la cuantía de la armadura longitudinal.

Existen también las mallas con zonas de ahorro, en las que los alambres en la zona de solapo tienen diámetros menores que la zona central, de modo que la suma de las áreas de los dos alambres solapados posee una sección igual o ligeramente superior. De éste modo se evita duplicar la cuantía de la armadura en la zona solapada.

Para comprobar las características garantizadas por el fabricante se efectúan ensayos de tracción. Una condición importante que deben cumplir las mallas es que la resistencia al arrancamiento de los nudos soldados (ensayo de despegue), sea por lo menos igual al 30% de la carga correspondiente al límite elástico nominal del alambre o barra de mayor diámetro de las que

concurren en el nudo (UNE 36.462:80). Además, el número de nudos que aparezcan sin soldar o despegados, en un panel, no debe superar el 2% del número total de nudos; y no se admite que en una misma barra o alambre haya más del 20% de nudos sin soldar.

Designación:

Las mallas electrosoldadas se designan por los siguientes conjuntos correlativos de símbolos *(figura 4.5.)*:

a) Las letras ME distintivas del producto

b) Las separaciones S_l y S_t expresadas en centímetros y unidas por el signo x

c) Distintivo de si el panel es con o sin ahorro, de acuerdo con el siguiente código:

- Con ahorro estándar A

- Con ahorro no estándar o especial E

- Sin barras de ahorro, ningún símbolo

d) El símbolo Ø seguido de los diámetros d_l y d_t separados por un guión, expresados en milímetros. En las mallas dobles el símbolo Ø irá seguido de la letra **D**

e) La letra **B** indicativa del tipo de acero (acero para hormigón armado), seguida de un número de tres cifras que indica el valor del límite elástico nominal del acero, expresado en MPa, y una letra indicativa de la clase de acero empleado (**S** si se ha empleado acero según la Norma UNE 36068, y **T** si se ha empleado acero según la Norma UNE 36099).

f) La longitud **l** y la anchura **b** del panel expresadas en metros

g) Referencia a la norma de producto (UNE 36092:96)

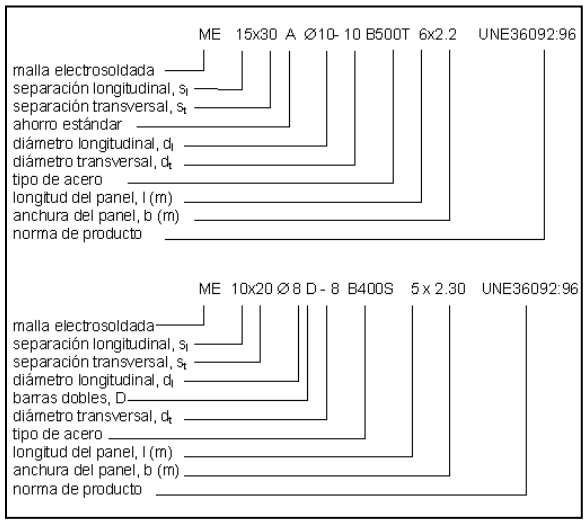


Figura 4.5. Ejemplos de designación de mallas electrosoldadas.

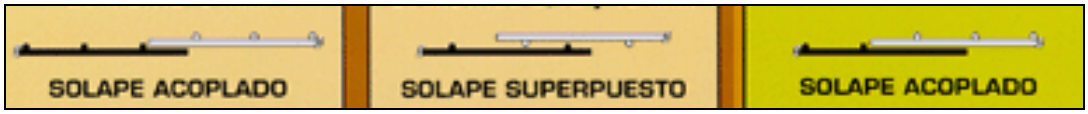


Figura 4.6. Detalle de solape entre paneles.

4.4. ARMADURAS BÁSICAS ELECTROSOLDADAS EN CELOSÍA

Las armaduras básicas de acero electrosoldadas en **celosía,** para armaduras de hormigón armado, son fabricadas según las especificaciones de la Norma *UNE 36739:1995 EX.*

Se trata de productos concebidos para formar parte de piezas prefabricadas semirresistentes empleadas en la construcción de forjados (semiviguetas o prelosas).

Están formadas por tres barras o alambres que forman un cuerpo único, unidos mediante una celosía triangular (encargada de resistir los esfuerzos cortantes).

Básicamente existen dos tipos de celosías, en uno de ellos, la celosía rodea a las barras principales y en el otro, va unida a ellas por soldadura.

Los diámetros nominales de los alambres o barras empleados en éstas armaduras son:

5,6,7,8,9,10 y 12 mm

Estos deben ser corrugados para los elementos longitudinales, y pueden ser lisos o corrugados para la celosía de conexión (celosía que también puede hacerse con alambres de 4 mm de diámetro).

Los aceros empleados en la fabricación de las armaduras básicas electrosoldadas en celosía pueden ser de los tipos B500T (corrugados y lisos en el elemento de la celosía), B400S y B500S.

Las características mecánicas y geométricas de las armaduras básicas son las que corresponden a los elementos componentes de las mismas, barras o alambres.

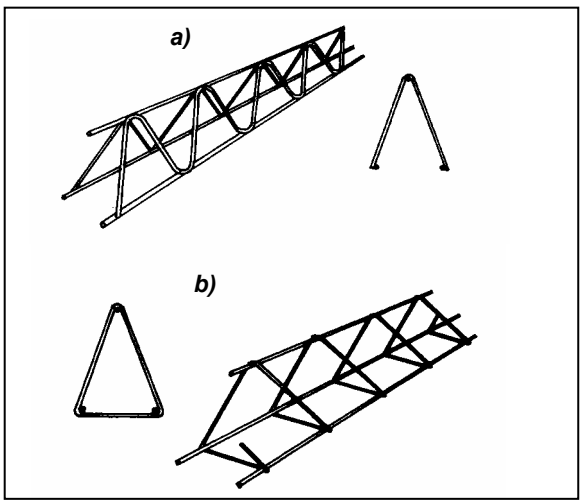


Figura 4.7. Armaduras básicas en celosía. a) soldada; b) rodeando a las armaduras.

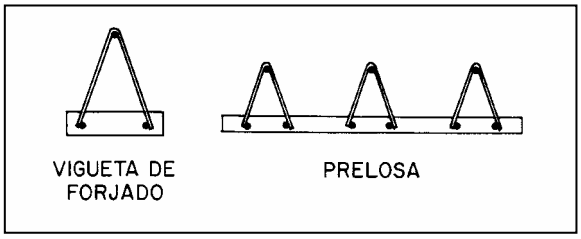


Figura 4.8. Ejemplo de aplicación de las armaduras básicas en celosía.

Designación:

Las armaduras básicas se designarán por los siguientes conceptos:

a) Designación del tipo de armadura básica, compuesta por los siguientes símbolos:

• Las letras AB distintivas del producto

• Anchura total de la base (b_1) y altura total (h_1), expresada en mm, unidas por el signo x.

• Paso de celosía (c), expresado en mm, precedido del signo /.

• Diámetro del elemento longitudinal superior (d_s), expresado en mm.

• Número de barras o alambres y diámetro de los elementos de la celosía (d_c), expresado en mm.

• El símbolo L, en el caso de que los elementos de la celosía sean alambres lisos.

• Número de barras o alambres y diámetro de los elementos longitudinales inferiores (di), expresado en mm

b) Designación del tipo de acero: B500T para el material según las Normas UNE 36099 ó UNE 36731 B500S ó B400S para el material según la Norma UNE 36068

c) Longitud de la armadura básica (l), expresada en m

d) Designación de esta Norma UNE 36739, con indicación expresa del año de edición.

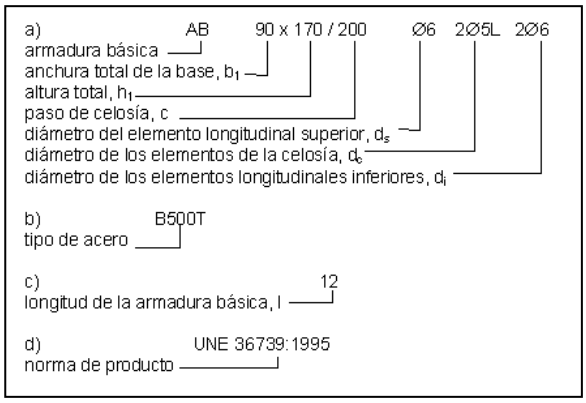


Figura 4.9. Ejemplos de designación de armaduras básicas en celosía.

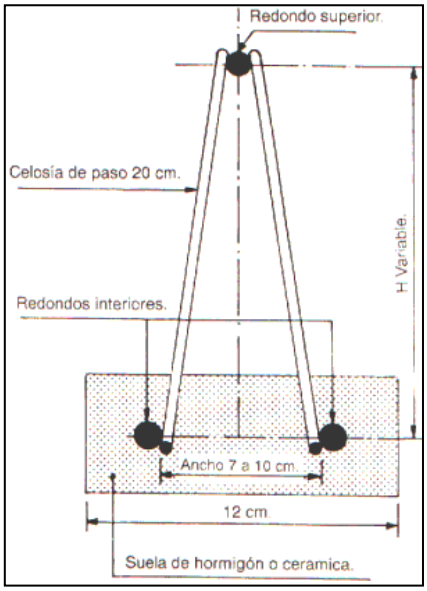


Figura 4.10. Figura. Nomenclatura dimensiones en las armaduras básicas en celosía.

4.5. LA OXIDACIÓN DE LAS BARRAS (Fuente: Calavera[3])

En cuanto a estado de las barras corrugadas, Calavera[3] define 3 grados de oxidación:

- Barras recién laminadas

- Barras ligeramente oxidadas

- Barras fuertemente oxidadas

Antiguamente era común el cepillado de las barras para liberarlas del oxido adherido. En la actualidad está demostrado *(Investigaciones llevadas a cabo por J.Calavera, A. Delibes, J.M. Izquierdo y G. Gonzalez Isabel)* que cualquier grado de oxidación mejora la adherencia de las barras. Por otra parte, también se ha demostrado que el cepillado de las mismas redunda en una pérdida de adherencia con respecto a las barras sin cepillar, salvo en contados casos. En los mismos estudios también se ha demostrado que las manchas de mortero en las barras inciden de modo positivo en el fenómeno de la adherencia.

No debe olvidarse que la oxidación, aunque mejore la adherencia, si la pérdida de sección es considerable, se disminuye la capacidad resistente de las mismas. Según las investigaciones de J. Calavera, la pérdida de sección por oxidación de las barras debido a su almacenamiento o debido a la interrupción de la obra durante tiempos razonables (2 o 3 años) es despreciable.

Pueden presentarse alteraciones graves en barras sometidas a acciones de humedad importante en periodos largos (+3 años) y sometidas a ciclos de humedad–secado con aguas agresivas (mareas p. e.). Las barras permanentemente sumergidas en agua no sufren corrosión.

4.6. CLASIFICACIÓN DE LAS ARMADURAS

4.6.1. Armaduras principales (longitudinales y transversales)

Son las encargadas de absorber los esfuerzos principales que se producen en la pieza impidiendo la rotura de la misma.

Armaduras longitudinales: Son las encargadas de resistir los esfuerzos de tracción o bien de reforzar las zonas comprimidas del hormigón.

Armaduras transversales: Son las encargadas de absorber los esfuerzos cortantes y torsores, también son las encargadas de ligar las armaduras longitudinales para impedir su pandeo cuando éstas trabajan a compresión y al mismo tiempo evitan que se produzcan fisuras localizadas.

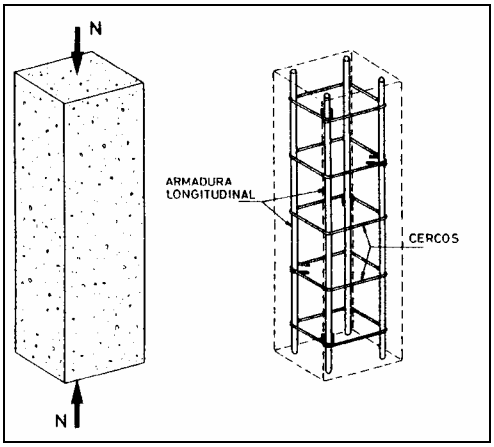


Figura 4.11. Ejemplo de disposición de armaduras longitudinales y transversales. Fuente J. Montoya[7]. .

4.6.2. Armaduras secundarias (armadura de piel, armaduras de reparto, de montaje,...)

Son aquellas que se disponen, bien por razones meramente constructivas, bien para absorber esfuerzos no preponderantes.

Su trazado puede ser longitudinal o transversal. y se incluyen entre ellas: las armaduras de montaje, cuyo fin es facilitar la organización de las labores de ferralla; las ***armaduras de piel***, que se disponen en los paramentos de vigas de canto mayor de 60 cm para evitar las fisuras laterales; las ***armaduras para retracción*** y efectos térmicos, que se disponen en los forjados y losas en general; las armaduras de reparto, que se colocan bajo cargas concentradas y, en general, cuando interesa repartir una carga; etc.

Además de su misión específica, las armaduras secundarias ayudan a impedir una fisuración excesiva y contribuyen al buen atado de los elementos estructurales, facilitando que su trabajo real responda al supuesto en el cálculo.

4.7. COLOCACIÓN DE LAS ARMADURAS *(EHE, Art. 66.2)*

Las armaduras se colocan en su posición definitiva dentro de los encofrados. En ésta operación es preciso garantizar el recubrimiento de las mismas así como realizar el atado definitivo de modo que no se produzcan movimientos durante el encofrado.

Se tendrá cuidado de que éstas no entren en contacto con sustancias perjudiciales para la adherencia tales como pintura, grasa, líquidos de desencofrar, etc

Para realizar el atado definitivo, el único elemento permitido es el atado con alambre o mediante empalmes metálicos.

Para que los recubrimientos y separación entre barras se ajusten a los prescritos en el proyecto existen una serie de dispositivos que reciben los nombres de separadores, calzos y pies de pato.

Separadores: son piezas destinadas a garantizar que la armadura se encuentre separada de los paramentos en una distancia igual a la del recubrimiento.

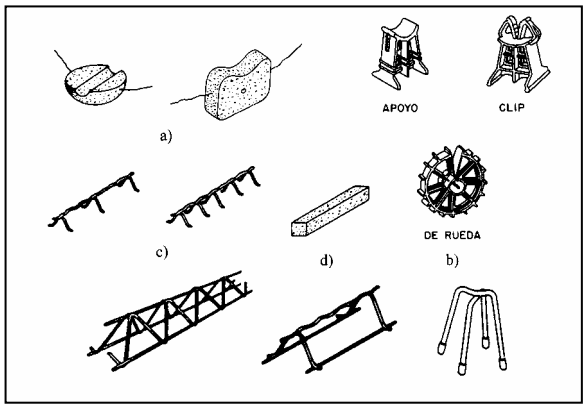


Figura 4.12. Tipos de separadores. Fuente J. Montoya[7)].

Calzos: son los encargados de sostener la armadura superior en losas o para separar los emparrillados de ambas caras en muros.

Pies de pato: tienen la misma misión de los calzos, empleándose éste en elementos con un canto mayor.

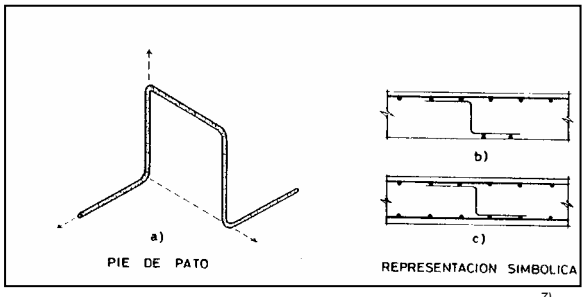


Figura 4.13. Calzos y pies de pato. Fuente J. Montoya[7)].

Los calzos y separadores pueden ser de mortero, hormigón, fibrocemento, plástico rígido o material similar, prohibiéndose el empleo de madera, ladrillo o cascotes de obra. Tampoco deben utilizarse calzos o separadores metálicos (salvo que sean de alambre galvanizado o acero inoxidable), especialmente en hormigones vistos, por el riesgo de aparición de manchas debidas a su oxidación. En casi todos los tipos, la fijación a la armadura se efectúa mediante una pinza o por atado con alambre.

La distancia entre separadores en una misma barra suele ser del orden de 50 veces su diámetro o 100 cm, intercalándose los separadores entre barras contiguas.

En la *tabla 4.3.* se establecen las separaciones máximas entre separadores, fijadas por la normativa.

Elemento		Distancia máxima
Elementos superficiales horizontales (losas, forjados, zapatas y losas de cimentación, etc.)	Emparrillado inferior	50 ∅ ó 100 cm
	Emparrillado superior	50 ∅ ó 50 cm
Muros	Cada emparrillado	50 ∅ ó 50 cm
	Separación entre emparrillados	100 cm
Vigas (1)		100 cm
Soportes (1)		100 ∅ ó 200 cm

(1) Se dispondrán, al menos, tres planos de separadores por vano, en el caso de las vigas, y por tramo, en el caso de los soportes, acoplados a los cercos o estribos.
∅ Diámetro de la armadura a la que se acople el separador.

Tabla 4.3. Disposición de separadores, distancia máxima entre separadores.Fuente EHE Art. 66.2.

4.8. ANCLAJE DE LAS ARMADURAS

4.8.1. Anclaje de barras aisladas *(EHE Artículo 66.5)*

La EHE, a efectos de anclaje distingue dos posibles posiciones de las barras:

Barras en posición I (adherencia buena): armaduras que forman un ángulo entre 45º y 90º con la horizontal, o que en caso de formar un ángulo menor de 45º están situadas en la mitad inferior de la sección, o a una distancia igual o mayor a 30 cm de la cara superior de una capa de hormigonado.

Barras en posición II (adherencia deficiente): armaduras que no se encuentran en ninguno de los casos anteriores.

(Figuras 4.16. a 4.19.)

a) Longitud básica de anclaje:

- Barras en posición I:

$$l_{bI} = m \times \varnothing^2 > \frac{f_{yk}}{20} \times \varnothing$$

- Barras en posición II:

$$l_{bII} = 1{,}4 \times m \times \varnothing^2 > \frac{f_{yk}}{14} \times \varnothing$$

Siendo:

- l_{bI} *:longitud básica de anclaje para barras en posición I,*
- *m: coeficiente numérico con valores en la tabla 4.4.*
- f_{yk}*: límite elástico garantizado del acero en N/mm*^{2}*.*
- $\varnothing$ *= diámetro de la barra en cm.*

b) Longitud neta de anclaje:

Nos permite reducir la longitud de anclaje en función del dispositivo de anclaje y en función de la sección de armadura real respecto a la necesaria por cálculo.

$$l_{b,neta} = l_b \times \beta \times \frac{A_S}{A_{S,real}}$$

Siendo:

- $l_{b,neta}$*: longitud neta de anclaje.*
- l_b *= longitud básica de anclaje.*
- β*: factor de reducción definido en la tabla 4.5.*
- $\frac{A_S}{A_{S,real}}$ *(Cociente entre el área de armadura necesaria por cálculo y el área real de la armadura)*

Además, la longitud neta de anclaje debe cumplir las limitaciones impuestas en el *artículo 66.5.1. de la EHE*, según las cuales, ésta no debe de ser inferior de los tres valores siguientes:

- *10* ϕ
- *15 cm*
- *1/3* l_b *(caso de barras trabajando a tracción)*
- *2/3* l_b *(caso de barras trabajando a compresión)*

En caso de existir efectos dinámicos, las longitudes de anclaje se aumentarán en 10 ϕ.

Resistencia característica del hormigón (N/mm^2)	*m*	
	B 400 S	B 500 S
25	12	15
30	10	13
35	9	12
40	8	11
45	7	10
50	7	10

Tabla 4.4. Valores del coeficiente m. Fuente EHE Art. 66.5.2

Valores de β		
Tipo de anclaje	Tracción	Compresión
Prolongación recta	1	1
Patilla, gancho y gancho en U	0,7 (*)	1
Barra transversal soldada	0,7	0,7

Tabla 4.5. Valores del coeficiente β*. EHE art. 66.5.2*

En la *figura 4.14.* se muestran los procedimientos normalizados de anclaje según EHE.

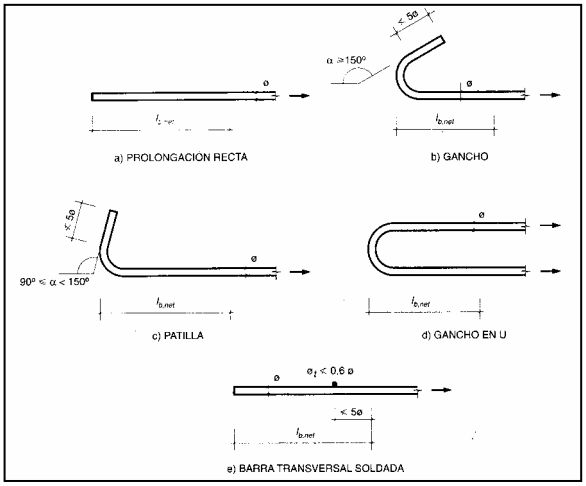


Figura 4.14. Procedimientos normalizados de anclaje. EHE Art.66.5.1

4.8.2. Anclaje de grupos de barras *(EHE Art. 66.5)*

Se entiende por grupos de barras a dos o mas barras corrugadas puestas en contacto entre si (*ver EHE, artículo 66.4.2).*

En ellas, siempre que sea posible, los anclajes de barras de un grupo se harán por prolongación recta.

Cuando todas las barras del grupo dejen de ser necesarias en la misma sección, la longitud de anclaje de las mismas será como mínimo de:

- *1,3 l_b para grupos de dos barras*
- *1,4l_b para grupos de 3 barras*
- *1,6l_b para grupos de 4 barras*

En el caso de que las barras del grupo dejan de ser necesarias en secciones diferentes a cada barra se le dará una longitud de anclaje según el siguiente criterio *(figura 4.15):*

- *1,2 l_b si va acompañada de una barra en la sección en que deja de ser necesaria.*
- *1,3 l_b si va acompañada de 2 barras en la sección en que deja de ser necesaria.*
- *1,4 l_b si va acompañada de 3 barras en la sección en que deja de ser necesaria.*

En las mallas electrosoldadas las longitudes de anclaje se determinan igual que para el caso de barras aisladas en prolongación recta. Si en la zona de anclaje existe una barra transversal soldada, ésta longitud de anclaje puede disminuirse multiplicando por el coeficiente β=0,7.

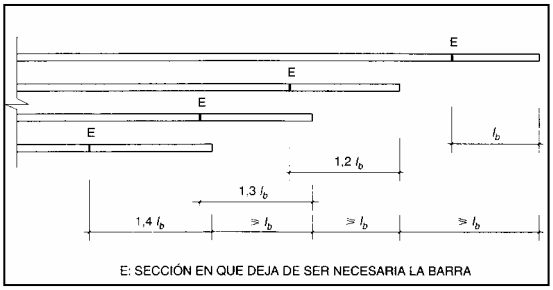


Figura 4.15. Método de anclaje en prolongación recta para grupos de barras. EHE Art.66.5.3

4.8.3. Separación entre barras aisladas *(EHE Art. 66.4.1. y 42.3.1)*

Se deben de cumplir una serie de limitaciones en la separación entre barras para permitir un correcto hormigonado de la pieza:

- Si las barras se colocan en varias capas, las barras de las distintas capas deberán situarse verticalmente una sobre la otra.

- La distancia horizontal y vertical entre dos barras consecutivas será igual o superior a los tres valores siguientes:

  - 2 cm
  - Diámetro de la mayor
  - 1,25 ó 0,8 veces el tamaño máx de árido (ver Art 28.2 EHE)

- La distancia entre dos barras longitudinales no debe ser inferior a:

  - 30 cm
  - Tres veces el espesor bruto de la sección

4.8.4. Ejemplos de anclaje en armaduras

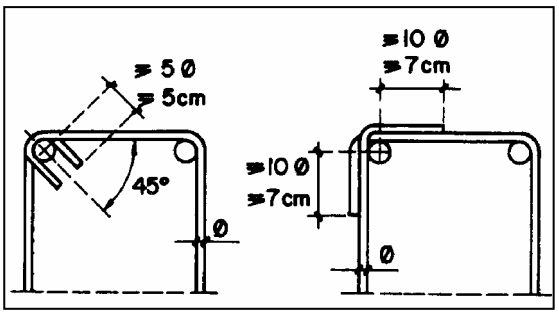


Figura 4.16. Ejemplo de anclaje de cercos. Fuente J. Montoya[7].

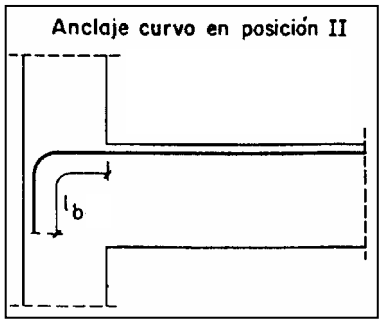


Figura 4.17. Ejemplo de anclaje curvo en un nudo. Fuente J. Montoya[7].

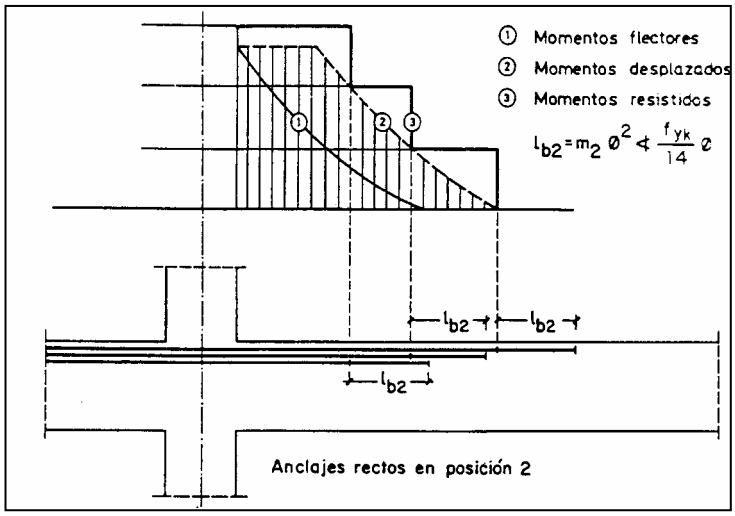


Figura 4.18. Ejemplo de anclaje de armadura de negativos. J. Montoya [7].

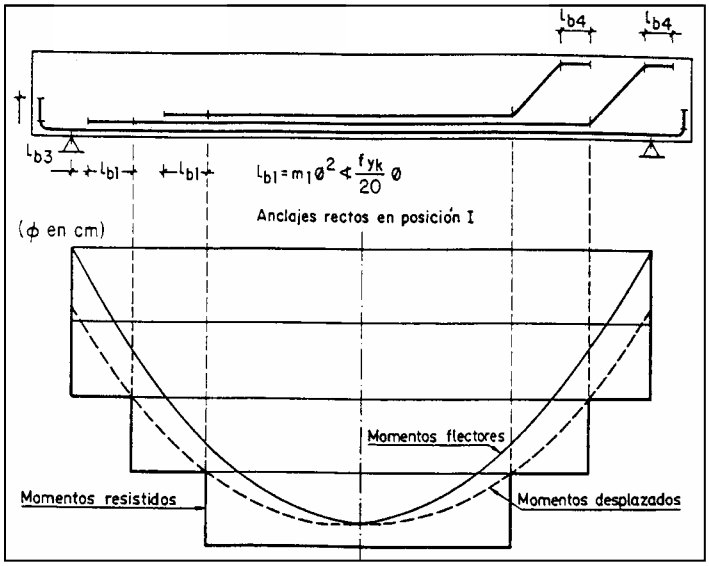


Figura 4.19. Ejemplo de anclaje de barras en viga simplemente apoyada. J. Montoya [7].

4.8.5. Empalme de armaduras

En las estructuras de hormigón existe la necesidad de empalmar las barras que conforman la armadura, entre otras causas, por la limitación en la longitud comercial de las barras y por las exigencias de montaje de las mismas.

La EHE, artículo 66.6.2, permite el empleo de empalmes por solapo (hasta el diámetro 32), empalmes por soldadura y empalmes por medios mecánicos.

Como norma general, los empalmes de las distintas barras en tracción de una pieza se distanciarán unos de otros de modo que sus centros queden separados una longitud mayor de l_b. *(figura 4.20)*, siendo l_b la longitud básica de anclaje.

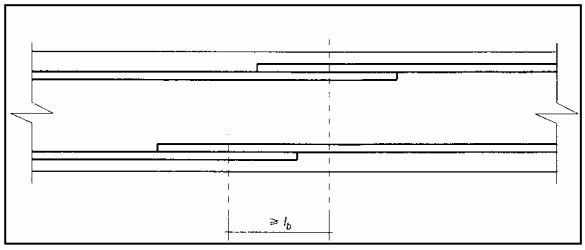


Figura 4.20. Empalme por solapo de barras en tracción. Fuente EHE Art. 66.6.1

Los empalmes por solapo son los más frecuentes en la construcción agroindustrial.

Cálculo de la longitud de solapo:

$$l_s = \alpha \times l_b \times \frac{A_S}{A_{S,real}}$$

Siendo:

- L_b: *Longitud de básica de anclaje.*
- α *: coeficiente numérico definido en la tabla 4.6.*

En la zona de solapo debe disponerse de armadura transversal con sección igual o superior a la sección de la mayor barra solapada. *(EHE Art. 66.6.2.)*

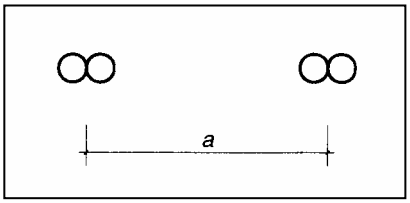


Figura 4.21. Distancia transversal entre los empalmes más próximos .Fuente EHE art. 66.6

Valores de α						
Distancia entre los empalmes más próximos (Figura 66.6.2)	Porcentaje de barras solapadas trabajando a tracción, con relación a la sección total de acero					Barras solapadas trabajando normalmente a compresión en cualquier porcentaje
	20	25	33	50	>50	
$a \leq 10\ \varnothing$	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	1,0
$a > 10\ \varnothing$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,0

Tabla 4.6. Valores del coeficiente α . Fuente EHE Art. 66.6.2

4.9. OPTIMIZACIÓN DE LA FERRALLA (Fuente J.Calavera[3])

Según el citado autor, es recomendable:

- Emplear acero del mayor límite elástico posible (el límite elástico crece más rápidamente que el coste por kg)

- Emplear el menor número de diámetros posible. Ello reduce el almacenamiento, facilita la elaboración y la soldadura, reduce el tipo de separadores a emplear y simplifica el control.

- Evitar el uso de programas informáticos de cálculo de estructuras que consiguen falsas economías reduciendo el número de kg de armado necesario a base de emplear muchas barras de diferentes diámetros, ya que con ello se consigue economía de kg, pero no de coste.

- Intentar que la disposición de las barras permita el descenso vertical del hormigón, así como que el vibrador pueda penetrar entre las barras hasta el fondo del encofrado, con esto evitamos la segregación del hormigón así como reducimos el tiempo de hormigonado. Ver ejemplo de la *figura 4.22 ,* la solución correcta es la B.

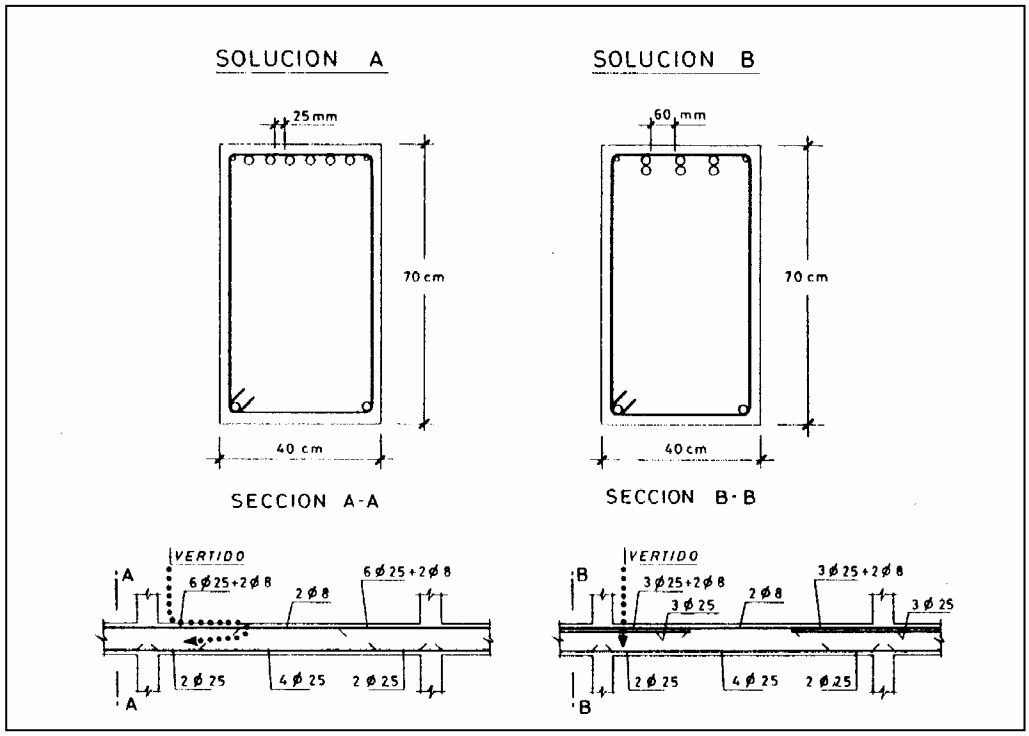


Figura 4.22. Ejemplos de disposición de barras,solución correcta B. Fuente[3].

CAPITULO V. EL ARMADO EN LA PRÁCTICA

5.1. ARMADO DE VIGAS

5.1.1. Clasificación de las vigas según su forma de trabajo

Para realizar un correcto armado de las mismas es fundamental tener en cuenta su forma de trabajo, no contemplando en éste tema los esfuerzos de torsión. Según su forma de trabajo las podemos clasificar en:

a) ***Vigas apoyadas*:** solo transmiten compresiones a los apoyos. En la parte inferior trabajan a tracción y en la superior a compresión.

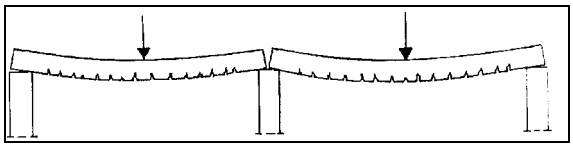


Figura 5.1. Compresiones y tracciones en vigas biapoyadas.

b) ***Vigas empotradas*:** transmiten momentos además de compresiones a los apoyos. En el centro del vano la cara inferior se encuentra traccionada y la superior comprimida (momentos positivos), mientras que en las proximidades a los apoyos se produce el efecto opuesto (momentos negativos).

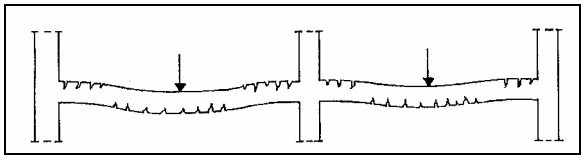


Figura 5.2. Tracciones y compresiones en vigas empotradas.

c) ***Vigas continuas:*** éstas apoyan en varios puntos. Pueden ir simplemente apoyadas, en cuyo caso únicamente transmiten compresiones a los apoyos o empotradas, caso en el cual además de compresiones transmiten momentos. En ambos casos su forma de trabajo es similar, encontrándose la cara traccionada en la parte inferior en los vanos (momentos positivos), y en la parte superior en las proximidades de los apoyos (momentos negativos).

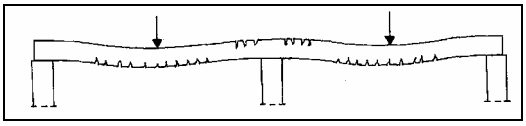


Figura 5.3. Tracciones y compresiones en vigas continuas.

d) ***Vigas en voladizo:*** en la zona volada se debe tener en cuenta que la cara traccionada se encuentra en la parte superior. Estas transmitirán momentos a los apoyos según se encuentren empotradas o no.

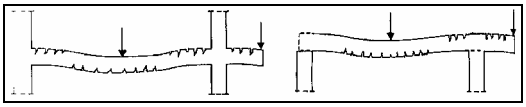


Figura 5.4. Figura: Tracciones y compresiones en voladizos.

Según esto, las armaduras tipo en vigas consta de:

a) **Armadura longitudinal:** esta puede encontrarse traccionada o comprimida, siendo la encargada de resistir los esfuerzos de tracción que se producen en la sección o de reforzar las zonas comprimidas de hormigón, o simplemente servir como armadura de montaje.

b) **Armadura transversal:** encargada de resistir los esfuerzos cortantes, y a veces, cuando es preciso reforzar las zonas comprimidas de la sección con barras longitudinales, actúan evitando el pandeo de las mismas.

En las *figuras 5.5. y 5.6.* se muestra un esquema de armado tipo.

Debe tenerse en cuenta que la armadura de refuerzo para negativos no es necesaria en vigas apoyadas.

Por otra parte, según se desprende de la *figura 5.5.*, la armadura transversal se encuentra más concentrada en las proximidades de los apoyos, ello es debido a que esta es la zona que se encuentra sometida a valores mayores de esfuerzo cortante.

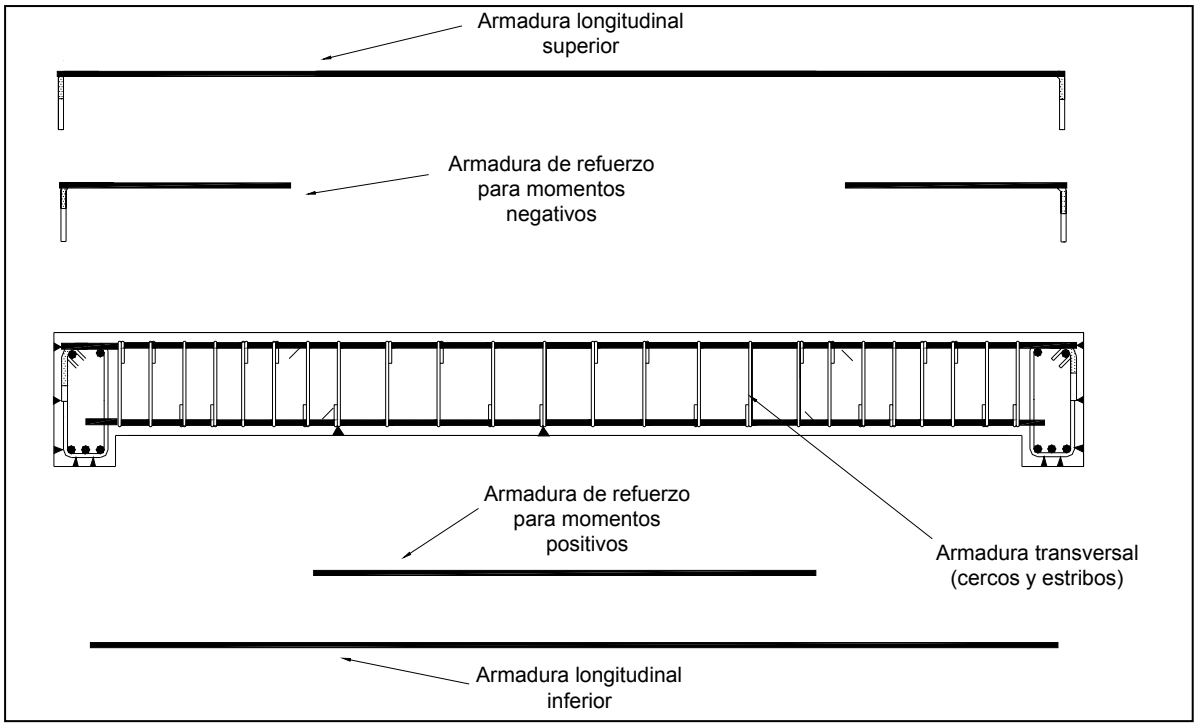


Figura 5.5. Armadura tipo en vigas biempotradas.

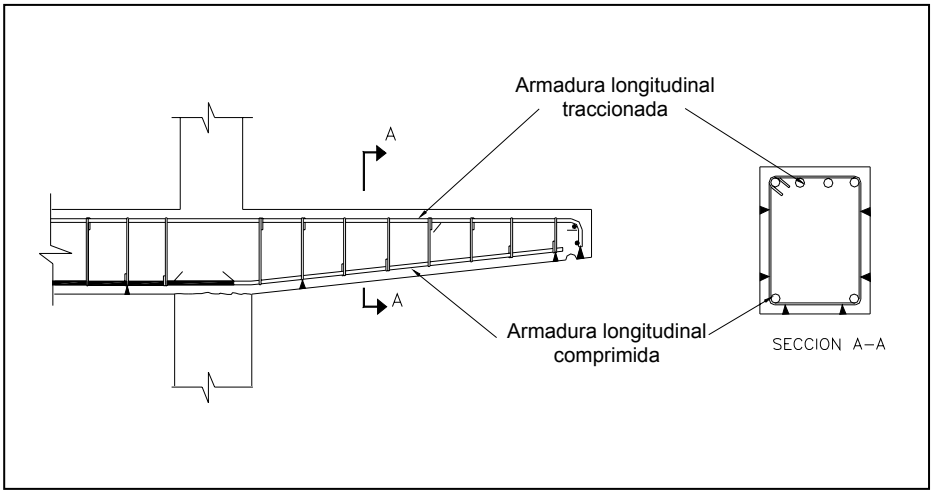


Figura 5.6. Armadura tipo en vigas en ménsula.

5.1.2. Normas para el armado de vigas *(EHE, Art. 54)*

Estas se calcularán frente a los E.L.U. de agotamiento, frente al E.L.U. de esfuerzo cortante y frente a torsión, si existe. Por otra parte, se comprobarán los E.L. de Servicio cuando sea necesario.

Las armaduras longitudinales de flexión deberán ser capaces de soportar un incremento de tracción respecto a la producida por el momento de cálculo (EHE, artículo 44.2.3.4). Esto se tendrá en cuenta a efectos de anclaje, con motivo de evitar la fisuración oblicua debida al esfuerzo cortante. Para el cumplimiento de ésta limitación podemos adoptar la simplificación de decalar la ley de momentos flectores en una magnitud igual a un canto útil en el sentido más desfavorable *(figura 5.7.)*.

Las barras deberán ir ancladas en una longitud igual a $l_{b,neta}$ a partir de la sección en que teóricamente dejan de ser necesarias.

Una parte de la armadura necesaria para resistir el máximo momento positivo deberá continuarse hasta los apoyos (mínimo 1/3 en apoyos extremos y 1/4 en apoyos intermedios). Además, esta armadura se anclará a partir del eje del apoyo en una longitud igual a la longitud

neta de anclaje.

En el caso de la armadura de negativos, la EHE no obliga a prolongar un mínimo hasta el centro del vano, no obstante, es práctica habitual que la armadura superior de la viga cubra toda la longitud de la misma con al menos dos barras, éstas servirán para la colocación de los cercos y al mismo tiempo, con la misma, cumpliremos la cuantía geométrica a compresión en la zona de momentos positivos.

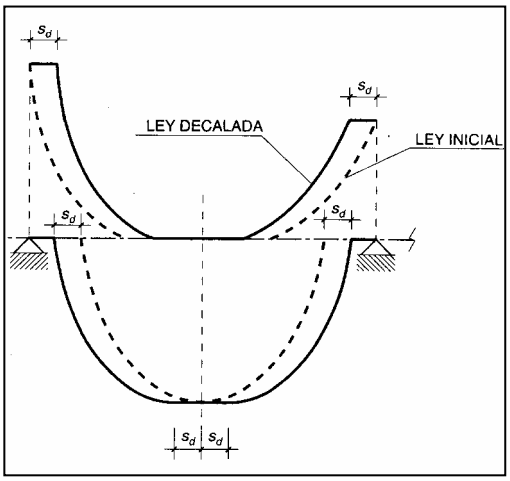


Figura 5.7. Decalaje de la ley de momentos flectores. Fuente: EHE, Art. 44.2.3.4.2.

5.2. SOPORTES DE HORMIGÓN ARMADO

5.2.1. Tipos de armadura en soportes

La armadura tipo en los pilares se compone de *(figuras 5.8 a 5.14):*

Armadura longitudinal, colocada perimetralmente en la sección transversal (esquinas y puntos intermedios), encargada de absorber los esfuerzos de flexo-compresión.

Armadura transversal, formada por cercos y estribos, encargada de absorber los esfuerzos cortantes y al mismo tiempo sujetar las barras comprimidas, reduciendo su longitud de pandeo.

En la zona de unión con la cimentación se dispone una armadura de espera, también llamada Arranque o Enano, con el mismo número de barras y diámetro, que la armadura longitudinal del mismo.

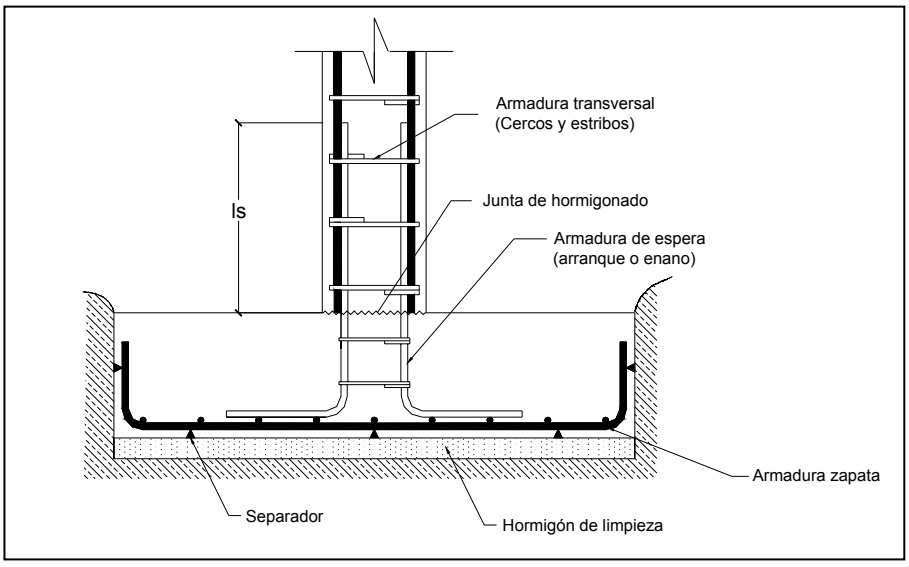


Figura 5.8. Detalle de unión pilar-cimentación.

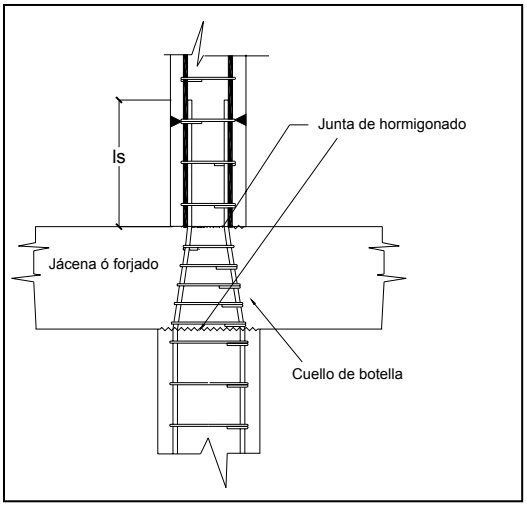


Figura 5.9. Detalle de unión de pilares entre plantas.

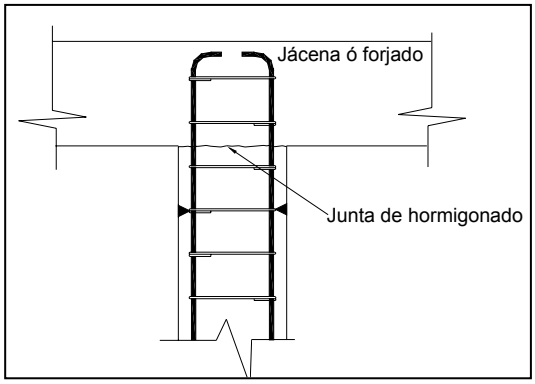


Figura 5.10. Detalle deremate de pilar en planta superior.

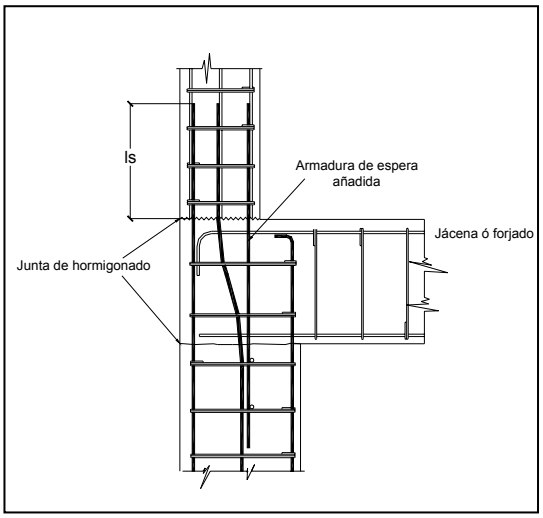


Figura 5.11. Detalle de unión de pilar de medianería.

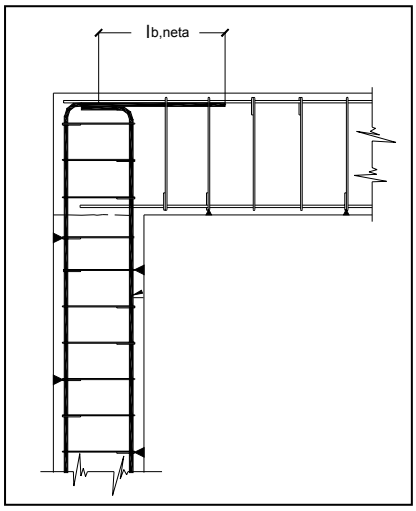


Figura 5.12. Detalle de unión de pilar de borde con planta superior.

5.2.2. Normas para el armado de soportes *(EHE, Art. 55)*

Los soportes ejecutados en obra tendrán una dimensión mínima de 25 cm.

La armadura principal estará formada por al menos 4 barras (una en cada esquina) en el caso de secciones rectangulares y 6 barras en el caso de secciones circulares.

La separación entre 2 barras consecutivas no puede ser superior a 30 cm.

El diámetro de las barras debe de ser como mínimo de 12 mm.

Tales barras deberán ir sujetas por cercos o estribos, los cuales deberán cumplir las limitaciones del artículo 42.3.1 de la EHE.

Según el artículo 44.3.1, para evitar el pandeo de las barras longitudinales, sometidas a compresión, es preciso que éstas vayan sujetas por cercos o estribos.

En el caso de que la armadura longitudinal se disponga a lo largo de las caras y no solamente en las esquinas, la disposición de los estribos debe asegurar la sujeción de las

barras centrales, para ello se deberán adoptar disposiciones como las indicadas en la *figura 5.13.*

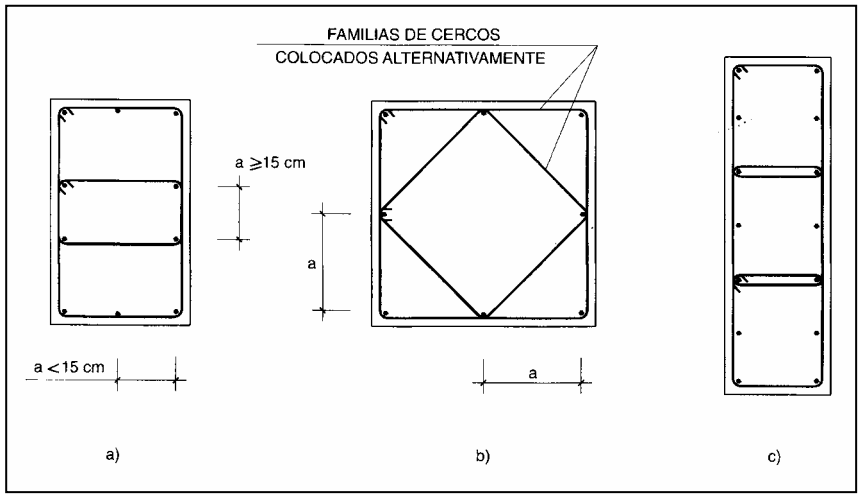


Figura 5.13. Disposición de la armadura transversal en pilares. Fuente EHE Art. 42.3.1.

Según se indica gráficamente en la *figura 5.13*, se deben de sujetar por lo menos una de cada dos barras consecutivas de la misma cara. Si la separación entre las barras es mayor de 15 cm, deberán ir todas sujetas.

En el caso de muros sometidos a compresión dominante, es conveniente sujetar con estribos una de cada dos barras, alternándolos tanto vertical como horizontalmente.

Por otra parte, en las zonas de solapo deben de disponerse armaduras transversales con sección igual o superior a la de la mayor barra solapada (EHE, Art. 66.6.2), es por ello por lo que en dichas zonas se concentra una mayor cantidad de armadura transversal.

En la *figura 5.14*. se muestran esquemáticamente las reglas de armado en pilares.

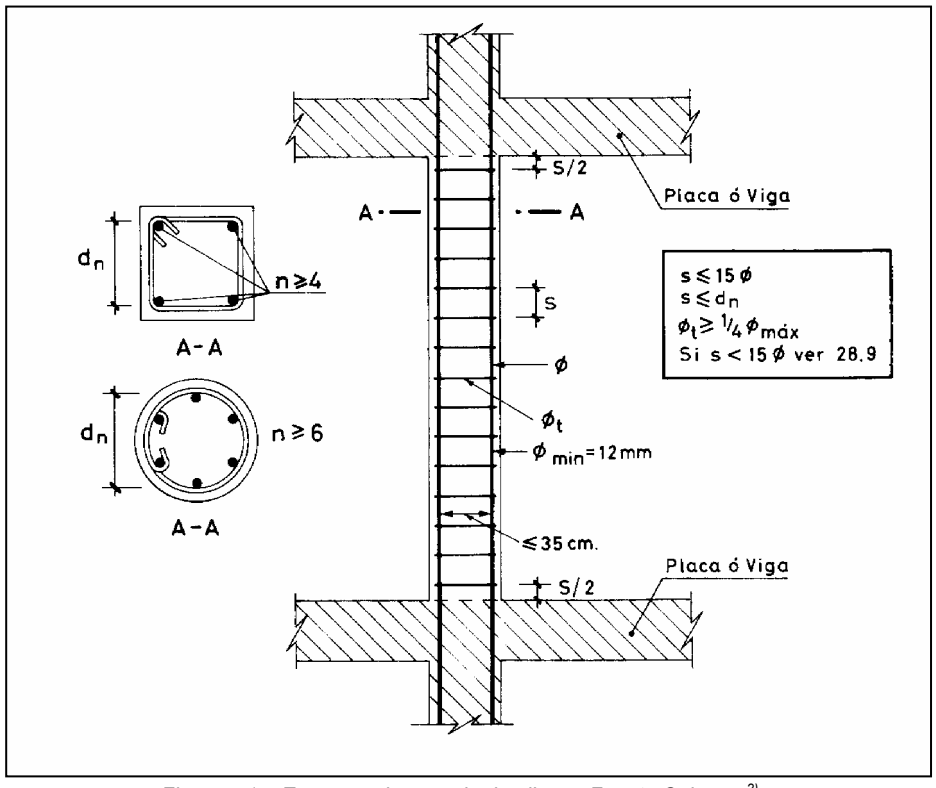


Figura 5.14. Esquema de armado de pilares. Fuente Calavera[2)].

5.3. CUANTÍAS MÍNIMAS

La sección de la armadura obtenida en los cálculos deberá cumplir las limitaciones que se exponen en los puntos *5.3.1. a 5.3.3.* en función del tipo de esfuerzos al que se encuentra sometida la pieza, y en el caso del punto *5.3.4.* en función del tipo de elemento estructural

.

5.3.1. Cuantía mínima en Flexión simple o compuesta. *EHE artículo 42.3.2.*

En todos aquellos casos en los que el agotamiento de una sección se produzca por flexión simple o compuesta, la armadura resistente longitudinal traccionada deberá cumplir la siguiente limitación:

$$A_p\, f_{pd} + A_s\, f_{yd} \geq 0{,}25\, \frac{W_1}{h}\, f_{cd}$$

donde:

- A_p *Área de la armadura activa adherente.*
- A_s *Área de la armadura pasiva.*
- f_{pd} *Resistencia de cálculo del acero de la armadura activa adherente en tracción.*
- f_{yd} *Resistencia de cálculo del acero de la armadura pasiva en tracción.*
- f_{cd} *Resistencia de cálculo del hormigón en compresión.*
- W_1 *Módulo resistente de la sección bruta relativo a la fibra más traccionada.*
- h *Canto total de la sección.*

5.3.2. Cuantía máxima y mínima en Compresión simple o compuesta. *EHE, Art. 42.3.3.*

En las secciones sometidas a compresión simple o compuesta, las armaduras, principales en compresión A'_{s1} y A'_{s2} *(figura 5.15)* deberán cumplir las limitaciones siguientes:

$$A'_{s1}\, f_{yc,d} \geq 0{,}05\, N_d \qquad A'_{s1}\, f_{yc,d} \leq 0{,}5\, f_{cd}\, A_c$$

$$A'_{s2}\, f_{yc,d} \geq 0{,}05\, N_d \qquad A'_{s2}\, f_{yc,d} \leq 0{,}5\, f_{cd}\, A_c$$

donde:

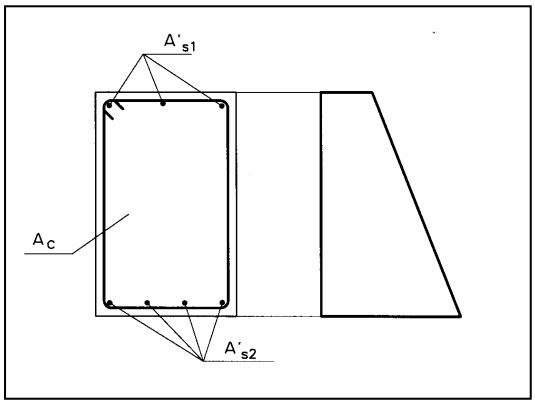


Figura 5.15. EHE Art. 42.3.3

- $f_{yc,d}$ *Resistencia de cálculo del acero a compresión* $f_{yc,d} = f_{yd} \not> 400$ N/mm^2.
- N_d *Esfuerzo actuante normal mayorado de compresión.*
- f_{cd} *Resistencia de cálculo del hormigón en compresión.*
- A_c *Área de la sección total de hormigón.*

5.3.3. Cuantía mínima en Tracción simple o compuesta. *EHE Art. 42.3.4.*

En el caso de secciones de hormigón sometidas a tracción simple o compuesta, provistas de dos armaduras principales, deberán cumplirse las siguiente limitación:

$$A_p\ f_{pd} + A_s\ f_{yd} \geq 0{,}20\, A_c\, f_{cd}$$

5.3.4. Cuantías geométricas mínimas. *EHE, Art. 42.3.5.*

En la *tabla 5.1*. se indican los valores de las cuantías geométricas mínimas que, en cualquier caso, deben disponerse en los diferentes tipos de elementos estructurales, en función del acero utilizado.

Las cuantías geométricas de dicha tabla se refieren al tanto por 1000 de la sección total de hormigón.

Tipo de elemento estructural		**Tipo de acero**	
		B 400 S	**B 500 S**
Pilares		4,0	4,0
Losas (*)		2,0	1,8
Vigas (**)		3,3	2,8
Muros (***)	**Armadura horizontal**	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

(*) Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial.

(**) Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

(***) La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse a la mitad.

Tabla 5.1. Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón. EHE Art. 42.3.5.

CAPITULO VI. BASES DE CÁLCULO

6.1. ESTADOS LÍMITE

6.1.1. Introducción

Toda estructura debe de ser proyectada y construida, con un nivel de seguridad aceptable, de modo que sea capaz de soportar todas las acciones a que se puede encontrar sometida durante el periodo que dura la construcción de la misma, y la vida útil prevista en el proyecto. Así mismo, también debe de ser capaz de soportar la agresividad del ambiente en que se encuentra.

Para asegurar que se cumplen las exigencias anteriormente expuestas, la EHE por una parte adopta el método de cálculo de los ESTADOS LÍMITE *(Art.8)*, mediante el cual se analizan las situaciones que debe superar la estructura, y por otra establece, en el *Artículo 37*, los requisitos y estrategias a seguir para garantizar la durabilidad.

6.1.2. Definición

Estados límite: se definen como aquellas situaciones para las que la estructura no cumple alguna de las funciones para las que ha sido proyectada, en caso de que se supere un cierto valor límite. Dichas situaciones se estudian a nivel de estructura (o de elemento estructural) o a nivel de sección.

Deberemos comprobar que la estructura no supere ninguno de los Estados Límite en las distintas situaciones de proyecto (EHE, Art. 7). Para ello deduciremos por una parte, el efecto de las acciones aplicadas para cada E.L. y por otra parte, la respuesta estructural ante el E.L. en estudio, es decir, se comprobará para cada E.L. que la respuesta estructural es superior al efecto de las acciones aplicadas.

6.1.3. Clasificación

Dichas situaciones que no pueden superarse en la estructura se clasifican en **Estados Límite Últimos** y **Estados Límite de Servicio.**

a) Estados Límite Últimos (E.L.U.)

Son aquellas situaciones que producen una puesta fuera de servicio de la estructura por colapso o rotura de la misma.

La EHE considera los siguientes E.L.U.:

- **E.L.U. de equilibrio:** se estudia a nivel de estructura o elemento estructural**.** Se trata de la pérdida de estabilidad estática de la misma (p.e. vuelco, deslizamiento, hundimiento, etc).

- **E.L.U. de agotamiento:** Se estudia a nivel de sección. Consiste en comprobar que no se produce el agotamiento resistente de una o varias secciones críticas. Dicho agotamiento resistente a nivel de sección puede producirse por:

  - Solicitaciones normales (Flexión simple, flexión compuesta, compresión, tracción).
  - Cortante.
  - Torsión
  - Punzonamiento.
  - Esfuerzo rasante

- **E.L.U. de Inestabilidad (pandeo):** se estudia a nivel de elemento estructural o de toda la estructura.

- **E.L.U. de fatiga:** se estudia a nivel de sección, consiste en comprobar que no se produce el fallo de la misma debido a la fatiga en los materiales originada por cargas repetidas.

- **E.L.U. de anclaje**: la fuerza de anclaje de la barra en el hormigón debe superar la resistencia de la misma.

b) Estados Límite de Servicio

Se corresponden con una puesta fuera de servicio de la estructura por razones funcionales, de comodidad, o de aspecto (estéticas). La EHE considera los siguientes:

- **E.L.S. de Deformación:** se estudia a nivel de estructura o de elemento estructural. Se produce cuando se alcanza un determinado desplazamiento (flecha), en uno o varios elementos de la estructura, que puede afectar a la apariencia, al uso de la estructura, o dañar elementos no estructurales.

- **E.L.S. de Fisuración:** se produce cuando la fisuración del hormigón por tracción es excesiva, pudiendo afectar a la durabilidad (corrosión armaduras), impermeabilidad (p.e. depósitos), o el aspecto de la estructura. Se estudia a nivel de sección.

- **E.L.S. de Vibraciones:** se produce cuando las vibraciones que se producen en la estructura son desagradables o provocan daños en la misma o en equipos existentes en el interior de la misma. Se estudia a nivel de estructura o de elemento estructural.

6.1.4. Magnitudes aleatorias y valores característicos que se introducen en los cálculos

La finalidad del cálculo es comprobar que la probabilidad de que la estructura quede fuera de servicio se mantiene por debajo de un valor determinado que se fija a priori. Para ello:

Se introducen en los cálculos unos valores numéricos únicos (asociados a un determinado nivel de probabilidad) que se denominan ***valores característicos*** (resistencia característica del hormigón f_{ck}, resistencia característica del acero f_{yk}, valor característico de las acciones).

En el caso de los materiales, el valor característico es aquel que tiene una probabilidad del 5% de que se presenten valores de resistencia inferiores a éste, y en el caso de las acciones, es aquel que tiene una probabilidad del 5% de ser superado durante la vida útil de la estructura.

Con éstos valores característicos se tiene en cuenta la variabilidad aleatoria de la resistencia de los materiales y de las acciones.

Además, los valores característicos se ponderan mediante unos **coeficientes parciales de seguridad (γ)**, los cuales afectan a la resistencia de los materiales (γ_c, γ_s) y al valor de las acciones (γ_f). Con ello se tienen en cuenta una serie de factores aleatorios y se reduce la probabilidad de fallo a límites aceptables.

Por último, se introducen unas correcciones en los valores de cálculo en función del nivel de control y en función de la situación de proyecto (persistente, transitoria o accidental). El **nivel de control** empleado para el **hormigón** y el **acero** influye en la resistencia de cálculo, mientras que el **nivel de control de ejecución** influye en los coeficientes parciales de seguridad que afectan a las acciones.

a) Resistencia de calculo del acero *(EHE, Art.31.2 y 38.3)*:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S}$$ *(Control normal del acero)*

$$f_{yd} = 0{,}75\frac{f_{yk}}{\gamma_S}$$ *(Control reducido del acero)*

Siendo:

- f_{yk} *= resistencia característica del acero.*
- f_{yd}*: resistencia de cálculo del acero.*
- γ_C *= coef. parcial de seguridad. Tabla 3.3. (EHE, Art. 15.3)*

b) Resistencia de calculo del hormigón (*EHE, Art.30.5 y Art.39.2.)*:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$ *(Control estadístico y al 100% del hormigón)*

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \le 10\frac{N}{mm^2}$$ *(Control reducido del hormigón)*

Siendo:

- f_{ck} *: resistencia característica del hormigón.*
- f_{cd} *: resistencia de cálculo del hormigón a compresión.*
- γ_C *= coef. parcial de seguridad. Tabla 3.3. (EHE, Art. 15.3)*

6.2. SITUACIONES DE PROYECTO *(EHE, Art. 7)*

Toda estructura a lo largo de su vida útil puede encontrarse en tres tipos de situaciones:

- ***Situaciones persistentes***: se corresponden con las situaciones de uso normal de la estructura.

- ***Situaciones transitorias***: son aquellas que se producen durante la construcción o reparación de la estructura.

- ***Situaciones accidentales***: aquellas que se dan en casos excepcionales.

Los coeficientes parciales de seguridad, así como las combinaciones de acciones varían según nos encontremos en una u otra situación.

6.3. ACCIONES *(EHE, Art. 9)*

6.3.1. Introducción

Se definen como cualquier carga capaz de producir estados tensionales en una estructura, o de modificar los existentes.

6.3.2. Clasificación de las acciones

a) Por su naturaleza:

- **Acciones directas**: son aquellas que actúan aplicadas directamente sobre la estructura (peso propio, cargas permanentes, sobrecarga de uso, acciones climáticas, ...).

- **Acciones indirectas:** se trata de deformaciones impuestas capaces de producir tensiones (dilatación o contracción por efectos térmicos, asientos, acciones reológicas, ...).

b) ***Por su variación en el tiempo*****:** es la clasificación que se considera a efectos de cálculo, según ésta, las acciones pueden ser:

- **Acciones permanentes (G) :** Actúan en todo momento y son constantes en magnitud y posición (peso de los elementos estructurales y accesorios, peso tabiques, ...).

- **Acciones permanentes de valor no constante (G*):** actúan en todo momento, pero su magnitud no es constante. Su valor tiende generalmente a un valor límite (fuerza del pretensado, retracción,...)

- **Acciones variables (Q):** Son cargas que pueden actuar o no y su valor difiere constantemente de la media del mismo (sobrecarga de uso, acciones climáticas, ...)

- **Acciones accidentales (A):** son aquellas que tienen una posibilidad muy pequeña de actuar durante la vida útil de una estructura (impactos, explosiones, sismo, ciclones, avalanchas). Excepto el sismo, generalmente éste tipo de acciones no se incluyen en los cálculos.

c) Por su variación en el espacio:

- **Fijas:** se aplican siempre en la misma posición (peso estructura, peso forjado, ...)

- **Libres:** aquellas que pueden ocupar una posición variable dentro de la estructura (sobrecarga de uso, viento, ...).

6.3.3. Valor característico de las acciones *(EHE, Art. 10)*

Definen la intensidad característica de las acciones, es decir, un valor correspondiente a una determinada probabilidad de no ser superado durante la vida útil de la estructura y la duración de la acción.

6.3.4. Valor de cálculo de las acciones *(EHE, Art. 12)*

Se define como el obtenido al multiplicar su "**valor representativo**" *(ver Art. 11 EHE)* por un coeficiente parcial de seguridad.

$$F_d = \psi_i \times F_k \times \gamma_f$$

En el caso de usar el método simplificado de combinación de acciones *(EHE, Art. 13)*, el valor de cálculo se obtiene multiplicando el "**valor característico**" (F_k) de las mismas por un coeficiente parcial de seguridad (γ_f).

$$F_d = F_k \times \gamma_f$$

6.3.5. Combinación de acciones. Método simplificado *(EHE, Art. 13)*

Las distintas comprobaciones que se realizan en los cálculos (p.e. flexión, cortante, pandeo, ...) se deben efectuar para la hipótesis de carga más desfavorable. Para ello se establecen las posibles combinaciones de acciones según se expone a continuación y se elige la más desfavorable como valor de cálculo.

6.3.5.1. Combinación de acciones para los Estados Límite Ultimos

a) Situaciones persistentes o transitorias:

- Situaciones con una sola acción variable:

Acciones Permanentes + Acciones Variables

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1}$$

- Situaciones con dos o más acciones variables:

Acciones permanentes + 0,9 × Acciones variables

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + 0{,}9 \times \sum_{i\geq 1} \gamma_{Q,i} \times Q_{k,i}$$

b) Situaciones sísmicas :

Acciones permanentes + Acciones sísmicas + 0,8 × Acciones variables

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_{A} \times A_{E,k} + 0{,}8 \times \sum_{i\geq 1} \gamma_{Q,i} \times Q_{k,i}$$

6.3.5.2. Combinación de acciones para los Estados Límite de servicio

a) Combinación poco probable o frecuente:

- Situaciones con una sola acción variable:

Acciones Permanentes + Acciones. Variables

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1}$$

- Situaciones con dos o más acciones variables:

Acciones permanentes + 0,9 × Acciones variables

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + 0{,}9 \times \sum_{i\geq 1} \gamma_{Q,i} \times Q_{k,i}$$

d) Combinación cuasipermanente :

Acciones permanentes + Acciones sísmicas + 0,6 × Acciones variables

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + 0{,}6 \times \sum_{i\geq 1} \gamma_{Q,i} \times Q_{k,i}$$

6.3.6. Coeficientes parciales de seguridad para las acciones

a) Coeficientes de seguridad aplicables a los E.L.Últimos *(EHE, Art.12.1.):*

a)

TIPO DE ACCIÓN	Situación persistente o transitoria		Situación accidental	
	Efecto favorable	Efecto desfavorable	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Pretensado	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$
Permanente de valor no constante	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,50$	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,50$	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$
Accidental	—	—	$\gamma_A = 1,00$	$\gamma_A = 1,00$

(1)

b)

TIPO DE ACCIÓN	Nivel de control de ejecución		
	Intenso	Normal	Reducido
Permanente	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,50$	$\gamma_G = 1,60$
Pretensado	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	—
Permanente de valor no constante	$\gamma_{G^*} = 1,50$	$\gamma_{G^*} = 1,60$	$\gamma_{G^*} = 1,80$
Variable	$\gamma_Q = 1,50$	$\gamma_Q = 1,60$	$\gamma_Q = 1,80$

(1)Cuando se trate de una situación persistente o transitoria con efecto desfavorable, los valores a adoptar para los coeficientes parciales de seguridad se corregirán dependiendo del nivel de ejecución adoptado según la tabla b

Tabla 6.1. Coeficientes parciales de seguridad aplicables a los E.L.U. Fuente: EHE, Art. 12.1.

b) Coeficientes de seguridad aplicables a los E.L. de Servicio *(EHE Art.12.2)*:

TIPO DE ACCIÓN		Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente		$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Pretensado	Armadura pretesa	$\gamma_P = 0,95$	$\gamma_P = 1,05$
	Armadura postesa	$\gamma_P = 0,90$	$\gamma_P = 1,10$
Permanente de valor no constante		$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable		$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$

Tabla 6.2. Coeficientes parciales de seguridad aplicables a los E.L.S. Fuente: EHE Art. 12.2.

6.3.7. Coeficientes parciales de seguridad para los materiales *(EHE, Art. 15.3)*

a) Coeficientes de seguridad aplicables a los E.L.Ultimos:

Situación de proyecto	Hormigón γ_c	Acero pasivo y activo γ_s
Persistente o transitoria	1,5	1,15
Accidental	1,3	1,0

Tabla 6.3. Coeficientes parciales de seguridad para los materiales aplicables a los E.L.U. Fuente: EHE, Art. 15.3.

b) Coeficientes parciales de seguridad aplicables a los E. L. de Servicio:

Para los estados límite de servicio los coeficientes parciales de seguridad de los materiales toman el valor de la unidad:

$$\gamma_c = \gamma_s = 1$$

6.4. BASES DE CALCULO ORIENTADAS A LA DURABILIDAD *(EHE Art. 8.2)*

6.4.1. Introducción

Una de las condiciones a alcanzar en el proyecto es que éste posea unas condiciones de durabilidad adecuada (degradación por condiciones distintas a las cargas y solicitaciones).

Para ello se debe evitar, por un lado, la corrosión de las armaduras y por otro, la degradación del hormigón por otros procesos distintos.

Ambos procesos de degradación dependen del tipo de ambiente en que se encuentre la estructura, para ello, la EHE clasifica los tipos de ambiente en dos grandes grupos, o **Clases de Exposición.**

6.4.2. Tipos de Ambiente o Clases de Exposición

a) Clases Generales de Exposición frente a la corrosión de las armaduras

Se incluyen en este grupo los ambientes que afectan principalmente a la corrosión de las armaduras. Según esto, los elementos de hormigón en masa se encuentran siempre en una ***Clase General de Exposición I***, correspondiente a un ambiente no agresivo.

Todo elemento estructural se encuentra sometido a una única Clase o Subclase General de Exposición.

Las Clases Generales de exposición relativas a la corrosión de las armaduras se recogen en la *tabla 6.4.*

e) Clases Específicas de Exposición

Relacionadas con otros procesos de degradación distintos a la corrosión (en la EHE se recoge el ataque químico,las heladas y la erosión).

Un elemento puede estar sometido a ninguna, una o varias Clases Específicas de Exposición. En éste caso se expresarán a continuación de la Clase General, separándolas con el signo "+".

Cada Clase Específica de Exposición se divide a su vez en otras Subclases, como se dijo anteriormente, un elemento puede estar sometido a varias Clases Específicas de Exposición, sin embargo, la Subclase Específica debe ser única, es decir, el elemento no podrá encontrarse a mas de una Subclase Específica definida para cada clase.

En la *tabla 6.5.* se recogen las Clases Específicas de Exposición y en la *tabla 6.6*. se clasifica el ataque químico (Clase Específica de Exposición Q).

Ejemplo

Definir el ambiente en el caso de una cimentación enterrada en un suelo con contenido alto en sulfatos (13000 $mg\ SO_4^{2-}/kg\ de\ suelo\ \sec o$).

Tipo de ambiente: IIa+Qc

Clases generales de exposición relativas a la corrosión de las armaduras

CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN				DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso		
no agresiva		I	ninguno	– interiores de edificios, no sometidos a condensaciones – elementos de hormigón en masa	– interiores de edificios, protegidos de la intemperie
normal	humedad alta	IIa	corrosión de origen diferente de los cloruros	– interiores sometidos a humedades relativas medias altas (>65%) o a condensaciones – exteriores en ausencia de cloruros, y expuestos a lluvia en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm – elementos enterrados o sumergidos.	– sótanos no ventilados – cimentaciones – tableros y pilas de puentes en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm – elementos de hormigón en cubiertas de edificios
	humedad media	IIb	corrosión de origen diferente de los cloruros	– exteriores en ausencia de cloruros, sometidos a la acción del agua de lluvia, en zonas con precipitación media anual inferior a 600 mm	– construcciones exteriores protegidas de la lluvia – tableros y pilas de puentes, en zonas de precipitación media anual inferior a 600 mm
marina	aérea	IIIa	corrosión por cloruros	– elementos de estructuras marinas, por encima del nivel de pleamar – elementos exteriores de estructuras situadas en las proximidades de la línea costera (a menos de 5 km)	– edificaciones en las proximidades de la costa – puentes en las proximidades de la costa – zonas aéreas de diques, pantalanes y otras obras de defensa litoral – instalaciones portuarias
	sumergida	IIIb	corrosión por cloruros	– elementos de estructuras marinas sumergidas permanentemente, por debajo del nivel mínimo de bajamar	– zonas sumergidas de diques, pantalanes y otras obras de defensa litoral – cimentaciones y zonas sumergidas de pilas de puentes en el mar
	en zona de mareas	IIIc	corrosión por cloruros	– elementos de estructuras marinas situadas en la zona de carrera de mareas	– zonas situadas en el recorrido de marea de diques pantalanes y otras obras de defensa litoral – zonas de pilas de puentes sobre el mar, situadas en el recorrido de marea
con cloruros de origen diferente del medio marino		IV	corrosión por cloruros	– instalaciones no impermeabilizadas en contacto con agua que presente un contenido elevado de cloruros, no relacionados con el ambiente marino – superficies expuestas a sales de deshielo no impermeabilizadas	– piscinas – pilas de pasos superiores o pasarelas en zonas de nieve – estaciones de tratamiento de agua

Tabla 6.4. Clases generales de exposición relativas a la corrosión de las armaduras. Fuente: EHE, Art. 8.2.

Clases específicas de exposición relativas a otros procesos de deterioro distintos de la corrosión

CLASE ESPECÍFICA DE EXPOSICIÓN				DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso		
química agresiva	débil	Qa	ataque químico	– elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad lenta (ver tabla 8.2.3.b)	– instalaciones industriales, con sustancias débilmente agresivas según tabla 8.2.3.b – construcciones en proximidades de áreas industriales, con agresividad débil según tabla 8.2.3.b
	media	Qb	ataque químico	– elementos en contacto con agua de mar – elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad media (ver tabla 8.2.3.b)	– dolos, bloques y otros elementos para diques – estructuras marinas, en general – instalaciones industriales con sustancias de agresividad media según tabla 8.2.3.b – construcciones en proximidades de áreas industriales, con agresividad media según tabla 8.2.3.b – instalaciones de conducción y tratamiento de aguas residuales con sustancias de agresividad media según tabla 8.2.3.b
	fuerte	Qc	ataque químico	– elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad rápida (ver tabla 8.2.3.b)	– instalaciones industriales,con sustancias de agresividad alta de acuerdo con tabla 8.2.3.b – instalaciones de conducción y tratamiento de aguas residuales, con sustancias de agresividad alta de acuerdo con tabla 8.2.3.b
con heladas	sin sales fundentes	H	ataque hielo-deshielo	– elementos situados en contacto frecuente con agua, o zonas con humedad relativa media ambiental en invierno superior al 75%, y que tengan una probabilidad anual superior al 50% de alcanzar al menos una vez temperaturas por debajo de –5 °C	– construcciones en zonas de alta montaña – estaciones invernales
	con sales fundentes	F	ataque por sales fundentes	– elementos destinados al tráfico de vehículos o peatones en zonas con más de 5 nevadas anuales o con valor medio de la temperatura mínima en los meses de invierno inferior a 0 °C	– tableros de puentes o pasarelas en zonas de alta montaña
erosión		E	abrasión cavitación	– elementos sometidos a desgaste superficial – elementos de estructuras hidráulicas en los que la cota piezométrica pueda descender por debajo de la presión de vapor del agua	– pilas de puente en cauces muy torrenciales – elementos de diques, pantalanes y otras obras de defensa litoral que se encuentren sometidos a fuertes oleajes – pavimentos de hormigón – tuberías de alta presión

Tabla 6.5. Clases específicas de exposición. Fuente: EHE, Art. 8.2.

Clasificación de la agresividad química

TIPO DE MEDIO AGRESIVO	PARÁMETROS	TIPO DE EXPOSICIÓN		
		Qa	Qb	Qc
		ATAQUE DÉBIL	ATAQUE MEDIO	ATAQUE FUERTE
AGUA	VALOR DEL pH	6,5 - 5,5	5,5 - 4,5	< 4,5
	CO_2 AGRESIVO (mg CO_2/l)	15 - 40	40 - 100	> 100
	IÓN AMONIO (mg NH_4^+/l)	15 - 30	30 - 60	> 60
	IÓN MAGNESIO (mg Mg^{2+}/l)	300 - 1.000	1.000 - 3.000	> 3.000
	IÓN SULFATO (mg SO_4^{2-}/l)	200 - 600	600 - 3.000	> 3.000
	RESIDUO SECO (mg / l)	75 - 150	50 - 75	< 50
SUELO	GRADO DE ACIDEZ BAUMANN-GULLY	> 20	(*)	(*)
	IÓN SULFATO (mg SO_4^{2-}/kg de suelo seco)	2.000 - 3.000	3.000-12.000	> 12.000

(*) Estas condiciones no se dan en la práctica

Tabla 6.6. Clasificación de la agresividad química. Fuente: EHE, Art. 8.2.

6.4.3. Estrategias a seguir para garantizar la Durabilidad

6.4.3.1. Introducción

Una vez definido el tipo de ambiente, indicativo de la agresividad a que se encuentra sometida (debe tenerse en cuenta que generalmente en una estructura nos encontramos con ambientes distintos en función del elemento estructural de que se trate), se debe de seguir una estrategia de durabilidad para conseguir que la estructura alcance su vida útil.

La EHE, en su *Artículo 37*, define la estrategia y los requisitos a satisfacer para garantizar la durabilidad. Dichas actuaciones se tratan a continuación.

6.4.3.2. Selección de formas estructurales adecuadas

Se debe tener en cuenta que la mayoría de ataques que sufre el hormigón tienen relación con el agua (sustancias disueltas que provocan un ataque químico, ciclos de hielo-deshielo, corrosión). Por tanto, se debe procurar alejar en la mayor medida de lo posible éste elemento de la estructura. Para la consecución de éste objetivo se deberán definir formas y detalles constructivos que faciliten su evacuación, evitando el estancamiento de la misma, por otra parte se intentará evitar al mínimo el contacto entre la superficie de hormigón y el agua, etc.

6.4.3.3. Calidad adecuada del hormigón

Se debe perseguir que el hormigón sea de buena calidad, en especial en la superficie de la pieza. La EHE en el *Artículo 37.2.3* establece las cualidades que debe poseer un buen hormigón en lo referente a:

- materias primas adecuadas,

- dosificación adecuada,

- correcta puesta en obra,

- curado adecuado,

- resistencia acorde con las solicitaciones a que se encuentra sometido y con la clase de exposición ambiental, *(Tabla 6.7.)*

- comportamiento adecuado según lo establecido en el *Art. 37.3.1*

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	CLASE DE EXPOSICIÓN												
		I	IIa	IIb	IIIa	IIIb	IIIc	IV	Qa	Qb	Qc	H	F	E
resistencia mínima (N/mm^2)	masa	20	—	—	—	—	—	—	30	30	35	30	30	30
	armado	25	25	30	30	30	35	30	30	30	35	30	30	30
	pretensado	25	25	30	30	35	35	35	30	35	35	30	30	30

Tabla 6.7. Resistencias mínimas compatibles con los requisitos de durabilidad. Fuente: EHE, Art. 37.3.2.

6.4.3.4. Recubrimientos (Art.37.2.4)

6.4.3.4.1. Definiciones

El espesor del recubrimiento debe de ser adecuado para garantizar la correcta protección de las armaduras frente a la corrosión.

Recubrimiento Nominal: (r_{nom}) se define como la distancia entre la superficie exterior de la pieza de hormigón y la superficie de la armadura más cercana (incluida la armadura transversal).

$$r_{nom} = d' - \phi_t - \frac{1}{2}\phi$$

Siendo:

- r_{nom} *: recubrimiento*
- ϕ_t *: diámetro de la armadura transversal*
- ϕ *: diámetro de la armadura longitudinal*

Recubrimiento de la armadura principal (r_{ap}): se define como la distancia entre la superficie de la pieza y la superficie exterior de la armadura longitudinal

$$r_{ap} = d' - \frac{1}{2}\phi$$

Siendo:

- r_{ap} *: recubrimiento de la armadura principal*
- ϕ *: diámetro de la armadura longitudinal*

El recubrimiento mínimo que debe poseer la armadura se establece en función del tipo de ambiente, de la resistencia característica del hormigón, del tipo de elemento y del control de ejecución.

$$r_{nom} = r_{\min} + \Delta r$$

Siendo:

- r_{nom} *: recubrimiento nominal.*
- $r_{\min}$ *: recubrimiento mínimo, valor de la tabla 6.8.*
- Δr *: margen del recubrimiento, el valor más frecuente que se suele adoptar para el mismo, en el caso de la construcción Agroindustrial es de 10 mm. (0 mm, en el caso de prefabricados con control intenso de ejecución, 5 mm en el caso de elementos hormigonados in situ, con control intenso de ejecución y 10 mm en el resto de los casos)*

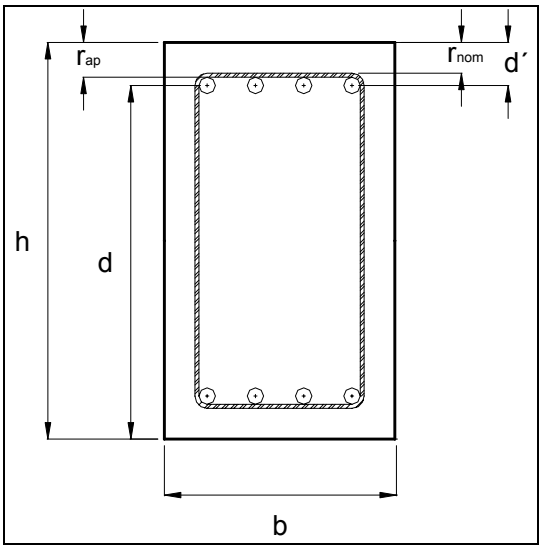


Figura 6.1. Recubrimientos.

Resistencia característica del hormigón [N/mm²]	Tipo de elemento	RECUBRIMIENTO MÍNIMO [mm] SEGÚN LA CLASE DE EXPOSICIÓN (**)									
		I	IIa	IIb	IIIa	IIIb	IIIc	IV	Qa	Qb	Qc
$25 \leqslant f_{ck} < 40$	general	20	25	30	35	35	40	35	40	(*)	(*)
	elementos prefabricados y láminas	15	20	25	30	30	35	30	35	(*)	(*)
$f_{ck} \geqslant 40$	general	15	20	25	30	30	35	30	35	(*)	(*)
	elementos prefabricados y láminas	15	20	25	25	25	30	25	30	(*)	(*)

(*) El proyectista fijará el recubrimiento al objeto de que se garantice adecuadamente la protección de las armaduras frente a la acción agresiva ambiental.
(**) En el caso de clases de exposición H, F ó E, el espesor del recubrimiento no se verá afectado.

Tabla 6.8. Recubrimientos mínimos (r_{min}) según la Clase de Exposición. Fuente: EHE, Art. 37.2.4.

6.4.3.4.2. Limitaciones

La EHE establece además se una serie de limitaciones:

El recubrimiento de la armadura principal (r_{ap}) deberá ser superior a los valores siguientes:

- $r_{ap} \geq \phi$ (diámetro equivalente en el caso de grupos de barras)

- $r_{ap} \geq 0{,}8D$ para piezas cuyo eje longitudinal forme un ángulo mayor de 45 grados con la dirección de hormigonado (e.j.: vigas horizontales) o de **1,25 D** para el caso contrario (ej: pilar vertical.)

En caso de barras dobladas, el recubrimiento de las mismas, medido en la dirección perpendicular al plano de la curva, debe de ser superior a dos veces el diámetro de las mismas.

En piezas hormigonadas contra el terreno, si no se dispone de hormigón de limpieza, el recubrimiento deberá ser igual o superior a 70 mm.

Además, cuando el recubrimiento, por las distintas causas, sea superior a 50 mm, se debe tener en cuenta la conveniencia de colocar una **malla de reparto** en el medio del espesor del recubrimiento según lo dispuesto en la *figura 6.2.*

El objeto de ésta malla es evitar un fisuración excesiva, y su cuantía deberá de ser del 5 por mil del área de recubrimiento para barras de diámetro menor de 32 mm y 10 por mil para el caso de barras de diámetro mayor.

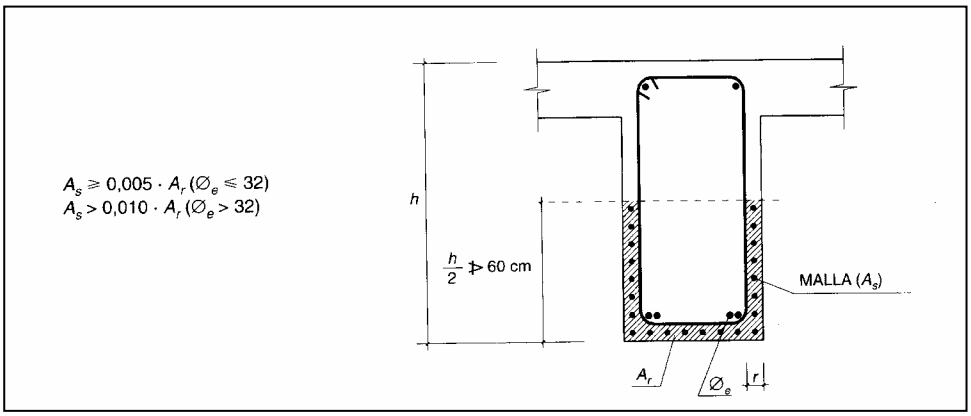


Figura 6.2. Malla de reparto para recubrimientos superiores a 50 mm. Fuente: EHE, Art. 37.2.4.

6.4.3.5. Control del máximo valor de abertura de fisura.

Se deberá hacer la comprobación del E.L.de servicio de fisuración según el Artículo 49, para evitar que se produzca una abertura de fisuras excesiva que provoque la corrosión de las armaduras.

6.4.3.6. Disposición de protecciones superficiales en el caso de ambientes muy agresivos

En éstos casos se considerará la posibilidad de aplicar sistemas especiales de protección como pueden ser las geomembranas, recubrimiento con materiales bituminosos, galvanizado de armaduras pasivas, etc.

6.4.3.7. Adopción de medidas especiales para la corrosión de las armaduras

El objeto de ésta actuación es evitar que se produzca corrosión en las armaduras durante la vida útil de la estructura. Para ello se dictan una serie de indicaciones en el Artículo 37.4. de la EHE.

6.5. CALCULO SIMPLIFICADO DE SECCIONES EN ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A SOLICITACIONES NORMALES. *EHE, ANEJO 8.*

6.5.1. Introducción

En el Anejo 8 de la EHE se presentan fórmulas simplificadas para el cálculo (dimensionamiento o comprobación) de secciones rectangulares o en T sometidas a flexión simple o compuesta recta (ver figura 6.3.). Asimismo se propone un método simplificado de reducción a flexión compuesta recta de secciones sometidas a flexión esviada simple o compuesta.

En éste apartado se reproducen, a modo de resumen, los métodos de cálculo y las fórmulas expuestas en dicho Anejo, necesarias para la resolución de los problemas más frecuentes en construcción agroindustrial. Para ampliar información o para el cálculo de secciones en T es necesario la consulta del mismo.

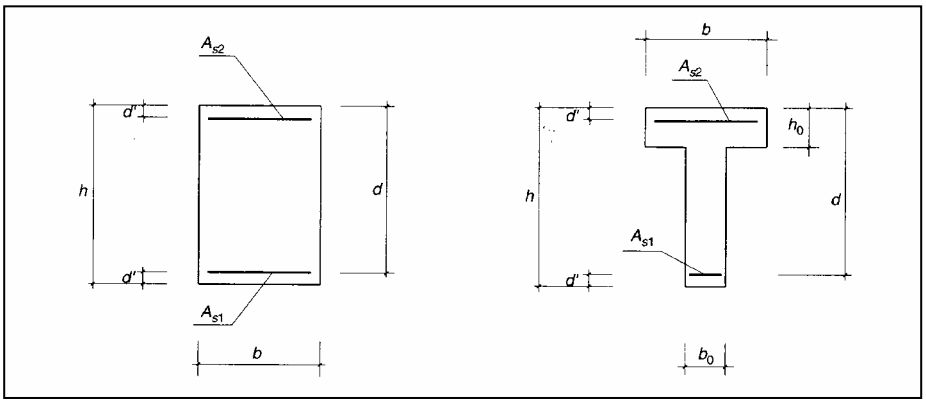


Figura 6.3. Forma de las secciones. Fuente: EHE, Anejo 8.

6.5.2. Hipótesis básicas y limitaciones

La fórmulas expuestas son válidas para los distintos tipos de acero para armadura pasiva, permitidos en esta Instrucción, B 400 S y B 500 S, validez que se hace extensiva a los aceros B 400 SD y B 500 SD, siempre que el recubrimiento de las armaduras de los paramentos superior e inferior sea el mismo y cumpla:

$$d' \leq \frac{h}{7}$$

A continuación, se define el significado de algunas variables utilizadas en las fórmulas de los siguientes apartados:

$$U_0 = 0{,}85 f_{cd}\, b\, d$$

$$U_v = 2U_0 \frac{d'}{d}$$

$$U_a = U_0 \frac{h}{d}$$

6.5.3. Flexión simple en sección rectangular

a) Dimensionamiento:

- *Caso 1:* $\boxed{M_d \le 0{,}375 U_o d}$

$$U_{s1} = U_0\left(1-\sqrt{1-\frac{2M_d}{U_0 d}}\right)$$

- *Caso 2:* $\boxed{M_d > 0{,}375 U_o d}$

$$U_{s1} = 0{,}5\cdot U_0 + U_{S2}$$

$$U_{s2} = \frac{M_d - 0{,}375 U_0 d}{d-d'}$$

b) Comprobación:

- *1º* $\boxed{U_{S1} - U_{S2} < U_v}$:

$$M_u = 0{,}24\cdot U_v\cdot d'\frac{(U_v - U_{s1} + U_{s2})(1{,}5\cdot U_{s1} + U_{s2})}{(0{,}6U_v + U_{s2})^2} + U_{s1}(d-d')$$

- 2º $\boxed{U_v \le U_{S1} - U_{S2} \le 0{,}5U_0}$:

$$M_u = (U_{s1} - U_{s2})\times\left(1-\frac{U_{s1}-U_{s2}}{2U_0}\right)\times d + U_{s2}\times(d-d') =$$

- 3º $\boxed{0{,}5U_0 < U_{S1} - U_{S2}}$

$$M_u = \frac{4}{3}U_{s1}\left[\frac{\alpha+1{,}2}{\alpha+\sqrt{\alpha^2+1{,}92\frac{U_{s1}}{U_0}}} - 0{,}5\right]d + U_{s2}(d-d')$$

donde:

$$\alpha = \frac{U_{s1} + 0{,}6U_{s2}}{U_0}$$

6.5.4. Flexión compuesta recta en sección rectangular, con $U_{s1} = U_{s2}$

a) Dimensionamiento:

- *Caso 1:* $\boxed{N_d < 0}$

$$U_{s1} = U_{S2} = \frac{M_d}{(d-d')} - \frac{N_d}{2}$$

- *Caso 2:* $\boxed{0 \le N_d \le 0{,}5U_0}$

$$U_{S1} = U_{S2} = \frac{M_d}{d-d'} + \frac{N_d}{2} - \frac{N_d\times d}{d-d'}\times\left(1-\frac{N_d}{2\cdot U_O}\right)$$

- *Caso 3:* $\boxed{N_d > 0{,}5U_0}$

$$U_{S1} = U_{S2} = \frac{M_d}{d-d'} + \frac{N_d}{2} - \alpha\left(\frac{U_0 d}{d-d'}\right)$$

$$\alpha = \frac{0{,}480m_1 - 0{,}375m_2}{m_1 - m_2} \le 0{,}5\cdot\left(1-\left(\frac{d'}{d}\right)^2\right)$$

$$m_1 = (N_d - 0{,}5U_0)(d-d')$$

$$m_2 = 0{,}5N_d(d-d') - M_d - 0{,}32U_0(d-2{,}5d')$$

b) Comprobación:

- *1º* $\boxed{e_0 < 0}$:

$$N_u = \frac{U_{s1}(d-d')}{e_0 - 0{,}5(d-d')}$$

$$M_u = N_u e_0$$

- *2º* $\boxed{0 \le e_0 < (d+2d')/4 + 2U_{s1}(d-d')/U_0}$:

-

$$N_u = \frac{U_{s2}(d-d') + \alpha U_0 d}{e_0 + 0{,}5(d-d')}$$

$$M_u = N_u e_0$$

Donde:

$$\alpha = \frac{0{,}48m_1 - 0{,}375m_2}{m_1 - m_2} \not> 0{,}5\left(1-\left(\frac{d'}{d}\right)^2\right)$$

$$m_1 = -0{,}5U_0\, e_0 + (U_{s1} + U_{s2})\,(d-d')/2 + 0{,}125U_0(d+2d')$$

$$m_2 = -(U_{s2} + 0{,}8U_0)e_0 + U_{s2}\,(d-d')/2 + 0{,}08U_0\,(d+5d')$$

2º $\boxed{e_0 \ge (d+2d')/4 + 2U_{s1}(d-d')/U_0}$:

$$N_u = \left[\sqrt{\left(\frac{e_0 - 0{,}5h}{d}\right)^2 + 2\frac{U_{s1}(d-d')}{U_0 d}} - \frac{e_0 - 0{,}5h}{d}\right]U_0$$

$$M_u = N_u e_0$$

6.5.5. Flexión esviada simple o compuesta en sección rectangular

El método que se propone permite el cálculo de secciones rectangulares, con armadura en sus cuatro esquinas y armaduras iguales en las cuatro caras, mediante la reducción del problema a uno de flexión compuesta recta con una excentricidad ficticia, tal como se define en la *figura 6.4.*

$$e_y = e_y + \beta \cdot e_x \cdot \frac{h}{b}$$

Donde:

- $\frac{e_y}{e_x} =\geq \frac{h}{b}$

- β: *coeficiente definido en la tabla 6.9.*

$\nu = N_d/(b\ h\ f_{cd})$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	$\geq$ 0,8
β	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5

Tabla 6.9. Valores del coeficiente β. Fuente: EHE, Anejo 8.6.

Para cuantías grandes (ω > 0,6) los valores indicados para β se aumentarán 0,1 y para valores pequeños de cuantía (ω < 0,2) los valores de β se disminuirán en 0,1.

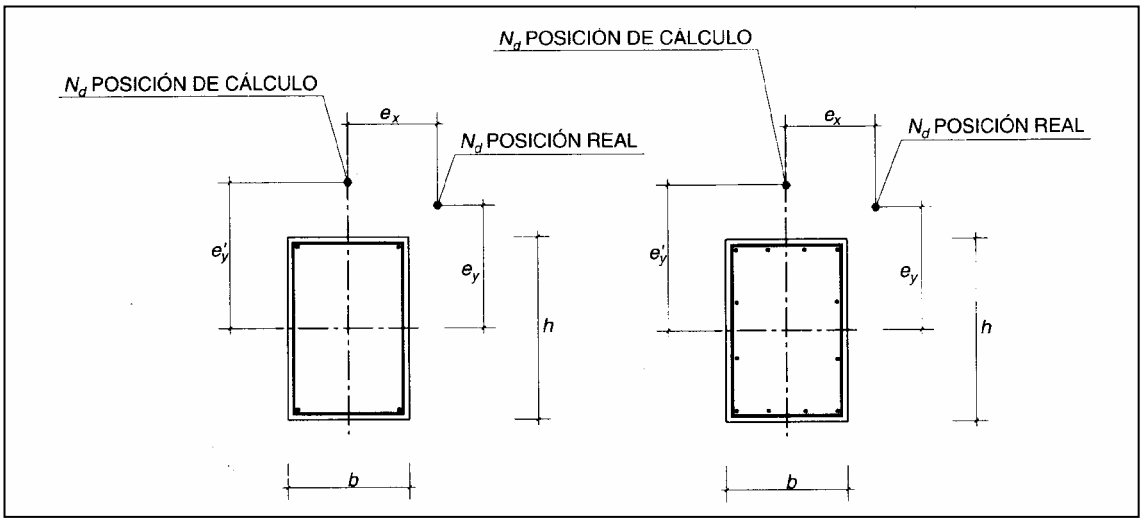


Figura 6.4. Excentricidades de cálculo. Fuente: EHE, Anejo 8.6.

6.6. ESTADO LIMITE ULTIMO DE AGOTAMIENTO RESISTENTE BAJO SOLICITACIONES NORMALES DE SECCIONES RECTANGULARES CON DIAGRAMA PARÁBOLA RECTANGULO

6.6.1. PRINCIPIOS GENERALES DE CALCULO

Una sección de hormigón armado sometida a solicitaciones normales puede alcanzar el agotamiento por tres formas diferentes:

- Exceso de Deformación Plástica del Acero y que se manifiesta en piezas sometidas a tracción o a flexión con pequeñas cuantías fijando el máximo valor de deformación plástica de las armaduras en un 10 por 1000.

- Aplastamiento del Hormigón en piezas sometidas a flexión con cuantías medias o grandes, fijando el límite de agotamiento cuando las deformaciones alcancen el orden del 3,5 por 1000.

- Aplastamiento del Hormigón en compresión en piezas sometidas a compresión simple o compuesta fijando el colapso cuando el hormigón se aplaste con deformaciones del orden del 2 por 1000.

Para abordar el análisis partimos de las siguientes hipótesis:

a) Las armaduras tienen la misma deformación que el hormigón que las envuelve.

b) Se admite la hipótesis de Bernouilli de que las deformaciones normales a una sección transversal sigue una ley plana. Esta hipótesis lineal y el conocimiento de las deformaciones de dos fibras permitirá conocer las deformaciones de todas ellas.

c) Diagrama Tensión - Deformación del Hormigón según diagrama Parábola- rectángulo.

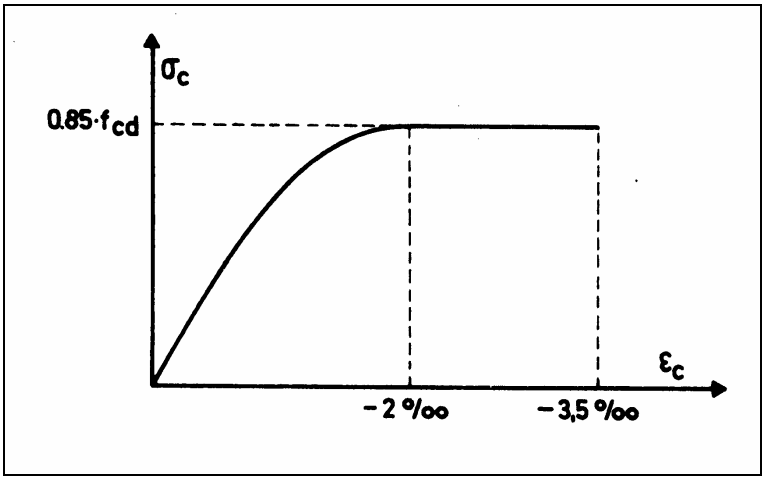


Figura 6.5. Diagrama Parábola-Rectángulo.

d) Diagrama Tensión – Deformación del Acero.

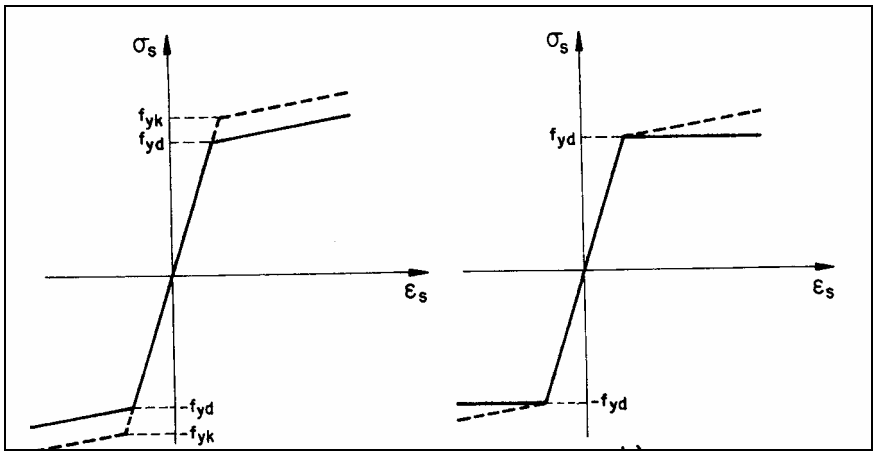


Figura 6.6. Diagrama Tensión-Deformación del acero.

e) Se aplicarán las condiciones de equilibrio estático de fuerzas y momentos, igualando las solicitaciones exteriores a las resultantes de las tensiones en el hormigón y el acero.

f) Considerar los Dominios de la deformación tal y como establece la EHE.

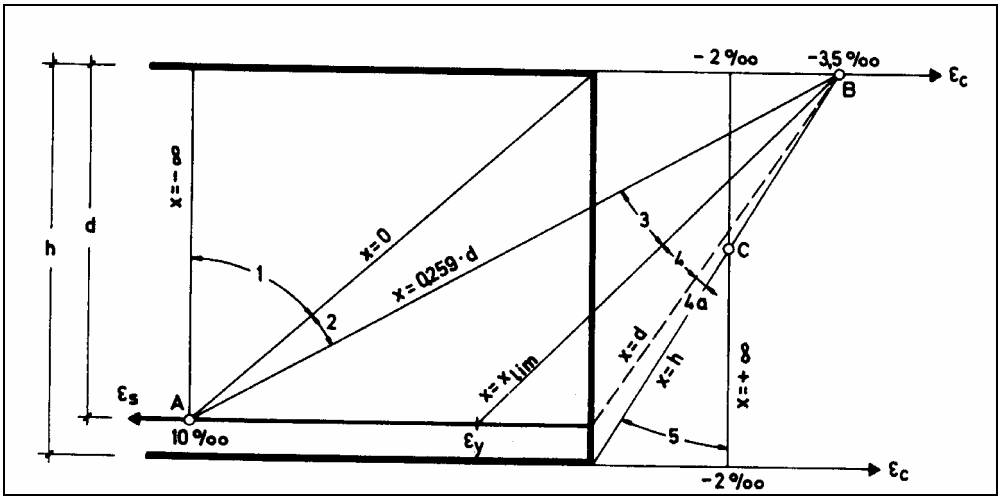


Figura 6.7. Dominios de Deformación. Fuente [7].

g) Centraremos el estudio en el caso particular de secciones rectangulares con un eje de simetría sobre el que actúan solicitaciones normales y provistas de dos armaduras principales A_1 y A_2 según el siguiente esquema y notación.

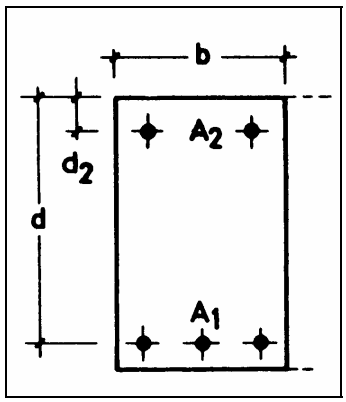


Figura 6.8. Esquema y notación de las secciones. Fuente[7].

6.6.2. DESARROLLO TEORICO

6.6.2.1. ECUACIONES DE EQUILIBRIO Y COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIONES

Tal y como hemos observado con los dominios de la deformación podemos analizar las distintas solicitaciones, desde la tracción simple hasta la compresión centrada, variando la profundidad de la fibra neutra desde menos infinito hasta más infinito.

Si consideramos una sección de forma cualquiera pero simétrica con respecto al plano de flexión, las ecuaciones de equilibrio para el Estado Límite Último de Agotamiento son:

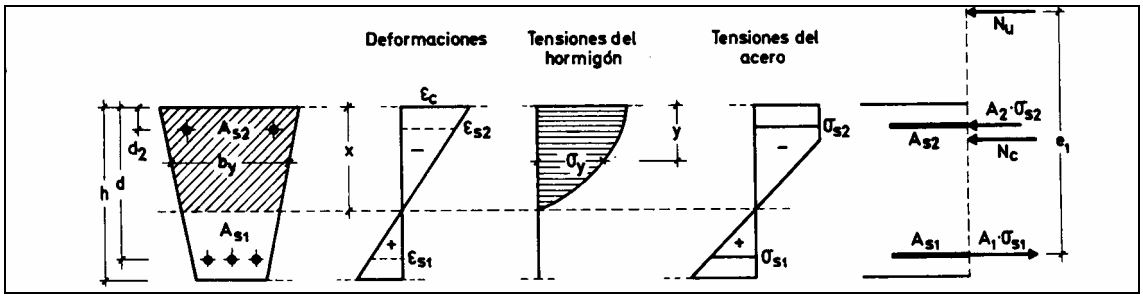


Figura 6.9. Tensiones y deformaciones en la sección. Fuente[7].

$$N_u = \int_0^h b_y \cdot \sigma_y \cdot dy + A_{s1} \cdot \sigma_{s1} + A_{s2} \cdot \sigma_{s2}$$

$$N_u \cdot e_1 = \int_0^h b_y \cdot \sigma_y \cdot (d - y) \cdot dy + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \cdot (d - d_2)$$

Donde:

- N_u = *esfuerzo normal de agotamiento*
- e_1 = *excentricidad de Nu referida a la armadura As1*
- A_{s1} = *área de la sección de la armadura más traccionada o menos comprimida*
- A_{s2} = *área de la sección de la armadura más comprimida o menos traccionada*
- x = *distancia del eje neutro a la fibra más comprimida o menos traccionada*
- d = *canto útil*
- h = *canto total*
- d_1 = *distancia del c.d.g. de As1 a la fibra más traccionada o menos comprimida*
- d_2 = *distancia del c.d.g. de As2 a la fibra más comprimida o menos traccionada*
- y = *profundidad genérica*
- σ_y = *compresión del hormigón a la profundidad y*
- σ_{s1}= *tensión de la armadura As1*
- σ_{s2}= *tensión de la armadura* A_{s2}

Las ecuaciones de compatibilidad de deformaciones son:

$$\frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_y}{x - y} = \frac{\varepsilon_{s1}}{x - d} = \frac{\varepsilon_{s2}}{x - d_2}$$

A continuación se expone el análisis particularizando para cada solicitación.

6.6.2.2. TRACCION SIMPLE O COMPUESTA

Características:

- Estas solicitaciones se caracterizan porque la fibra neutra ha de estar fuera de la sección de modo que oscile entre menos infinito y 0.

- Las rectas de deformación están en el DOMINIO 1.

- Las tensiones en el hormigón son nulas.

- Ambas armaduras trabajan a tracción.

- La armadura más traccionada A_1 trabaja al límite de deformación ε_1 = 0,010 con una tensión igual a su resistencia de cálculo f_{yd}.

- La armadura menos traccionada A_2 trabaja con una tensión σ_2 <= f_{yd}

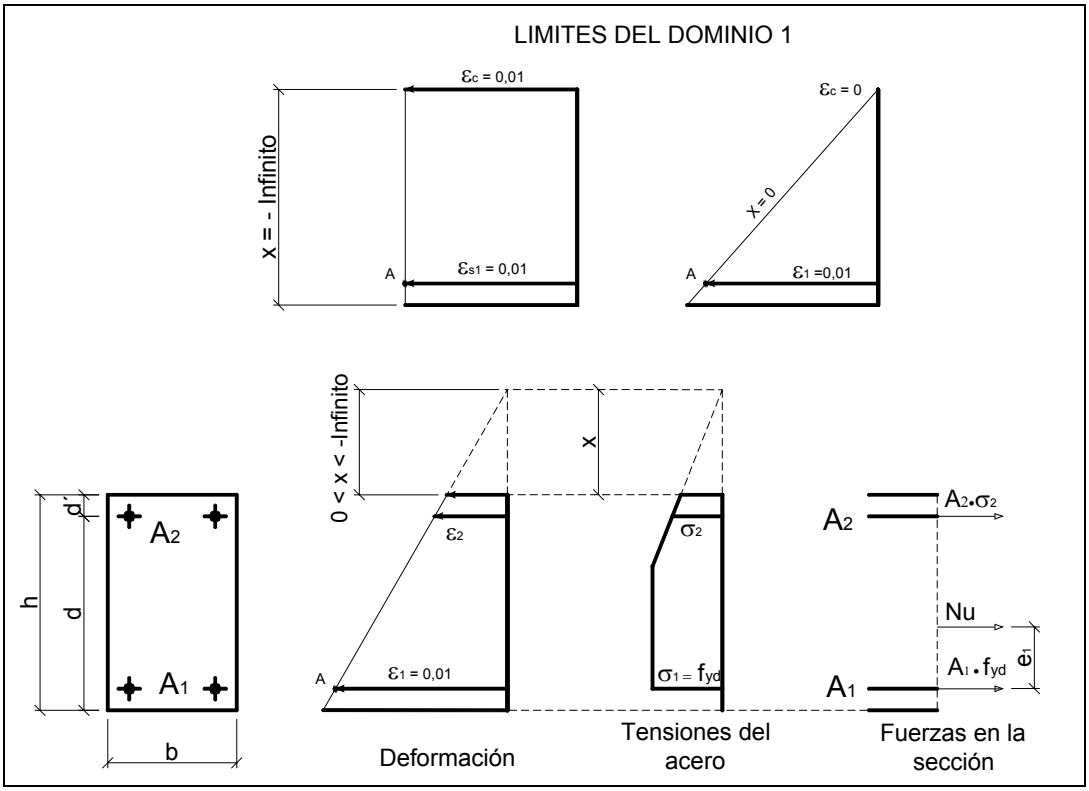


Figura 6.10. Tensiones y deformaciones en el DOMINIO 1.

Las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad tomando momentos respecto a la armadura **A_1** son:

$$N_u = A_1 f_{yd} + A_2 \sigma_2$$

$$N_u \cdot e_1 = A_2 \cdot \sigma_2 \cdot (d - d_2)$$

$$\varepsilon_2 = 0{,}010 \frac{x + d_2}{x + d} \qquad \sigma_2 = \varepsilon_2 \cdot E_s \le f_{yd}$$

6.6.2.3. FLEXION SIMPLE O COMPUESTA

Características:

- En flexión simple o compuesta la fibra neutra ha de caer en la sección: **0 < x < h.**

- Las rectas de deformación se mueven en los **dominios 2,3,4, y 4a.**

Desarrollaremos a continuación las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad para cada dominio de la deformación.

a) DOMINIO 2:

- La fibra neutra varia entre 0 < x < 0,259d

- La armadura de tracción $\mathbf{A_1}$ trabaja al límite de deformación ε_1 **= 0,010** con una tensión igual a su resistencia de cálculo f_{yd}.

- La deformación máxima ε_c del hormigón será inferior al 3,5 por 1000

- El estado límite último se alcanza por exceso de deformación plástica en la armadura de tracción.

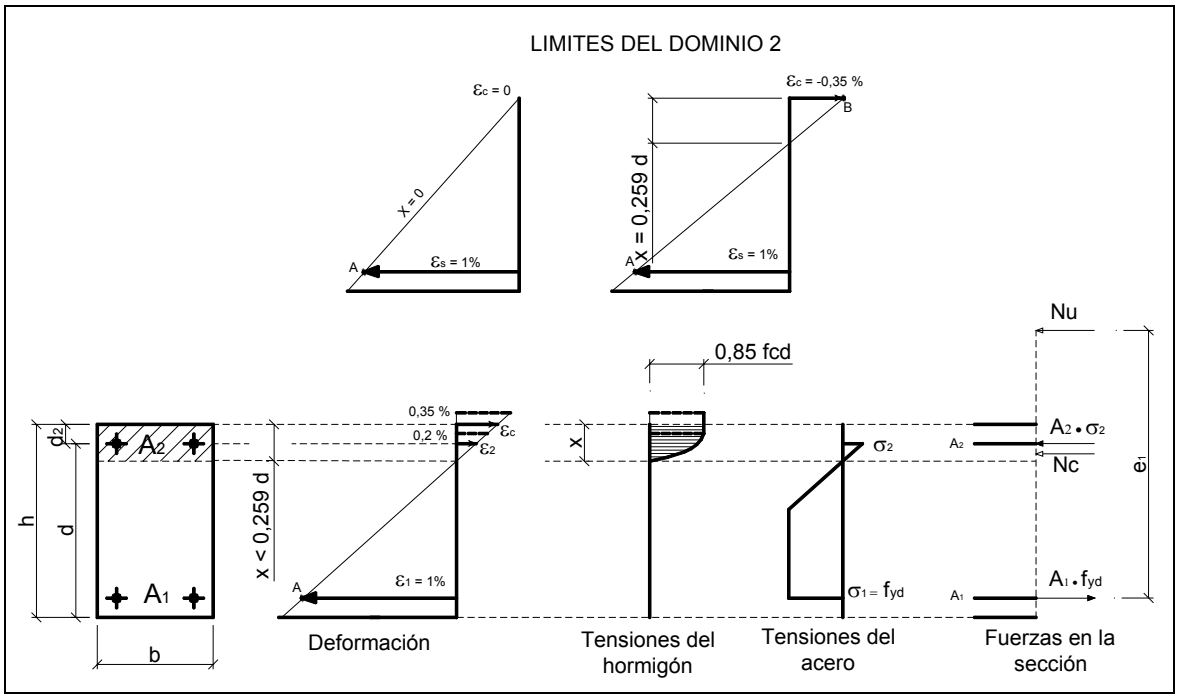


Figura 6.11. Diagrama Tensiones y deformaciones en el DOMINIO 2.

Las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad tomando momentos respecto a la armadura $\mathbf{A_1}$ son:

$$N_u = b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot \psi + A_2 \cdot \sigma_2 - A_1 \cdot f_{yd}$$

$$N_u \cdot e_1 = b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot \psi (d - \lambda \cdot x) + A_2 \cdot \sigma_2 (d - d_2)$$

$$\frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_2}{x - d_2} = \frac{0{,}010}{d - x}$$

En las que $x \cdot f_{cd} \cdot \psi$ es el área del segmento de compresiones y $\lambda \cdot x$ la distancia de su centro de gravedad a la fibra más comprimida.

Los valores de ψ y λ se muestran en la *Tabla 6.10* en función de $\boxed{\xi = x / d}$, relación entre profundidad de la fibra neutra y canto útil. El parámetro $\boldsymbol{\psi}$ ya incluye el coeficiente **0,85** por cansancio del hormigón.

Valores de ψ y λ en el DOMINIO 2.					
ξ	ψ	λ	ξ	ψ	λ
0.0800	0.31601	0.34746	0.1700	0.57333	0.37652
0.0900	0.35104	0.34978	0.1800	0.59185	0.38126
0.1000	0.38477	0.35227	0.1900	0.60842	0.38611
0.1100	0.41708	0.35495	0.2000	0.62333	0.39091
0.1200	0.44783	0.35784	0.2100	0.63683	0.39559
0.1300	0.47690	0.36097	0.2200	0.64909	0.40011
0.1400	0.50415	0.36436	0.2300	0.66029	0.40444
0,1500	0,52941	0.36806	0.2400	0.67056	0.40857
0.1600	0.55253	0.37209	0.2500	0.68000	0.41250
0.1667	0.56673	0.37502	0.2590	0.68788	0.41587

Tabla 6.10. Valores de ψ y λ en el DOMINIO 2. Fuente[7].

b) DOMINIO 3:

- La fibra neutra varia entre $\boxed{0{,}259d < x < x_{lim}}$

- La deformación ε_c del hormigón alcanza el 3,5 por 1000 al que corresponde una tensión de 0,85 f_{cd}

- La armadura de tracción tiene una deformación menor o igual al 10 por 1000 pero mayor de ε_y con tensión f_{yd}.

- Como tanto el hormigón como el acero alcanzan su resistencia de cálculo se dice que existe "Flexión Perfecta".

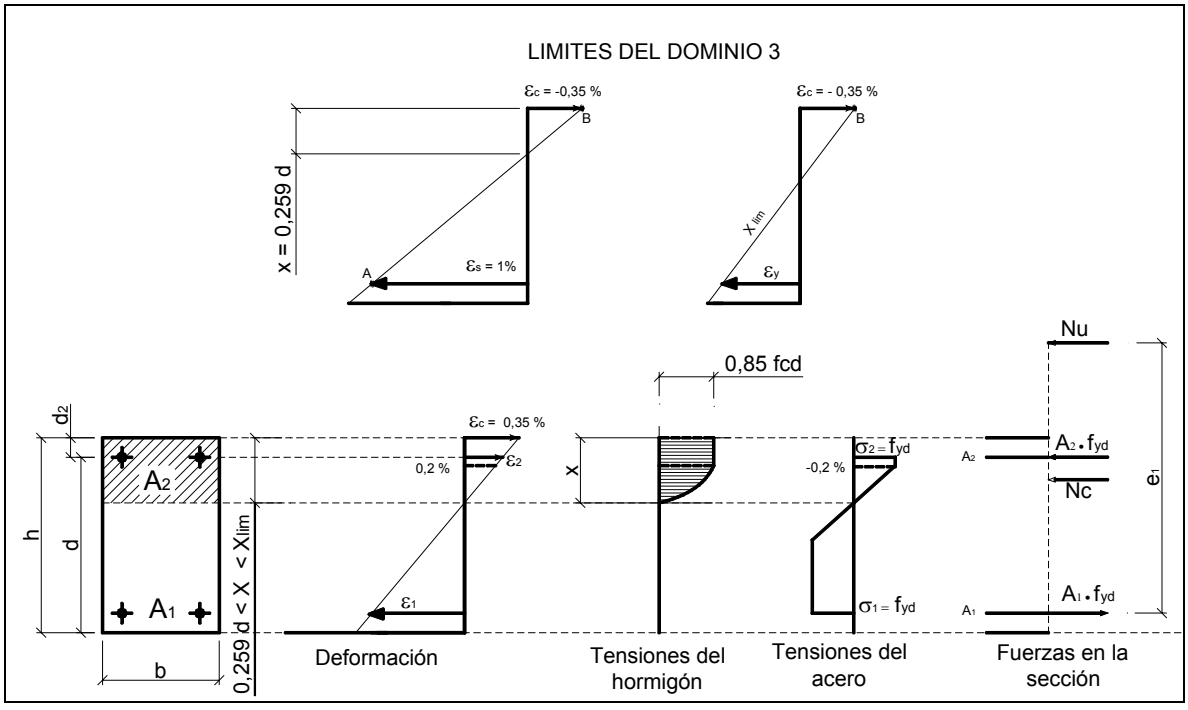


Figura 6.12. Diagrama Tensiones y deformaciones en el DOMINIO 3.)

Las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad tomando momentos respecto a la armadura A1 son:

$$N_u = 0{,}6881 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} + A_2 \cdot f_{yd} - A_1 \cdot f_{yd}$$

$$N_u \cdot e_1 = 0{,}6881 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd}\,(d - 0{,}416 \cdot x) + A_2 \cdot f_{yd}\,(d - d_2)$$

$$\varepsilon_1 = 0{,}0035\,\frac{d - x}{x} \qquad \varepsilon_2 = 0{,}0035\,\frac{x - d_2}{x}$$

c) DOMINIO 4:

- La fibra neutra varia entre $x_{lim} < x <= d$

- La deformación ε_c del hormigón es el 3,5 por 1000 al que corresponde una tensión de 0,85 $f_{cd.}$

- La armadura de tracción tiene una deformación menor o igual que ε_y pero mayor de 0 con tensión $\sigma_1 = E_s \cdot \varepsilon_1 < f_{yd}$.

- La tensión de la armadura comprimida será igual a su resistencia de cálculo f_{yd}.

- El agotamiento se alcanza por aplastamiento del hormigón con rotura frágil sin aviso.

- La armadura de tracción no se aprovecha íntegramente.

- Secciones poco económicas y mal proyectadas.

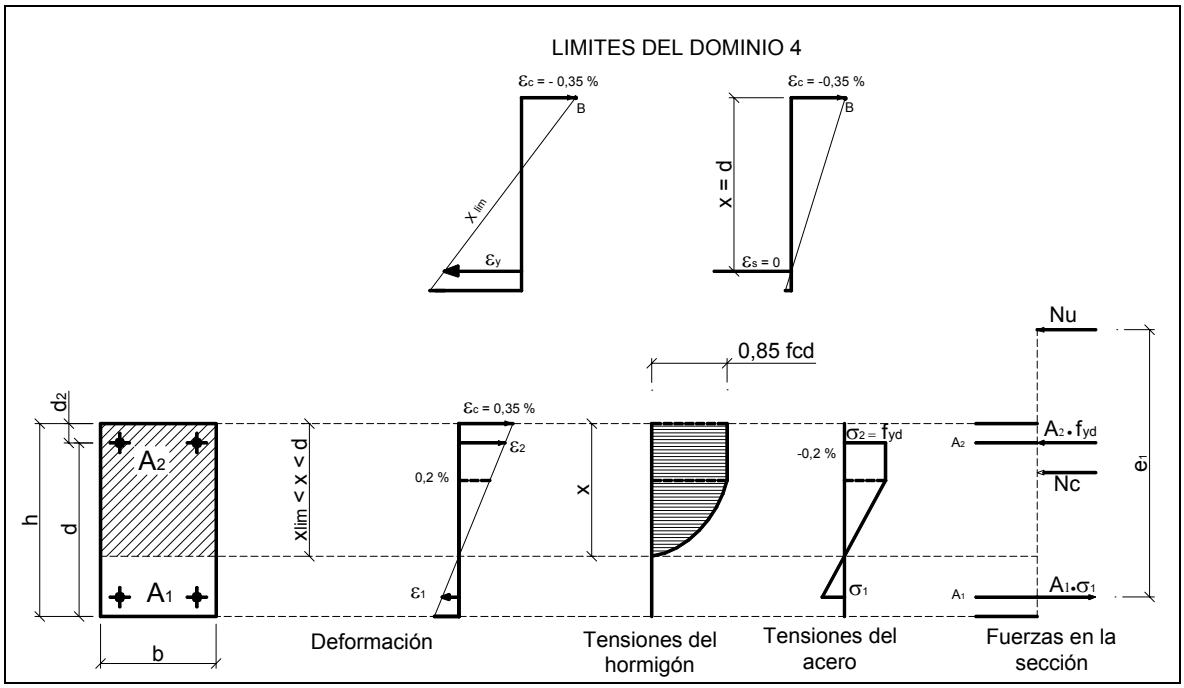


Figura 6.13. Diagrama Tensiones y deformaciones en el DOMINIO 4.

Las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad tomando momentos respecto a la armadura **A_1** son:

$$N_u = 0{,}6881 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} + A_2 \cdot f_{yd} - A_1 \cdot \sigma_1$$

$$N_u \cdot e_1 = 0{,}6881 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd}\,(d - 0{,}416 \cdot x) + A_2 \cdot f_{yd}\,(d - d_2)$$

$$\varepsilon_1 = 0{,}0035 \frac{d - x}{x}$$

d) DOMINIO 4a:

- La fibra neutra varía entre d < x < h
- La deformación ε_c del hormigón es el 3,5 por 1000 al que corresponde una tensión de 0,85 $f_{cd.}$
- Ambas armaduras trabajan a compresión.
- La armadura menos comprimida A_1 tiene una tensión $\sigma_1 = E_s \cdot \varepsilon_1$ pequeña y < f_{yd}.
- La armadura más comprimida A_2 tiene una tensión igual a $f_{yd.}$

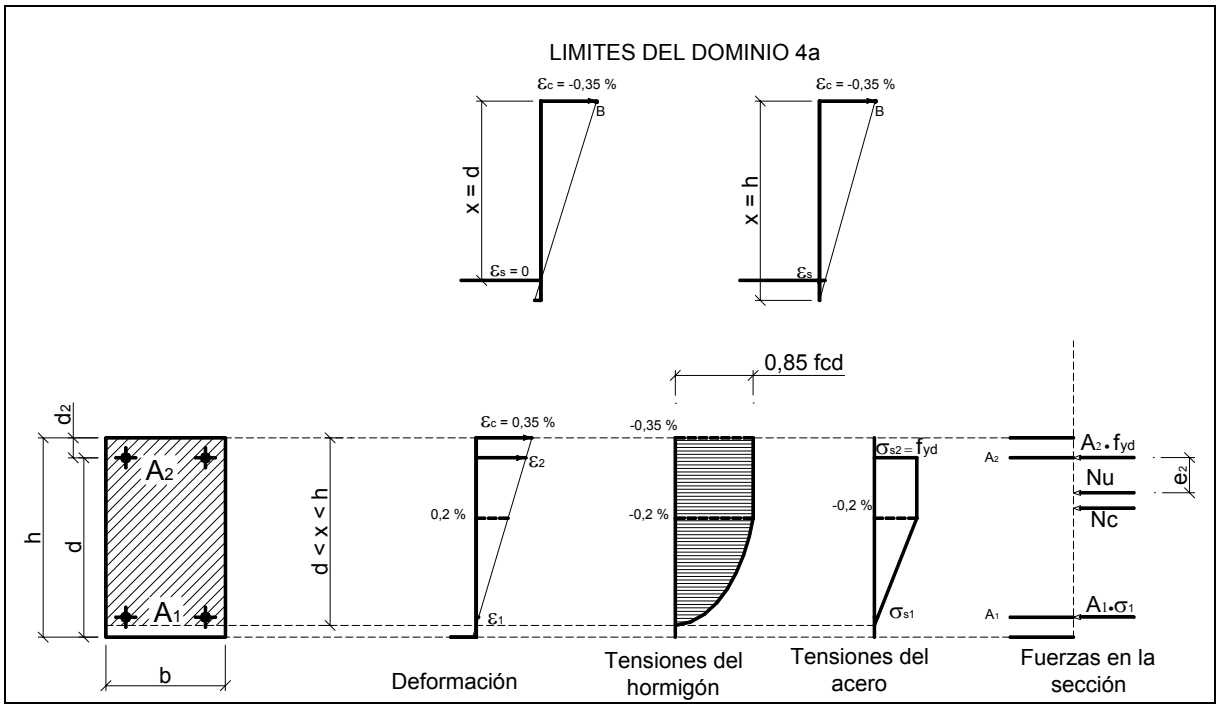


Figura 6.14. Diagrama Tensiones y deformaciones en el DOMINIO 4a.

Las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad tomando momentos respecto a la armadura A2 son:

$$N_u = 0{,}6881 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} + A_2 \cdot f_{yd} + A_1 \cdot \sigma_1$$

$$N_u \cdot e_2 = 0{,}6881 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd}\,(0{,}416 \cdot x - d_2) + A_1 \cdot \sigma_1\,(d - d_2)$$

$$\varepsilon_1 = 0{,}0035 \frac{x - d}{x}$$

6.6.2.4. COMPRESION SIMPLE O COMPUESTA

Características:

- Estas solicitaciones se caracterizan porque la fibra neutra ha de estar fuera de la sección de modo que oscile entre h y más infinito.

- Las rectas de deformación están en el DOMINIO 5.

- Todas las fibras y las armaduras están comprimidas.

- La deformación ε_c del hormigón es <= del 3,5 por 1000 al que corresponde una tensión de 0,85 $f_{cd.}$

- La armadura menos comprimida A_1 trabaja con una tensión $\sigma_1 < f_{yd.}$

- La armadura más comprimida A_2 tiene una tensión igual a $f_{yd.}$

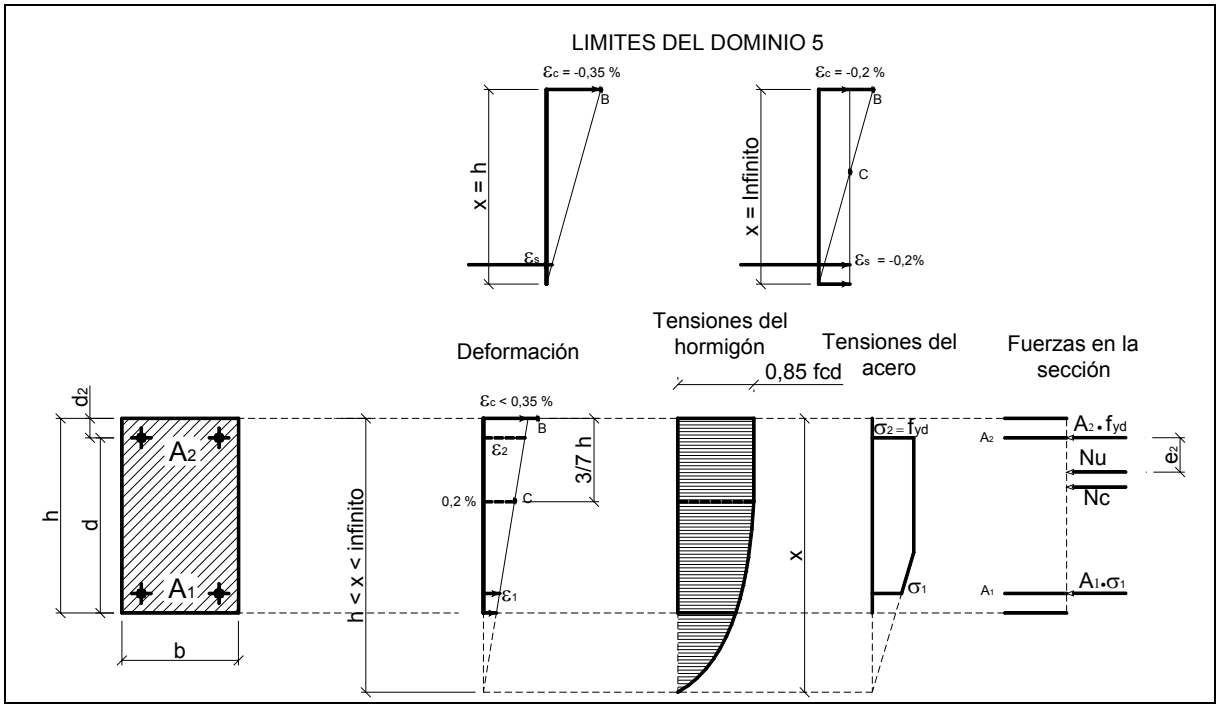


Figura 6.15. Diagrama Tensiones y deformaciones en el DOMINIO 5.

Las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad tomando momentos respecto a la armadura **A_2** más comprimida son:

$$N_u = b \cdot h \cdot f_{cd} \cdot \psi + A_1 \cdot \sigma_1 - A_2 \cdot f_{yd}$$

$$N_u \cdot e_2 = b \cdot h \cdot f_{cd} \cdot \psi \cdot (\lambda \cdot h - d_2) + A_1 \cdot \sigma_1 (d - d_2)$$

$$\varepsilon_1 = 0{,}002 \frac{x-d}{x-\frac{3}{7}h} \qquad \varepsilon_2 = 0{,}002 \frac{x-d_2}{x-\frac{3}{7}h} \qquad \varepsilon_c = 0{,}002 \frac{x}{x-\frac{3}{7}h}$$

En las que $\boxed{h \cdot f_{cd} \cdot \psi}$ es el área del segmento de compresiones y $\boxed{\lambda \cdot h}$ la distancia de su centro de gravedad a la fibra más comprimida. Los valores de **ψ** y **λ** se muestran en la *tabla 6.11* en función de $\boxed{\xi = x / h}$, relación entre profundidad de fibra neutra y el canto total. El parámetro **ψ** ya incluye el coeficiente **0.85** por cansancio del hormigón.

Valores de ψ y λ en el DOMINIO 5.					
ξ	ψ	λ	ξ	ψ	λ
1.00	0.68810	0.41597	1.70	0.81730	0.48571
1.05	0.71310	0.43144	1.75	0.81972	0.48681
1.10	0.73273	0.44284	1.80	0.82189	0.48779
1.15	0.74842	0.45153	1.90	0.82558	0.48944
1.20	0.76116	0.45832	2.00	0.82859	0.49077
1.25	0.77165	0.46374	2.25	0.83406	0.49318
1.30	0.78038	0.46814	2.50	0.83768	0.49475
1.35	0.78773	0.47177	2.75	0.84019	0.49583
1.40	0.79398	0.47480	3.00	0.84200	0.49661
1.45	0.79933	0.47736	3.50	0.84440	0.49763
1.50	0.80395	0.47954	4.00	0.84586	0.49825
1.55	0.80796	0.48142	5.00	0.84747	0.49893
1.60	0.81147	0.48304	∞	0.85000	0.50000
1.65	0.81456	0.48446			

Tabla 6.11. Valores de ψ y λ en el DOMINIO 5. Fuente[7].

6.6.3. CALCULO DE SECCIONES A FLEXION SIMPLE

6.6.3.1. ECUACIONES DE EQUILIBRIO

Si concretamos el desarrollo teórico planteado solamente para la existencia de Momento de cálculo Md tendremos que Nu = 0 y Nu · e1 = Md

Por otra parte ya se ha comentado que dimensionar una pieza a flexión simple que trabaje en el dominio 4 sólo se presenta excepcionalmente en la práctica por dar soluciones poco económicas al no aprovechar íntegramente el acero.

Si nos centramos por lo tanto en los dominios 2 y 3 y como es costumbre en flexión simple a la armadura de tracción $\mathbf{A_1}$ le asignamos la notación **A** y a la armadura de compresión $\mathbf{A_2}$ le asignamos la notación **A'** y a $\mathbf{d_2}$ la notación **d'** tal y como muestra la figura

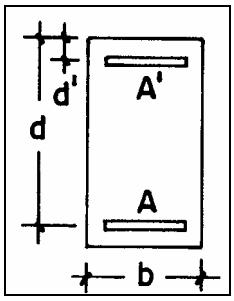


Figura 6.16. Notación de la sección. Fuente [7].

las ecuaciones de equilibrio son:

$$0 = b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot \psi + A' \cdot \sigma_2 - A \cdot f_{yd}$$

$$M_d = b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot \psi \cdot (d - \lambda \cdot x) + A' \cdot \sigma_2 \cdot (d - d') \qquad (1)$$

en las que los parámetros ψ y λ cuantifican el área y el centro de gravedad del diagrama de compresiones del hormigón, cuyos valores en el dominio 2 se expresan el la *tabla 6.10* ya expuesta y que valen $\psi = 0{,}6881$ y $\lambda = 0{,}4160$ en el dominio 3.

Estas ecuaciones las podemos poner en forma adimensional:

Si en la primera ecuación de equilibrio dividimos ambos miembros por b·d·fcd y al sumando de la armadura A' lo multiplicamos y dividimos por fyd tendremos:

$$\frac{A\cdot f_{yd}}{b\cdot d\cdot f_{cd}} = \frac{b\cdot x\cdot f_{cd}\cdot\psi}{b\cdot d\cdot f_{cd}} + \frac{A'\cdot\sigma_2}{b\cdot d\cdot f_{cd}}\cdot\frac{f_{yd}}{f_{yd}}$$

Si hacemos: $\omega = \frac{A\cdot f_{yd}}{b\cdot d\cdot f_{cd}}$; $\xi = \frac{x}{d}$; $\omega' = \frac{A'\cdot f_{yd}}{b\cdot d\cdot f_{cd}}$

Tendremos:

$$\omega = \xi\cdot\psi + \omega'\cdot\frac{\sigma_2}{f_{yd}}$$

Si en la segunda ecuación de equilibrio dividimos ambos miembros por $b\cdot d^2\cdot f_{cd}$ y al sumando de la armadura **A'** lo multiplicamos y dividimos por $\mathbf{f_{yd}}$ tendremos:

$$\frac{M_d}{b\cdot d^2\cdot f_{cd}} = \frac{b\cdot x\cdot f_{cd}\cdot\psi\cdot(d-\lambda x)}{b\cdot d^2\cdot f_{cd}} + \frac{A'\cdot\sigma_2(d-d')}{b\cdot d^2\cdot f_{cd}}\cdot\frac{f_{yd}}{f_{yd}}$$

Si hacemos: $\mu = \frac{M_d}{b\cdot d^2\cdot f_{cd}}$; $\xi = \frac{x}{d}$; $\omega' = \frac{A'\cdot f_{yd}}{b\cdot d\cdot f_{cd}}$; $\delta' = \frac{d'}{d}$

Tendremos:

$$\mu = \xi\cdot\psi\cdot(1-\lambda\cdot\xi) + \omega'\frac{\sigma_2}{f_{yd}}(1-\delta')$$

La profundidad límite de la fibra neutra máxima para que ambos materiales alcancen sus resistencias y profundidad frontera entre el dominio 3 y el 4 es:

$$x_{\lim} = \frac{d}{1+1{,}429\cdot10^{-3}\cdot f_{yd}} = \xi_{\lim}\cdot d$$

que como se aprecia, es función del tipo de acero. Así, si consideramos γ_s**=1,15** tendremos:

- Acero B400 S : f_{yk} = 400 N/mm^2 ; ξ_{lim} = 0,668
- Acero B500 S : f_{yk} = 500 N/mm^2 ; ξ_{lim} = 0,617

El momento límite lo definiremos como aquel valor de momento flector que hace que la profundidad de la fibra neutra sea precisamente $\mathbf{x_{lim}}$

Si el momento de cálculo superara este valor y se quiere que la sección trabaje con un aprovechamiento óptimo del acero se hace necesario incorporar armadura de compresión.

A esta situación límite le corresponden momentos reducidos de cálculo y cuantías mecánicas de los siguientes valores:

- Acero B400 S : fyk = 400 N/mm2 ; ξlim = 0,668 ; μlim= 0,332 ; ωlim= 0,460

- Acero B500 S : fyk = 500 N/mm2 ; ξlim = 0,617 ; μlim= 0,316 ; ωlim= 0,424

Podríamos entonces plantearnos el concepto de Canto mínimo teórico para dimensionar la sección sin armadura de compresión. Este canto para acero B500 S es:

$$d_{\min} = 1{,}78\sqrt{\frac{M_d}{b \cdot f_{cd}}}$$

y para B400 S:

$$d_{\min} = 1{,}73\sqrt{\frac{M_d}{b \cdot f_{cd}}}$$

Pero estos valores en flexión simple no deben alcanzarse, primero para mejorar la ductilidad de la sección y segundo para mejorar las flechas diferidas.

Así el Eurocódigo 2 propone que la fibra neutra no supere el 45% del canto útil.

El Código Americano ACI-318 recomienda limitar la profundidad de la fibra neutra en flexión simple al 75 % de su valor límite lo que significa el 46% del canto útil.

Si seguimos estas recomendaciones y tal y como establecen Morán, Meseguer y Cabré en la referencia [7], el límite que establecemos para necesitar armadura de compresión será cuando el momento reducido de cálculo supere el valor $\mu_d = 0{,}252$

6.6.3.2. DIMENSIONAMIENTO PRÁCTICO DE SECCIONES RECTANGULARES EN FLEXIÓN SIMPLE

La forma práctica de operar es la siguiente:

a) Generalmente se fija el ancho **b** de la sección y las incógnitas pasan a ser el canto útil y la cuantía de las armaduras.

Si establecemos el Canto mínimo sin armadura de compresión, que como se ha apuntado por las razones de ductilidad corresponde con profundidad de fibra neutra $x = 0{,}45d$, usaremos la ecuación del canto mínimo y la cuantía mecánica que se expone :

$$d_{\min} = 2{,}00\sqrt{\frac{M_d}{b \cdot f_{cd}}} \qquad U = A \cdot f_{yd} = 0{,}310 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}$$

En las que $\xi = 0{,}450 \quad \mu = 0{,}252 \quad \omega = 0{,}310$ y que son válidas para cualquier acero.

b) Si el canto útil se ha fijado y es superior al mínimo, no es necesaria la armadura de compresión y sólo necesitamos conocer la cuantía de la armadura de tracción.

En este caso $\boxed{\mu \leq 0{,}252}$ y se puede emplear o bien la Tabla Universal para Flexión Simple o Compuesta *(tabla 6.12),* o el Ábaco general de flexión *(figura 6.17)* que se adjuntan.

En ambos casos se entra con el valor del Momento reducido de cálculo.

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

y se obtiene **ω,** la capacidad mecánica de la armadura buscada es:

$$U = A \cdot f_{yd} = \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}$$

El número de barras deseado se obtiene de las tablas de secciones o capacidades mecánicas que se adjunta *(tabla 6.13)*.

ξ	μ	ω	$\frac{\omega}{f_{yd}} \cdot 10^2$	
0.0890	0.0300	0.0310		DOMINIO 2
0.1042	0.0400	0.0415		
0.1181	0.0500	0.0522		
0.1312	0.0600	0.0630		
0.1438	0.0700	0.0739		
0.1561	0.0800	0.0849		
0.1667	0.0886	0.0945		
0.1685	0.0900	0.0961		
0.1810	0.1000	0.1074		
0.1937	0.1100	0.1189		
0.2066	0.1200	0.1306		
0.2197	0.1300	0.1425		
0.2330	0.1400	0.1546		
0.2466	0.1500	0.1669		
0.2593	0.1592	0.1785		
0.2608	0.1600	0.1795		DOMINIO 3
0.2796	0.1700	0.1924		
0.2987	0.1800	0.2055		
0.3183	0.1900	0.2190		
0.3382	0.2000	0.2327		
0.3587	0.2100	0.2468		
0.3797	0.2200	0.2613		
0.4012	0.2300	0.2761		
0.4233	0.2400	0.2913		
0.4461	0.2500	0.3070		
0.4500	0.2517	0.3097		
0.4696	0.2600	0.3231		
0.4938	0.2700	0.3398		
0.5189	0.2800	0.3571		
0.5450	0.2900	0.3750		
0.5722	0.3000	0.3937		
0.6005	0.3100	0.4132		
0.6168	0.3155	0.4244	0.0929	B 500 S
0.6303	0.3200	0.4337	0.1006	
0.6617	0.3300	0.4553	0.1212	DO
0.6680	0.3319	0.4596	0.1258	B 400 S
0.6951	0.3400	0.4783	0.1483	MINIO 4
0.7308	0.3500	0.5029	0.1857	
0.7695	0.3600	0.5295	0.2404	
0.7892	0.3648	0.5430	0.2765	
0.8119	0.3700	0.5587	0.3282	
0.8596	0.3800	0.5915	0.4929	
0.9152	0.3900	0.6297	0.9242	
0.9844	0.4000	0.6774	5.8238	

NOTACIONES:

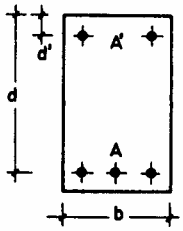
$\xi = \frac{x}{d}$, $\delta' = \frac{d'}{d}$

$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$

$\nu = \frac{N_d}{b \cdot d \cdot f_{cd}}$

$\omega = \frac{A \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}}$

$\omega' = \frac{A' \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}}$



Zona no recomendable

Tabla 6.12. Tabla Universal de Flexión Simple o Compuesta. Fuente[7)].

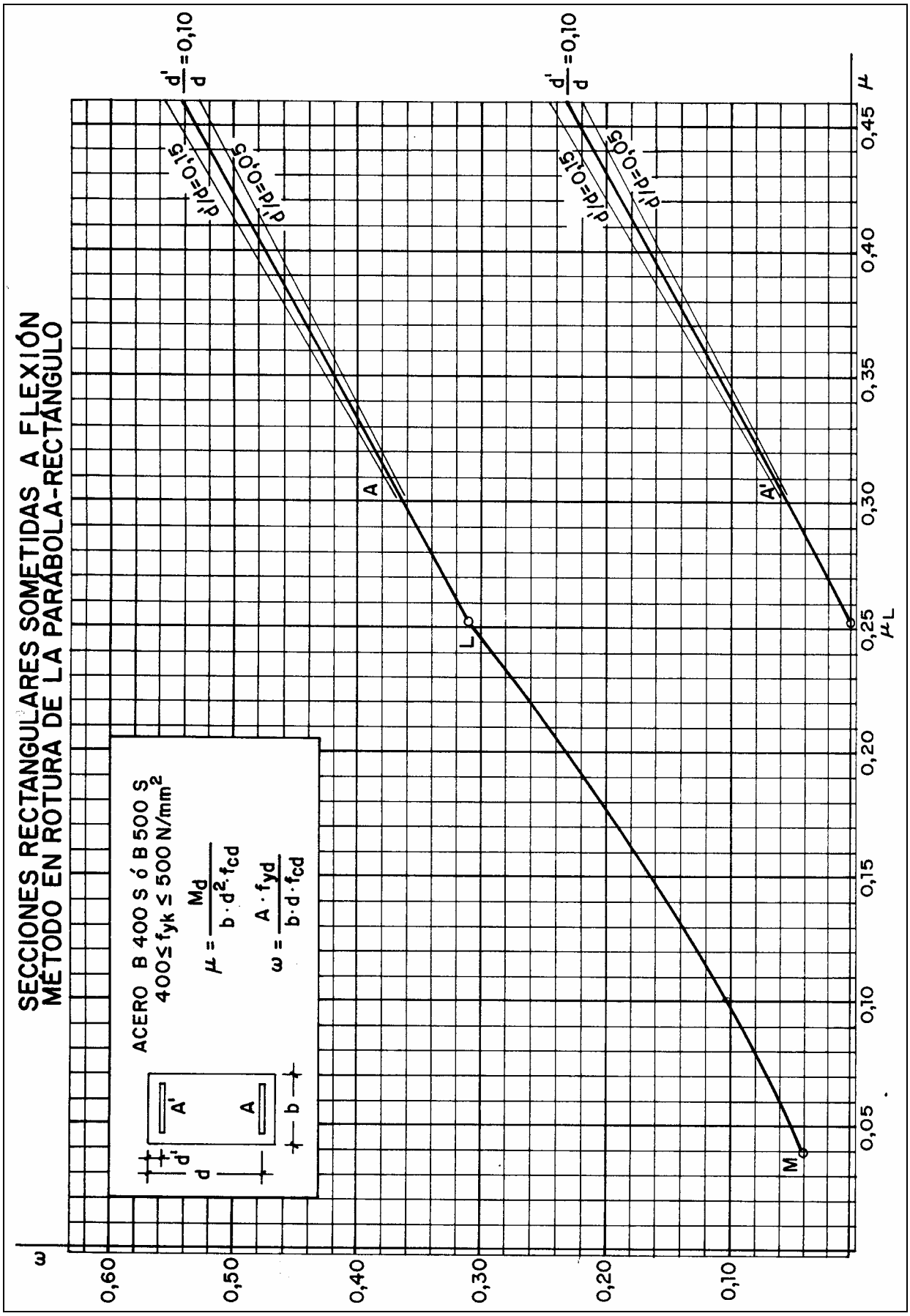


Figura 6.17. Abaco General de Flexión. Fuente[7)]

c) Si el canto útil se ha fijado y es inferior al mínimo, es necesaria armadura de compresión.

Ahora $\mu > 0,252$ y el problema se resuelve entrando en las ecuaciones de equilibrio con $x = 0,45d$ es decir:

$$\xi = 0,450 \quad \mu = 0,252$$

Resultando:

$$\omega' = \frac{\mu - 0,252}{1 - \delta'}; \qquad \omega = \omega' + 0,310; \qquad \text{siendo } \boldsymbol{\delta' = d'/d}$$

$$U = A \cdot f_{yd} = \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} \qquad U' = A' \cdot f_{yd} = \omega' \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}$$

d) Armadura de Compresión fijada.

Si se tiene armadura de compresión **A'** y por tanto conocido **ω'** se entra en la tabla con $\mu_c = \mu - \omega' \cdot (1-\delta')$; siendo **δ'=d'/d**

obteniendo $\boldsymbol{\omega_c}$.

La cuantía de la armadura de tracción será:

$$\boldsymbol{\omega = \omega_c + \omega'}$$

e) No olvidar comprobar las cuantías geométricas y mecánicas mínimas que establece la Instrucción Española EHE *(ver apartado 5.3.1. y 5.3.4.).*

f) Secciones y masas de de las barras para cualquier tipo de acero:

Diámetro (mm)	*Masa (kg/m)*	*Número de barras*								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
6	0,22	0,28	0,56	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54
8	0,40	0,50	1,00	1,51	2,01	2,51	3,01	3,52	4,02	4,52
10	0,62	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07
12	0,89	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,91	9,05	10,18
14	1,21	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,77	12,32	13,86
16	1,58	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09
20	2,47	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,84	21,99	25,14	28,28
25	3,85	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18
32	6,31	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38
40	9,87	12,56	25,13	37,70	50,26	62,83	75,40	87,96	100,50	113,10

*Tabla 6.13. Secciones en **cm²** y Número de barras para cualquier tipo de acero. Fuente[7].*

6.6.3.3. Ejemplo de cálculo de armadura longitudinal en viga por el método parábola-rectángulo

La viga tiene 6 m de luz y la sección es rectangular de 25 x 30 cm2 de Hormigón HA-25/B/20/I y Acero B400 S. d' = 0,04. El diagrama envolvente de Momentos flectores es el de la siguiente figura.

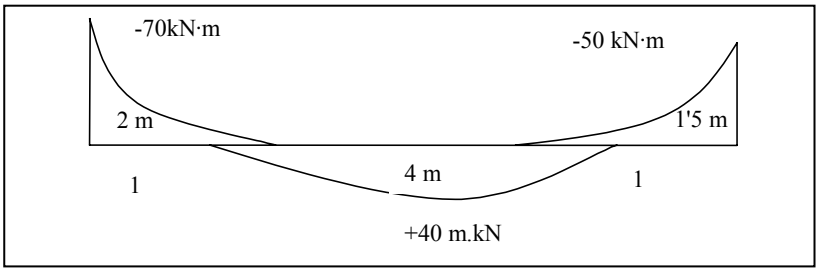


Figura 6.18. Envolvente de momentos flectores en la viga del ejemplo.

La viga está sometida a flexión simple con tres momentos de cálculo. Uno positivo máximo en el vano de 40 kN ·m y dos en los apoyos de signo negativo de valor 70 kN·m y 50 kN·m.

Procedemos al cálculo de resistencias y canto útil:

$$f_{cd} = \frac{25}{1'5} = 16'67\,MPa = 16670\,kPa$$
$$f_{yd} = \frac{400}{1'15} = 347'83\,MPa = 347830\,kPa$$
$$d = 0'3 - 0'04 = 0'26\,m$$

A continuación calculamos los momentos reducidos de cálculo para las tres secciones.

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$\mu_1 = \frac{70}{0'25.0'26^2.16670} = 0'248$$
$$\mu_2 = \frac{40}{0'25.0'26^2.16670} = 0'142$$
$$\mu_3 = \frac{50}{0'25.0'26^2.16670} = 0'177$$

Como se puede apreciar para las tres secciones tenemos el canto de sección prefijado y los tres momentos reducidos de cálculo han dado $\boxed{\mu \leq 0{,}252}$ con lo que estamos en el **caso b)** de cálculo de los expuestos. Por tanto no es necesaria armadura de compresión.

Entrando en el ábaco general de flexión con los tres valores de μ en el eje de abscisas tomamos el valor de ω en el encuentro con la curva. En la siguiente figura se muestra el valor para la **sección 3** del apoyo, con un momento de 50 kN·m

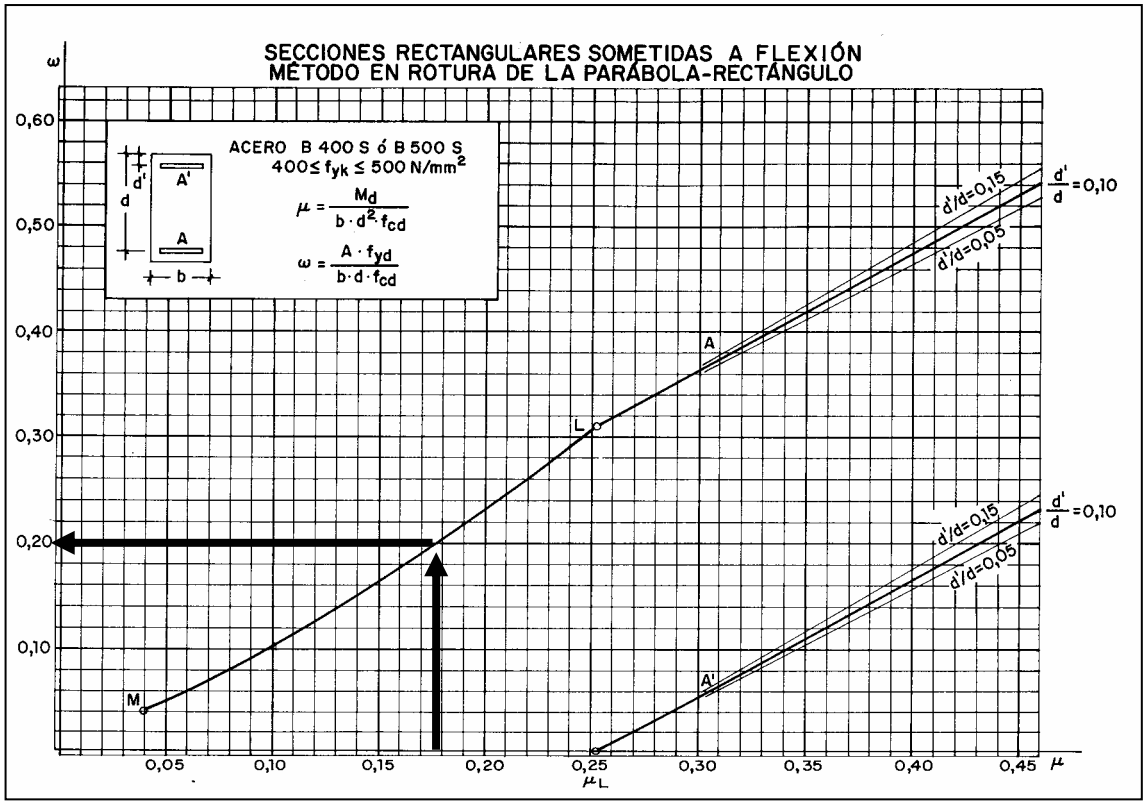


Figura 6.19. Ejemplo de obtención de ω en la sección 3. Abaco tomado de Fuente[7)]

Dichos valores son:

$$\omega_1 = 0'305$$
$$\omega_2 = 0'16$$
$$\omega_3 = 0'20$$

Como $\boxed{U = A \cdot f_{yd} = \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}$ tenemos:

$$A = \frac{\omega.b.d.f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A\ (M_1) = \frac{0'305.25.26.16'67}{347'8} = 9'5\,cm^2$$

$$A\ (M_2) = \frac{0'16.25.26.16'67}{347'8} = 4'98\,cm^2$$

$$A\ (M_3) = \frac{0'2.25.26.16'67}{347'8} = 6'23\,cm^2$$

Cuantías mínimas para la armadura de tracción	
Mecánica	**Geométrica**
$A \geq 0'04 A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}04.30.25.\frac{16'67}{347'8} = 1'44\,cm^2$	$A \geq \frac{3'3}{1000}; A_c = \frac{3'3.30.25}{1000} = 2'47\,cm^2$

En la cara opuesta se debe al menos disponer el 30% del mínimo geométrico correspondiente a la armadura de tracción:

A' = 0,3 * 2,47 = 0,741 cm2

Esta forma de operar es suficiente para conocer las necesidades de armado en cada sección, pero nos interesa conocer más aspectos del cálculo para repasar los conceptos teóricos planteados.

Si acudimos a la Tabla Universal para Flexión Simple o Compuesta con los valores de **μ** , se aprecia como las secciones de apoyo con μ= 0,248 y μ= 0,177 se encuentran en el **dominio 3** y la sección momento positivo con μ= 0,142 se encuentra con deformaciones en el **dominio 2**.

Centrándonos en la sección del apoyo de momento de cálculo **M_d = 70 kN·m**, tenemos que:

μ= 0,248 y haciendo lectura en la tabla e interpolando podemos obtener el valor de ω = 0,305 anteriormente calculado con el ábaco, y un valor de ξ = x/d = 0.4423 .Como el canto útil d = 0,26 m tenemos que la profundidad de la fibra neutra es x = 0,115 m = 11,5 cm.

Se aprecia como **x = 11,5** es mayor que **x = 0,259d = 6,73cm**

y menor que $$x_{\lim} = \frac{d}{1+1{,}429\cdot10^{-3}\cdot f_{yd}} = 17{,}36cm$$

Se observa como la profundidad de la fibra neutra no supera 0,45d = 11,7 cm que según lo expuesto es el límite con el que se recomienda el empleo de armadura de compresión en la sección. (*Zona sombreada de gris en la Tabla Universal de Flexión Simple o Compuesta*)

Podemos también deducir la posición de la fibra neutra empleando las ecuaciones de equilibrio del dominio 3:

$$0 = 0{,}6881\cdot b\cdot x\cdot f_{cd} + A'\cdot f_{yd} - A\cdot f_{yd}$$

$$M_d = 0{,}6881\cdot b\cdot x\cdot f_{cd}\cdot(d - 0{,}416\cdot x) + A'\cdot f_{yd}\cdot(d - d')$$

En nuestro ejercicio tenemos

A' = 0 ; $M_d = 70\cdot10^6$ N·mm ; b= 250 mm; f_{cd}= 25/1,5 ; d = 260 mm

Sustituyendo en la segunda ecuación tenemos:

$$70\cdot10^6 = 0{,}6881\cdot250\cdot x\cdot\frac{25}{1{,}5}\cdot(260 - 0{,}416\cdot x)$$

$$1192{,}7x^2 - 745441x + 70\cdot10^6 = 0$$

Que tiene como solucion; x= 115 mm y x = 509 valor este último que no tiene sentido por estar la fibra neutra fuera de la sección.

Se confirma por tanto que la profundidad de la fibra neutra es **x = 11,5 cm**

Con estos resultados el diagrama de compresiones del hormigón será como el de la *figura 6.20.* en la que la fibra más comprimida se encuentra con deformación del **3,5 por 100** y la tensión es **0,85f_{cd}** , es decir 0,85 · 25 / 1,5 = 14,16 N/mm^2 .

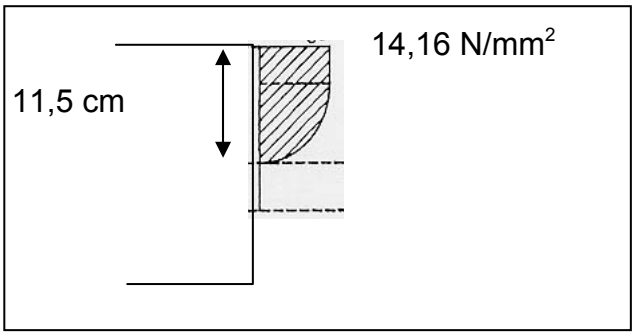


Figura 6.20. Diagrama de compresiones del hormigón para el ejemplo.

Tenemos además la armadura **A** de tracción trabajando a $\boxed{f_{yd} = 347{,}8\ N/mm^2}$.

La recta de deformaciones será la de la *figura 6.21.*

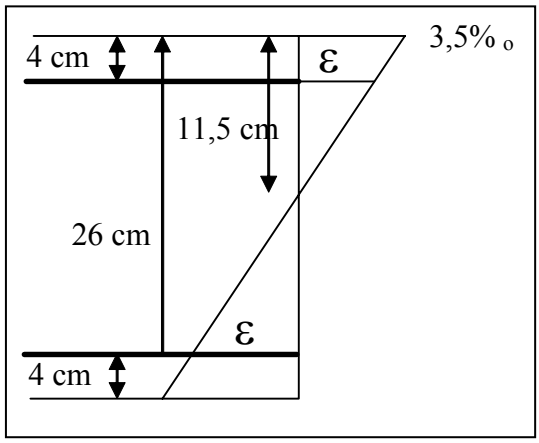


Figura 6.21. Recta de deformaciones en el ejemplo.

En ella podemos conocer las deformaciones a cualquier profundidad. En concreto para las deformaciones de las armaduras es:

$$\frac{3{,}5}{11{,}5} = \frac{\varepsilon_1}{26-11{,}5} \quad ; \quad \varepsilon_1 = 4{,}41\%\,; \qquad \frac{3{,}5}{11{,}5} = \frac{\varepsilon_2}{11{,}5-4} \quad ; \quad \varepsilon_2 = 2{,}28\%$$

6.6.3.4. COMPROBACION PRÁCTICA DE SECCIONES RECTANGULARES EN FLEXIÓN SIMPLE

En estos casos se conoce tanto la geometría de la sección como de las armaduras, el momento de cálculo y las resistencias.

Lo que se debe verificar es que el Momento Resistente Ultimo de la sección M_u es mayor que el Momento de Cálculo M_d, o lo que es lo mismo: que

$$\mu \geq \mu_d \quad \text{con} \quad \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \ , \ \mu_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

Partimos de las cuantías conocidas:

$$\omega = \frac{A \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \; ; \qquad \omega' = \frac{A' \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}}$$

Calculamos **δ' = d'/d**

Hacemos **$\omega_0 = \omega - \omega'$**

Si $\omega_0 \leq 0$ puede tomarse

$$\mu = \omega \cdot (1 - \delta')$$

Si $0 < \omega_0 \leq 0{,}310$ entrando en el ábaco con ω_0 tomaremos el valor μ_0 y finalmente:

$$\mu = \mu_0 + \omega' \cdot (1 - \delta')$$

Si $\omega_0 \geq 0{,}310$ tomaremos:

$$\mu = 0{,}252 + \omega' \cdot (1 - \delta')$$

6.6.3.5. Ejemplo de comprobación de secciones

Comprobar una sección rectangular de 30 x 50 cm2 con un d' = 0,05, armadura de tracción con 4 ∅ de 20 y de compresión con 2 ∅ 16 de acero B400 S, con hormigón de f_{ck} = 25 N/mm^2, coeficientes de seguridad γ_c = 1,5 y γ_s = 1,15, solicitada por un momento de cálculo M_d = 170 kN·m.

f_{cd} = 25/1,5 = 16,67 MPa.

f_{yd} = 400/1,15 = 347,8 MPa.

La armadura de tracción **A** de 4 ∅ de 20 aporta 12,57 cm^2

La armadura de compresión **A'** de 2 ∅ de 16 aporta 4,02 cm^2

$$\omega = \frac{A \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{1257 \cdot 347{,}8}{300 \cdot 450 \cdot 16{,}67} = 0{,}194 \qquad \omega' = \frac{A' \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{402 \cdot 347{,}8}{300 \cdot 450 \cdot 16{,}67} = 0{,}0621$$

$\omega_0 = \omega - \omega'$ = 0,194 - 0,0621 = 0,1318 $\Rightarrow$ Caso 2 $0 < \omega_0 \leq 0{,}310$

Entrando con ω_0 en el ábaco *(figura 6.22.)* tenemos:

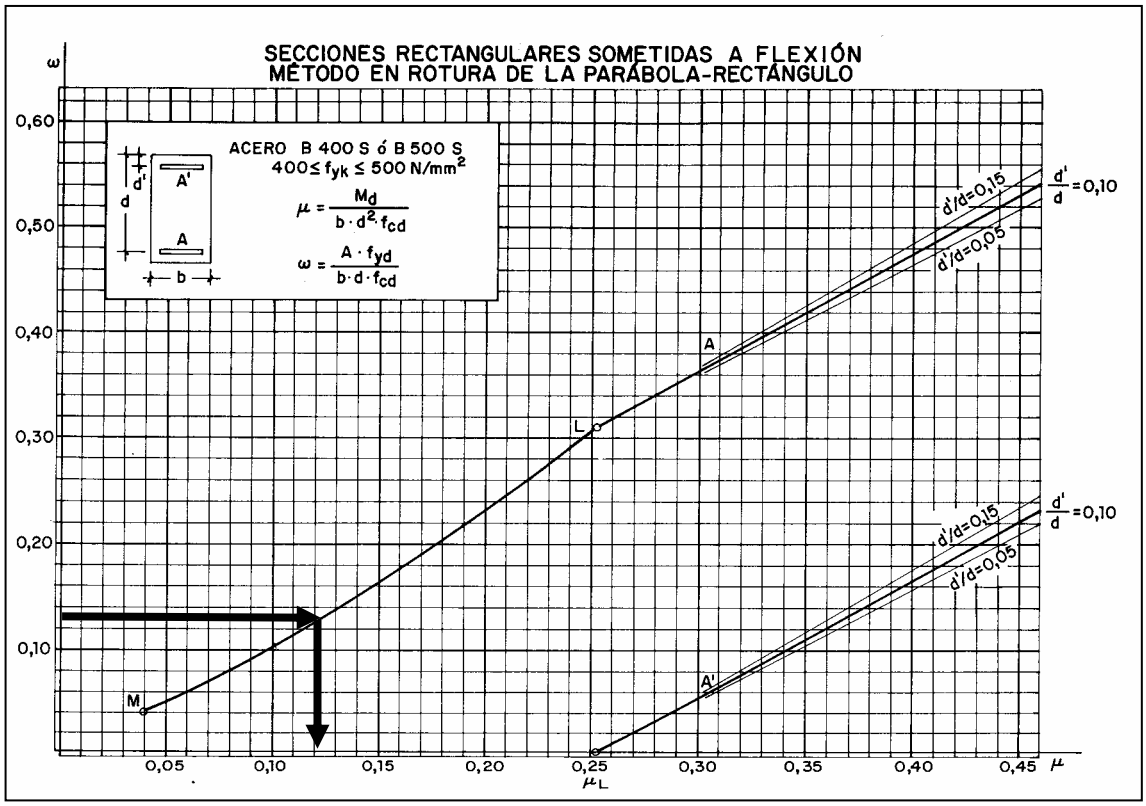


Figura 6.22. Ejemplo de obtención de μ . Abaco tomado de Fuente[7)]

$\mu_0 = 0{,}121$

$\mu = \mu_0 + \omega'\cdot(1-\delta') = 0{,}121 + 0{,}0621(1 - 5/45) = 0{,}176$

El momento resistente último de la sección es

$$M_u = \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 0{,}176\cdot 300\cdot 4502 \cdot 25/1{,}5 = 178{,}2 \text{ kN·m}$$

Como el momento de cálculo **M_d =170 kN·m** no supera al momento resistente último de agotamiento de la sección se presentan condiciones de seguridad.

6.6.4. CALCULO DE SECCIONES A FLEXION COMPUESTA

En las secciones rectangulares sometidas a flexión compuesta, se conoce siempre el esfuerzo normal de cálculo N_d y el momento de cálculo M_d.

En muchos casos es conveniente disponer las armaduras con cierta simetría respecto a los ejes, bien por motivos constructivos, por cambio en el sentido de las excentricidades o porque estas sean pequeñas.

6.6.4.1. DIMENSIONAMIENTO PRACTICO DE SECCIONES RECTANGULARES EN FLEXION COMPUESTA CON ARMADURA SIMETRICA

Para el dimensionado de estas secciones con armadura simétrica existen unos diagramas de interacción, del que adjuntamos tres diagramas (*figuras 6.23 a 6.25.)* tomados de la referencia [7], que difieren en función del valor de la relación **d'/h.** Dichos diagramas barren tres recubrimientos significativos: **d'/h = 0,05** ; **d'/h = 0,10** ; **d'/h = 0,15.**

En estos problemas conocemos las dimensiones, las resistencias de los materiales y las solicitaciones.

Se entra en los diagramas con los valores de

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} \quad ; \quad \nu = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}}$$

encontrándose la cuantía mecánica total: $\omega_{total} = \frac{A_{total} \cdot f_{yd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}}$

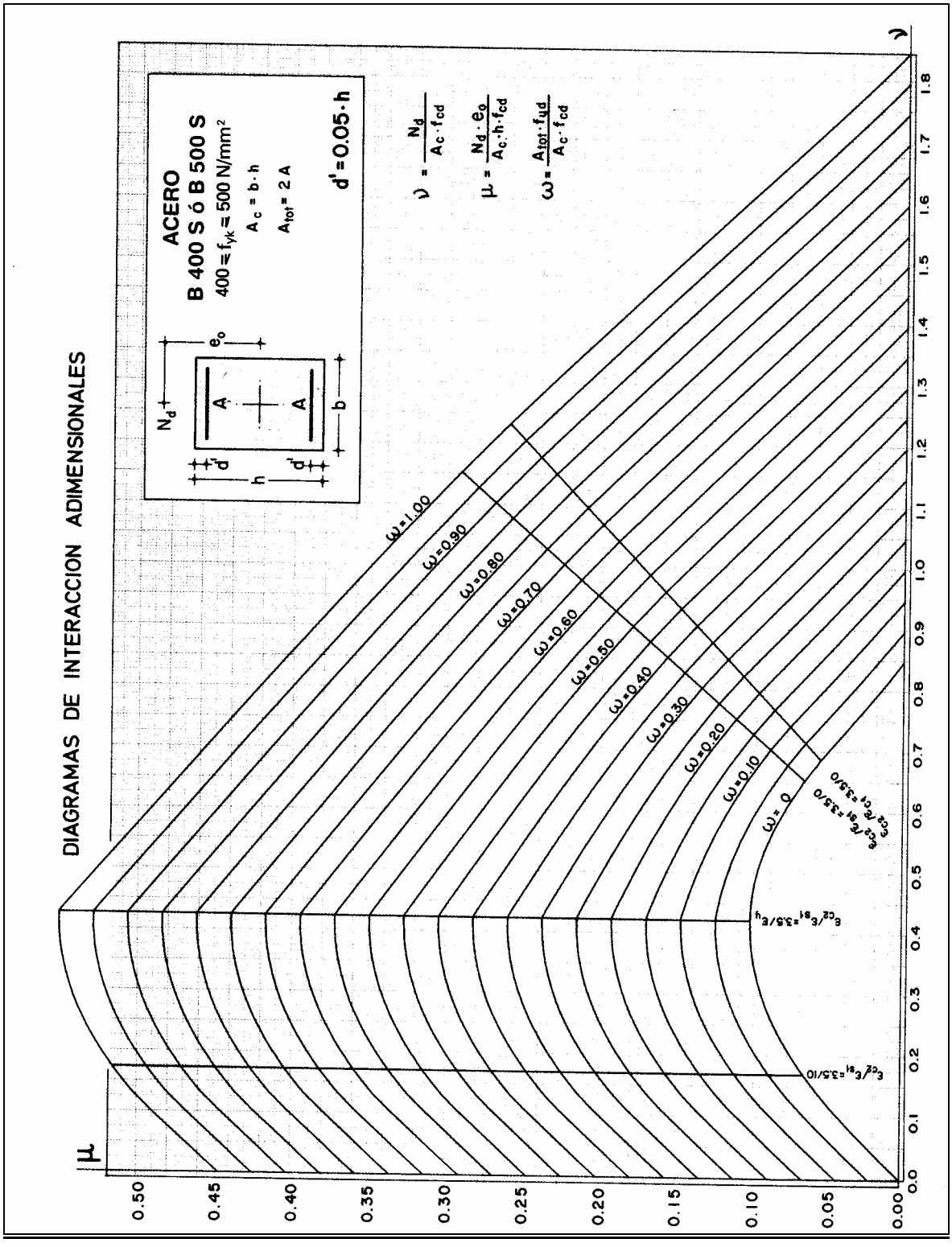


Figura 6.23. Diagrama de iteración para el dimensionamiento de secciones rectangulares en flexión compuesta. Fuente[7)]

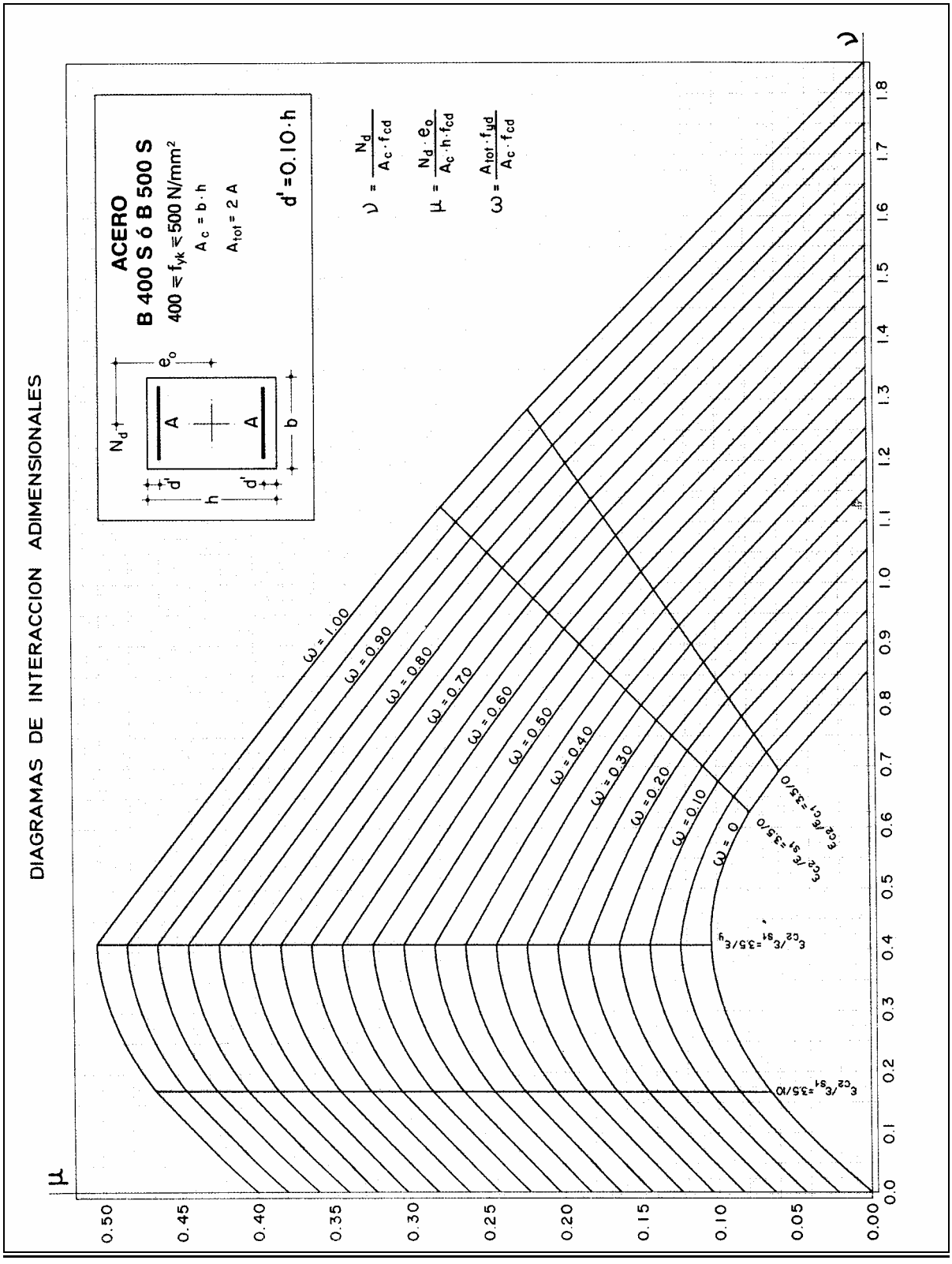


Figura 6.24. Diagrama de iteración para el dimensionamiento de secciones rectangulares en flexión compuesta. Fuente[7)]

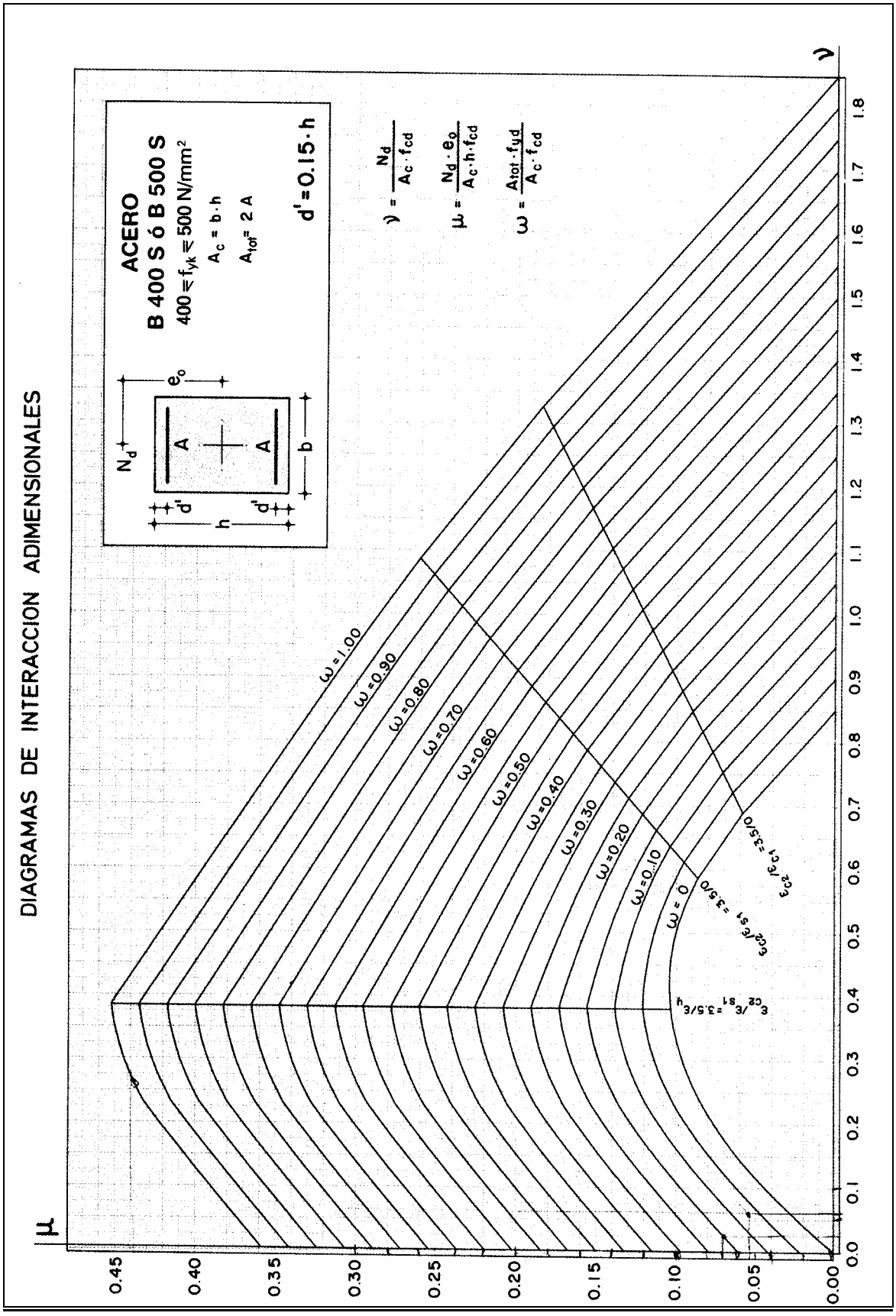


Figura 6.25. Diagrama de iteración para el dimensionamiento de secciones rectangulares en flexión compuesta. Fuente[7)]

6.6.4.2. Ejemplo de dimensionamiento a flexión compuesta

Calcular las armaduras en caras opuestas y de igual cuantía de una sección de dimensiones 30 x 30 cm^2 con d' = 3 cm, con armaduras de acero B500 S, hormigón de resistencia característica f_{ck} = 25 N/mm2, coeficientes de seguridad γc = 1,5 y γs = 1,15, solicitada por un momento de cálculo Md = 200 kN·m y un esfuerzo normal de compresión de cálculo N_d = 400kN

f_{ck} = 25 N/mm2 ; f_{cd} = 25/1,5 = 16,67 N/mm^2

f_{yk} = 500 N/mm^2 ; f_{yd} = 500/1,15 = 434,7 N/mm^2

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{200 \cdot 10^6}{300 \cdot 300^2 \cdot 16{,}67} = 0{,}444 \qquad \nu = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{400 \cdot 10^3}{300 \cdot 300 \cdot 16{,}67} = 0{,}2666$$

d'/h = 3/30 = 0,10

Tomamos el diagrama de interacción **d' = 0,10 h**

Entramos con los valores de μ y ν y obtenemos una cuantía ω_{total} **= 0,88**

Como $\boxed{\omega_{total} = \frac{A_{total} \cdot f_{yd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}}}$; $\boxed{A_{total} = 0{,}88 \cdot 300 \cdot 300 \cdot 16{,}67/434{,}7 = 3037\ mm^2 = 2A}$

A = A' = 15,18 cm^2 ; Como **5∅ 20** aportan **15,71 cm^2** dispondremos en las dos caras de **5∅ 20**.

** Nota: En este ejercicio se ha mostrado un ejemplo de dimensionado a flexión compuesta con unos valores finales de solicitaciones de cálculo. Indicar que en estos cálculos, si esta sección correspondiera a un pilar se tendría que tener en cuenta la inestabilidad por pandeo asociada a las compresiones en piezas esbeltas que se tratará en el capítulo 7.*

CAPITULO VII. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE INESTABILIDAD

7.1. INTRODUCCIÓN

En piezas comprimidas de hormigón armado, si éstas son muy esbeltas, pueden aparecer deformaciones de segundo orden que nos lleven al agotamiento de la sección resistente, es decir, puede aparecer un momento adicional debido a la deformación de la pieza, el cual puede alcanzar un valor tal que provoque el fallo de la misma.

En el *Artículo 43* de la EHE se indica en que casos pueden ser despreciados éstos efectos de segundo orden, así mismo, también nos indica el modo de proceder en caso de ser necesario tenerlos en cuenta en los cálculos.

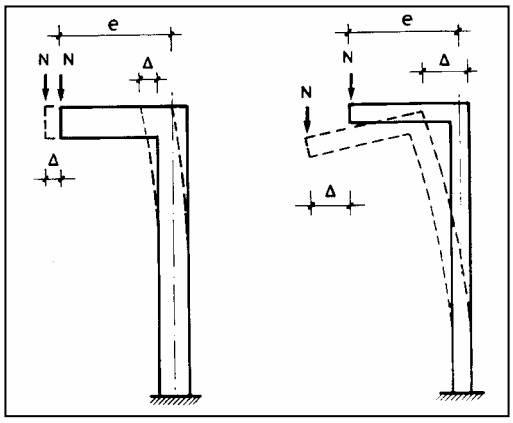


Figura 7.1. Deformaciones de segundo orden. Fuente: Calavera [2].

7.2. DEFINICIONES *(EHE Art. 43.1.2)*

a) Estructuras intraslacionales:

Aquellas cuyos nudos, bajo solicitaciones de cálculo, presentan desplazamientos trasversales cuyos efectos pueden ser despreciados, desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto

b) Estructuras traslacionales:

Aquellas en que el desplazamiento no puede ser despreciado.

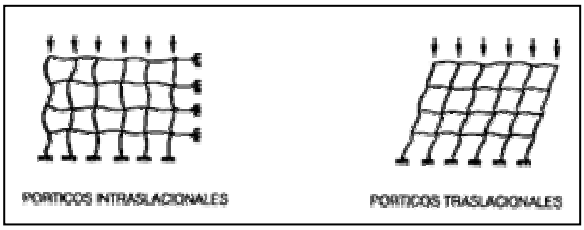


Figura 7.2. Pórticos traslacionales e intraslacionales. Fuente: EHE Art. 43.1.2.

Según se indica en la EHE *(Art. 43.1.2)*, las definiciones dadas de estructuras intraslacionales y traslaciones no pretenden establecer una clasificación rígida, sino ofrecer dos términos de referencia. Corresponde al proyectista decidir la forma de comprobar su estructura, habida cuenta de lo indicado en los *artículos 43.3 y 43.4.*

Pueden considerarse como claramente intraslaciones las estructuras aporticadas provistas de muros o núcleos de contraviento, dispuestos en forma que aseguren la rigidez torsional de la estructura, que cumplan la condición:

$$h\sqrt{\frac{N}{\sum EI}} \leq 0{,}6 \quad \text{Si n} \geq 4$$

$$h\sqrt{\frac{N}{\sum EI}} \leq 0{,}2 + 0{,}1n \quad \text{Si n} < 4$$

- *n = número de plantas de estructura*
- *h = altura total de la estructura, desde la cara superior de cimientos*
- *N = suma de reacciones en cimientos, con la estructura totalmente cargada en estado de servicio*
- *E = suma de rigideces a flexión de los elementos de contraviento en la dirección considerada, tomando para el cálculo de I la sección bruta*

c) Longitud de pandeo(l_o):

Se encuentra en función de las rigideces relativas de las vigas y soportes que concurren en los nudos extremos del elemento en compresión considerado y se pueden determinar como:

$$l_0 = \alpha \times l$$

- *l_0 : longitud de pandeo.*
- *l : longitud geométrica del soporte.*
- *α: factor de longitud de pandeo.*

d) Factor de longitud de pandeo (α):

Se puede obtener a partir de los nomogramas de la *figura 7.3.*, o a partir de las fórmulas que se indican en

En ambos casos es preciso la obtención del valor de ψ (relación de rigideces de los soportes a las vigas) para cada uno de los extremos del soporte considerado.

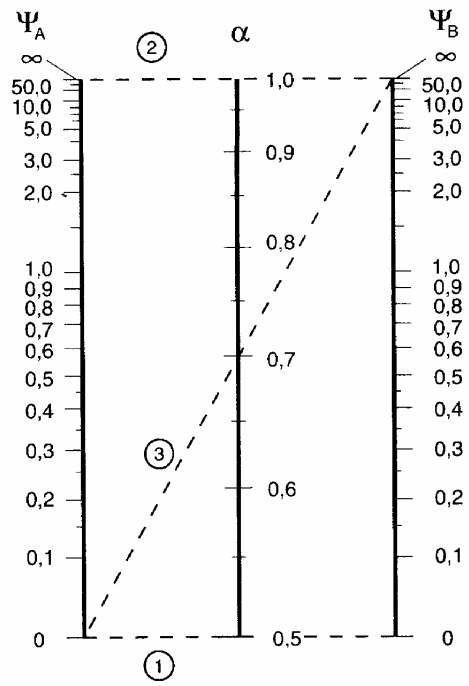
$$\psi = \frac{\Sigma \frac{EI}{L}(soportes)}{\Sigma \frac{EI}{L}(vigas)}$$

En el caso del empotramiento con la cimentación, $\psi = 0$

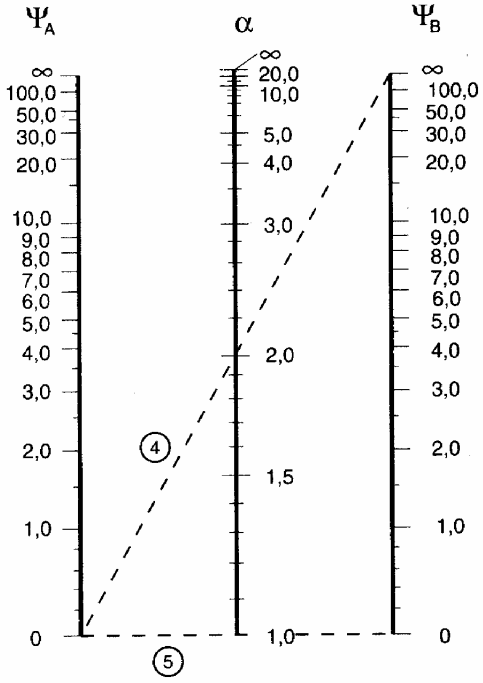
En el caso de un extremo libre o articulado; $\psi = \infty$

- Obtención de α a partir de nomogramas:

Situamos el valor de ψ, para cada uno de los extremos del soporte, en las columnas laterales y trazamos una línea recta entre ambos, obteniéndose el valor de α en la columna central. Se debe haber definido antes la traslacionalidad o no de la estructura, pues el valor de α difiere según nos encontremos en uno u otro caso.



Pórticos intraslacionales



Pórticos traslacionales

Figura 7.3. Obtención de α a partir de nomogramas. EHE Art. 43.1.2.

- Obtención de α a partir de fórmulas *(EHE, Art. 43.1.2.):*

$$\alpha = \frac{0{,}64 + 1{,}4(\psi_A + \psi_B) + 3\psi_A \cdot \psi_B}{1{,}28 + 2(\psi_A + \psi_B) + 3\psi_A \cdot \psi_B}$$

Pórticos intraslacionales

$$\alpha = \sqrt{\frac{7{,}5 + 4(\psi_A + \psi_B) + 1{,}6\psi_A \cdot \psi_B}{7{,}5 + (\psi_A + \psi_B)}}$$

Pórticos traslacionales

Para los casos particulares que se exponen a continuación, el **valor de α es conocido**:

1.- Soporte biempotrado (α = 0,5)

2.- Soporte biarticulado (α =1)

3.- Soporte articulado-empotrado (α = 0,7)

4.- Soporte en ménsula (α = 2)

5.- Soporte biempotrado con extremos desplazables (α = 1)

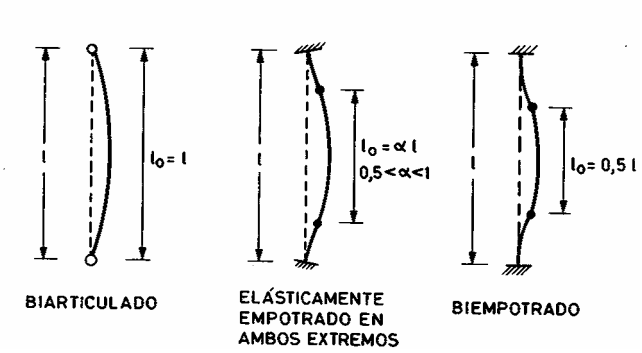
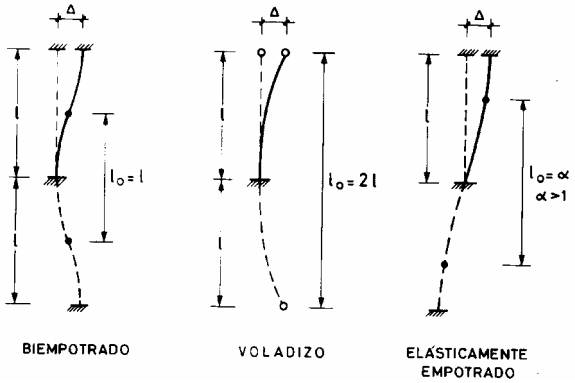
<table>
<tr><th colspan="3">Pórticos intraslacionales</th><th colspan="3">Pórticos traslacionales</th></tr>
<tr><td colspan="3"> 
</td><td colspan="3"> 
</td></tr>
<tr><td>Caso 2
(α=1)</td><td>El valor se determina mediante los Nomogramas o formulas para pórticos intraslacionales</td><td>Caso 1
(α= 0,5)</td><td>Caso 5
(α=1)</td><td>Caso 4
(α=2)</td><td>El valor se determina mediante los Nomogramas o formulas para pórticos traslacionales</td></tr>
</table>

Figura 7.4. Valor de α para distintos casos.

e) Esbeltez mecánica (λ):

Para un soporte de sección constante, se define como el cociente entre la longitud de pandeo(l_o) del soporte (distancia entre puntos de inflexión de la deformada) y el radio de giro (i) de la sección total de hormigón en la dirección considerada.

$$\lambda = \frac{l_0}{i}$$

Donde:

- *l_0 : longitud de pandeo.*
- *i : Radio de giro de la sección .*

f) Radio de giro (i):

en el caso de secciones rectangulares toma el siguiente valor:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{b \times h^3}{12}}{b \times h}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

Siendo:

- *I: momento de inercia que en el caso de una sección rectangular es: $(b \times h^3)/12$.*
- *A: área de la sección.$(b \times h)$*

7.3. COMPROBACIÓN A PANDEO

7.3.1. Comprobación de soportes aislados *(EHE Art. 43.5)*

En primer lugar debemos calcular el valor de la esbeltez mecánica (λ), según se indica en el *apartado 7.2,* para el soporte en cuestión.

Nos encontramos con los siguientes casos posibles:

a) $\lambda < 35$: no es preciso realizar la comprobación del E.L.U. de Inestabilidad.

b) $35 \le \lambda < 100$: se aplicará el método aproximado, expuesto en *el apartado 7.4.*

c) $100 \leq \lambda < 200$: se realizará una comprobación según el método general expuesto en los *Artículos 43.2 y 43.5.1. de la EHE*

d) $\lambda \geq 200$: éste caso no se contempla en la EHE, no siendo recomendable proyectar elementos estructurales comprimidos con una esbeltez mecánica mayor de 200

.

7.3.2. Comprobación de estructuras intraslacionales *(EHE Art. 43.3)*

Se calculan los esfuerzos según la teoría de primer orden y a continuación se comprueban los efectos de segundo orden, comprobando cada soporte aisladamente según lo expuesto en el *apartado 7.3.1*. Es decir, no se tiene en cuenta la deformación de la estructura al calcular los esfuerzos, y una vez calculados éstos, se comprueba si es preciso tener en cuenta ($\lambda \geq 35$) o no ($\lambda < 35$) los efectos de segundo orden, es decir, los momentos secundarios debidos a la deformación de la estructura.

7.3.3. Comprobación de estructuras translacionales *(EHE Art. 43.4)*

Se deberán comprobar según el método general, cuyas bases se recogen en el *Artículo 43.2 y 43.5.1*. *(ver punto 7.7).*

No obstante, para estructuras usuales de edificación de menos de 15 plantas, en las que el desplazamiento máximo en cabeza bajo cargas horizontales características (estado de servicio) calculado mediante la teoría de primer orden y con las rigideces correspondientes a las secciones no fisuradas, no supere 1/750 de la altura total, (caso frecuente en construcción rural y naves agroindustriales), podemos comprobar cada soporte, como si se tratase de un soporte aislado, para ello debe emplearse el factor de longitud de pandeo (α), definido para estructuras translacionales *(ver apartado 7.2.d)*.

7.4. METODO APROXIMADO. FLEXIÓN COMPUESTA RECTA *(EHE Art. 43.5.2)*

El método consiste en calcular una excentricidad ficticia (e_a), que se suma a la excentricidad equivalente de primer orden. De éste modo se tienen en cuenta los efectos de segundo orden, es decir, se tiene en cuenta los esfuerzos que aparecen debidos a las deformaciones. Con la aplicación del método también se puede considerar que se tienen en cuenta los efectos de la fluencia del hormigón (cansancio).

Dicho de otro modo, el método aproximado introduce un momento ficticio (debido a $\mathbf{e_a}$), que se suma al momento existente en la sección, y con el cual se pretende tener en cuenta el momento que aparecería si se produjese la deformación del soporte.

$$e_{tot} = e_e + e_a \not< e_2$$

a) Obtención de $\mathbf{e_e}$ (excentricidad de cálculo de primer orden)

- **Caso de soportes traslacionales**:

$$e_e = e_2$$

Siendo:

$$e_2 = \frac{M_d}{N_d}$$

- **Caso de soportes intraslacionales** (excentricidades diferentes en los extremos, en valor y/o en signo):

$$e_e = 0{,}6e_2 + 0{,}4e_1 > 0{,}4e_2$$

Donde e_1 y e_2 son las excentricidades de primer orden en los extremos del soporte, siendo e_2 la de mayor valor, que se tomará como positiva y e_1 la de menor valor, que se tomará con el signo que le corresponda.

$$e_2 = \left| \frac{M_{d,\max}(en\ A\ ó\ en\ B)}{N_d} \right|$$

$$e_1 = \frac{M_{d,mix}(en\ A\ ó\ en\ B)}{N_d}$$

• e_2: excentricidad de cálculo máxima de primer orden, tomada con signo positivo.
• e_1: excentricidad de cálculo mínima de primer orden, tomada con el signo que le corresponda.

b) Obtención de e_a (excentricidad ficticia para tener en cuenta los efectos de segundo orden)

$$e_a = (1 + 0{,}12\beta) \times (\varepsilon_y + \varepsilon) \times \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \times \frac{{l_o}^2}{50 i_c}$$

Donde:

- *h = canto total, **medido paralelamente** al plano de pandeo que se considera.*
- *l_o = longitud de pandeo.*
- *i_c = radio de giro de la sección total de hormigón, en la dirección considerada.*
- *ε_y = Deformación del acero para la tensión de cálculo.*

  - $\varepsilon_y = \dfrac{f_{yd}}{E_S}$

- *β: factor de armado. Para las disposiciones más frecuentes se recoge en la tabla 7.1.*

  - $\beta = \dfrac{(d - d')^2}{4 i_s^2}$

  - i_s : radio de giro de las armaduras.

- *ε : parámetro auxiliar para tener en cuenta los efectos de fluencia,*

  - ε = 0,003 cuando el axil cuasipermanente no supera el 70% del axil total

  - ε = 0,004 cuando el axil cuasipermanente supera el 70% del axil total

*Los axiles **cuasipermanente** y **total** para el cálculo de la ε a que se refiere el articulado están referidos a los valores característicos.*

*Axil cuasipermanente : **Acciones permanentes + 0,6 × Acciones variables***

$$\sum_{j \geq 1} N_{G_{k,j}} + 0{,}6 \times \sum_{i \geq 1} N_{Q_{k,i}}$$

(axil debido a cargas permanentes + 0,6 por axil debido a cargas variables)

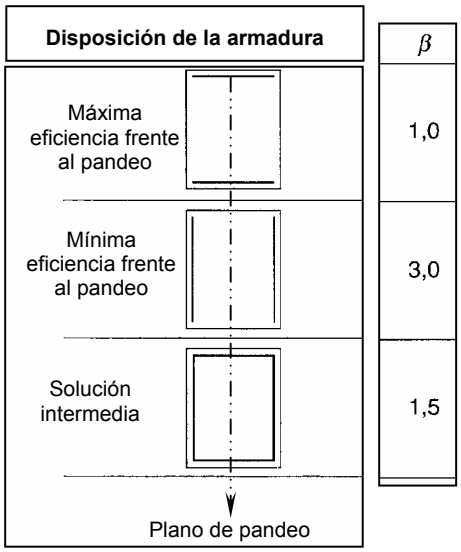


Tabla 7.1. Valor del factor de armado (β) para las disposiciones de armaduras más frecuentes. EHE Art. 43.5.2.

7.5. METODO APROXIMADO. FLEXIÓN ESVIADA *(EHE, Art.43.5.3)*

Válido para elementos de sección rectangular y armadura constante sometidos a flexión esviada.

En ellos se podrá hacer una comprobación por separado en cada uno de los dos planos de simetría si la excentricidad del axil se sitúa dentro de la zona rallada en la *figura 7.5.*, esto ocurrirá si se cumple cualquiera de las dos condiciones siguientes:

$$\frac{e_x / b}{e_y / h} \leq 1/4 \qquad \text{ó} \qquad \frac{e_y / h}{e_x / b} \leq 1/4$$

donde e_x y e_y son las excentricidades de cálculo en la dirección de los ejes *x* e *y*, respectivamente *(figura 7.5.)*.

Cuando no se cumplen las condiciones anteriores, podrá comprobarse el soporte esbelto si se cumple la siguiente condición:

$$\frac{M_{xd}}{M_{xu}} + \frac{M_{yd}}{M_{yu}} \leq 1$$

donde:

- M_{xd} *Momento de cálculo, en la dirección* x, *en la sección crítica de comprobación, considerando los efectos de segundo orden.*
- M_{yd} *Momento de cálculo, en la dirección* y, *en la sección crítica de comprobación, considerando los efectos de segundo orden.*
- M_{xu} *Momento máximo, en la dirección* x, *resistido por la sección crítica.*
- M_{yu} *Momento máximo, en la dirección* y, *resistido por la sección crítica.*

En éste caso, para la determinación de M_{xu} y M_{yu} debe predimensionarse la sección y obtener su capacidad resistente en las direcciones ***x*** e ***y*** independientemente, para ello se puede usar el método que se expone en la *EHE Anejo 8, apartado 5.2*. Los esfuerzos de cálculo M_{xd} y M_{yd} pueden obtenerse considerando la excentricidad total e_{tot} , calculada según el método aproximado, calculada en cada dirección independientemente.

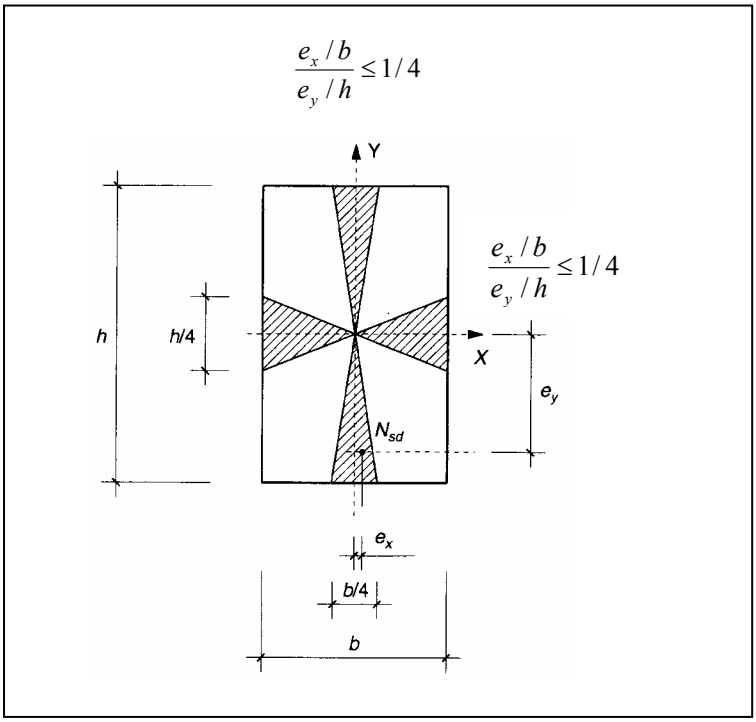


Figura 7.5. Excentricidad del axil. EHE Art. 43.5.3.

7.6. EXCENTRICIDAD MÍNIMA *(EHE Art. 42.2.1)*

En soportes y elementos de función análoga toda sección sometida a una solicitación normal exterior de compresión N_d debe ser capaz de resistir dicha compresión con una excentricidad mínima, debida a la incertidumbre en la posición del punto de aplicación del esfuerzo normal, igual al mayor de los valores:

h/20 y 2 cm

Dicha excentricidad debe ser contada a partir del centro de gravedad de la sección bruta y en la dirección más desfavorable de las direcciones principales y sólo en una de ellas.

7.7. METODO GENERAL *(EHE Art. 43.5.1)*

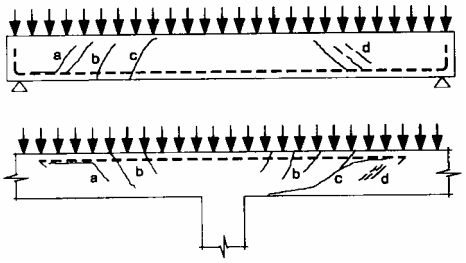
En él, al plantear las condiciones de equilibrio de la estructura se tienen en cuenta los efectos de segundo orden provocados por las deformaciones. Se trata de un método muy complejo que requiere el uso de ordenadores y programas especialmente creados a tal fin, solo siendo recomendable en casos especiales.

No obstante, en el caso de soportes de sección y armadura constante (caso frecuente) el método se simplifica. *(Ver Art. 43.5.1. comentarios y ejercicio 11, pág. 175).*

CAPITULO VIII. ESTADO LIMITE ULTIMO DE AGOTAMIENTO A CORTANTE

8.1. INTRODUCCIÓN

La comprobación a esfuerzo cortante se hace independientemente de los cálculos a flexión o flexo-compresión.



• (a) Fisuras por fallos de anclaje.
• (b) Fisuras de corte por excesiva tracción principal en el hormigón.
• (c) Fisuras por combinación de esfuerzo cortante con momento flector.
• (d) Fisuras debidas a compresiones excesivas en la biela (típico de prefabricados y secciones en T)

Figura 8.1. Fisuración en vigas. Fuente: Calavera [(2)].

El esfuerzo cortante es la causa de que se produzcan fisuras inclinadas en las piezas de hormigón armado. Si la armadura transversal es insuficiente, éstas fisuras progresan hasta la cara de compresión, produciéndose la rotura de la misma.

Para resistir el esfuerzo cortante se dispone en las piezas la armadura transversal. Esta generalmente está formada por cercos y estribos, formando éstos 90º con la directriz de la pieza. Aunque su uso es menos frecuente, también es posible disponer estribos inclinados (formando un ángulo distinto de 90º con la directriz de la pieza). Esta última disposición sería más eficiente a la hora de absorber el esfuerzo cortante, pero tiene el inconveniente de que complica las labores de ferralla *(figura 8.2.)*.

Otro forma de disposición de armadura transversal consiste en levantar las barras de la armadura de tracción (a medida que éstas van dejando de ser necesarias) hasta la cara opuesta de compresión, de ésta forma, se puede colaborar con los estribos. Si tienen en cuenta su colaboración en los cálculos a efectos de cortante, éstas deben de ir convenientemente ancladas a partir de la sección en que alcanzan la cara opuesta *(figura 8.2.)*.

.

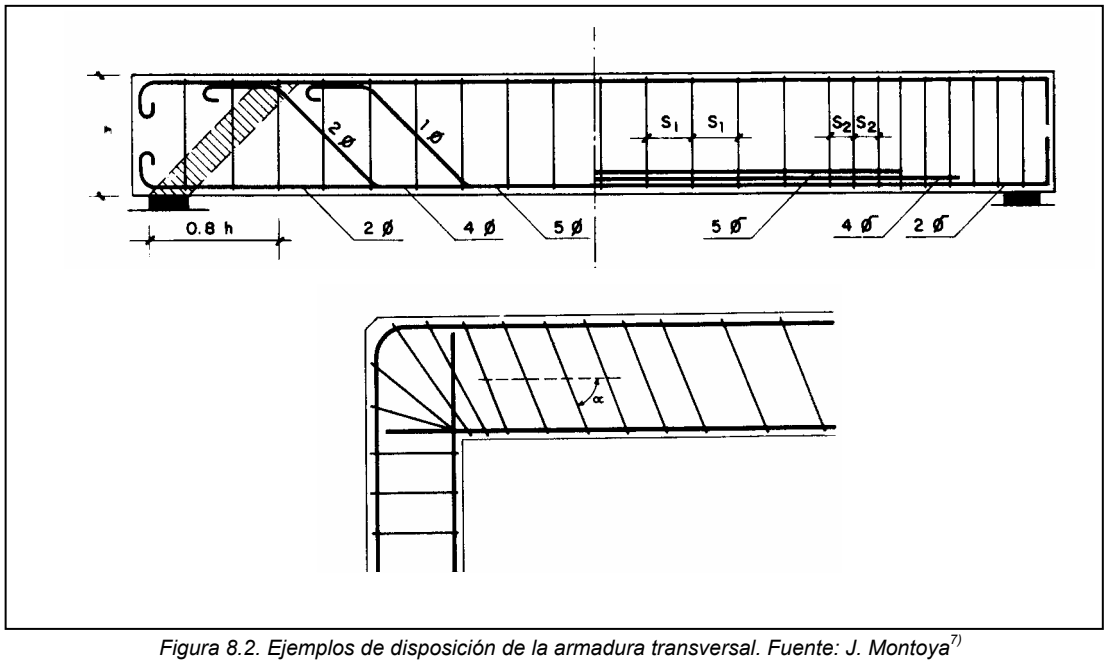


Figura 8.2. Ejemplos de disposición de la armadura transversal. Fuente: J. Montoya[7)]

8.2. FUNCIONAMIENTO DE LA ARMADURA TRANSVERSAL

El funcionamiento de la armadura transversal fue ideado por Mörsch, y consiste en que los estribos o barras inclinadas funcionan como diagonales traccionadas en una celosía virtual. En dicha celosía, el cordón superior está constituido por la parte comprimida del hormigón, el cordón inferior lo forma la armadura de tracción y las diagonales comprimidas están formadas por bielas inclinadas de hormigón *(figura 8.3).*

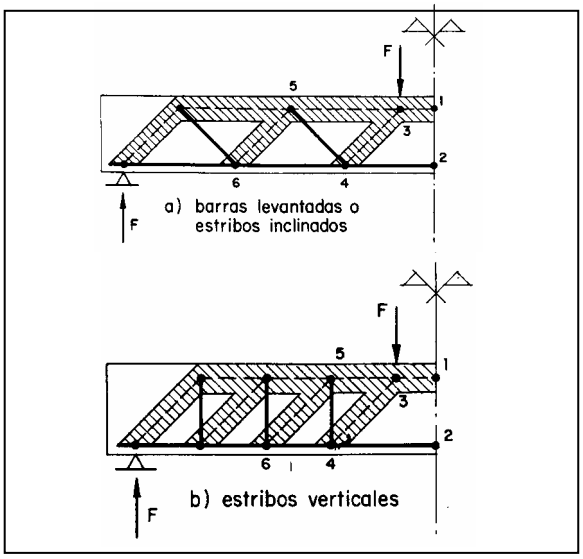


Figura 8.3. Funcionamiento de la armadura transversal. Fuente: J. Montoya[7)]

Según los trabajos de Leonard, el ángulo de las bielas comprimidas varía entre 30º y 45º. Suponiendo bielas de compresión a 45º, para que nos encontremos con el funcionamiento descrito anteriormente, sería preciso que los estribos se dispusieran con una separación horizontal igual a un canto útil. Lo más común es disponerlos a menor separación con lo cual el mecanismo de trabajo puede considerarse como varias celosías superpuestas *(figura 8.4).*

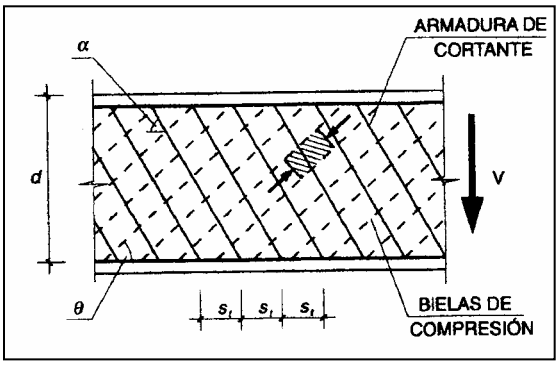


Figura 8.4. Funcionamiento de la armadura transversal. EHE Art. 44.2.3.1

8.3. DIMENSIONAMIENTO DE LA ARMADURA TRANSVERSAL SEGÚN LA EHE

8.3.1. Esfuerzo cortante efectivo y comprobaciones.

En primer lugar se define el esfuerzo cortante efectivo, en el caso de armaduras pasivas y piezas de sección constante *(Art. 44.2.2)* como:

$$V_{rd} = V_d$$

Donde:

- V_{rd}*: esfuerzo cortante efectivo de cálculo.*
- V_d*: valor de cálculo del esfuerzo cortante producido por acciones exteriores.*

De acuerdo con la instrucción Española, debemos de realizar dos comprobaciones *(Art. 44.2.3):*

a) El esfuerzo cortante de cálculo debe de ser menor que la resistencia a compresión del alma:

$$V_{rd} \leq V_{u1}$$

Siendo:

- V_{u1}*: esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.*
- V_{rd}*: esfuerzo cortante efectivo de cálculo.*

En el caso de **vigas**, para realizar esta comprobación se tomará el valor del cortante ($V_{rd} = V_d$) existente en el borde del apoyo *(figura 8.7.).*

Esta comprobación se debe a que en el mecanismo de la celosía, expuesto anteriormente, se originan tensiones de compresión en las bielas de hormigón, siendo necesario comprobar que éste resiste dichas tensiones *(figura 8.5.).*

En piezas sin armadura de cortante no es preciso realizar ésta comprobación.

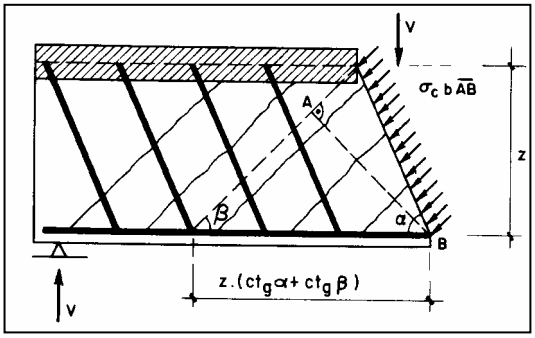


Figura 8.5. Esfuerzo en bielas de compresión. Fuente: J. Montoya[7)]

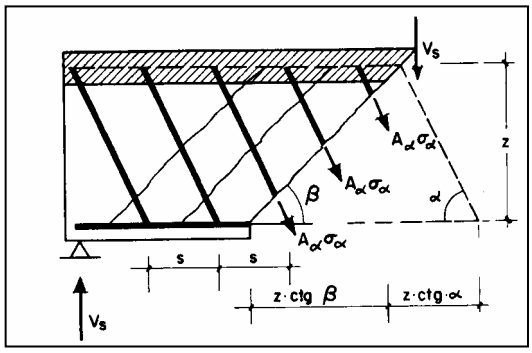


Figura 8.6. Esfuerzo de tracción en el alma. Fuente: J. Montoya[7)]

b) El esfuerzo cortante de cálculo debe de ser menor que la resistencia a tracción del alma:

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

Siendo:

- V_{u2}*: esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.*
- V_{rd}*: esfuerzo cortante efectivo de cálculo.*

En el caso de vigas, para ésta comprobación se tomará el valor del cortante en una sección situada a un canto útil del borde del apoyo *(figura 8.7.)*.

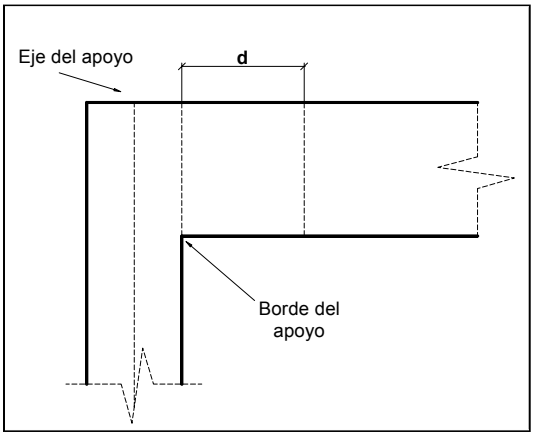


Figura 8.7. Situación de las secciones en donde se realizan las comprobaciones en vigas.

8.3.2. Obtención de la resistencia a cortante por compresión oblicua del alma V_{u1}. *(EHE Art. 44.2.3.1.)*

En el caso habitual en que las armaduras formen un ángulo α = 90º y se adopte como ángulo de las bielas de compresión θ = 45º, la expresión de esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua queda:

$$\boxed{V_{u1} = 0{,}30 \times f_{cd} \times b_0 \times d}$$

Donde:

- b_0 *= b (en piezas de sección constante).*

8.3.3. Obtención de V_{u2}, esfuerzo de agotamiento por tracción en el alma. *(EHE Art. 44.2.3.2.)*

8.3.3.1. Datos previos, necesarios para el cálculo de V_{u2}

- $\xi = 1 + \sqrt{\dfrac{200}{d}} (con\ d\ en\ mm)$

- $b_0 = b$ *(en piezas de sección constante)*

- $\rho_1 = \dfrac{A_S}{b_0 \times d} < 0{,}02$ *(cuantía geométrica de la armadura longitudinal traccionada)*

8.3.3.2. V_{u2} en piezas sin armadura de cortante. *(EHE Art. 44.2.3.2.1.)*

La resistencia a esfuerzo cortante por agotamiento de tracción en el alma se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$V_{u2} = \left[0{,}12 \times \xi \times \left(100 \rho_1 \times f_{ck}\right)^{\frac{1}{3}} - 0{,}15 \times \sigma'_{cd} \right] \times b_0 \times d$$

donde:

- f_{ck} *viene expresado en N/mm^2.*
- $\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{b \times h}$ *(tensión de compresión axil efectiva, si existe, del hormigón. En el caso de flexión simple, o axiles pequeños, se puede despreciar).*

Si $V_{rd} > V_{u2}$, la pieza no resiste el esfuerzo cortante a que se encuentra sometida. En este caso podemos aumentar el canto o el ancho de la sección, también podríamos aumentar la sección de la armadura longitudinal traccionada, o colocar armadura de cortante, en cuyo caso se comprobaría su resistencia a cortante según se expone en el siguiente apartado.

8.3.3.3. V_{u2} en piezas con armadura de cortante. *(EHE Art. 44.2.3.2.2.)*

La resistencia a esfuerzo cortante por agotamiento de tracción en el alma, en piezas con armadura de cortante, se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

Siendo:

- V_{u2}*: esfuerzo cortante de cálculo, a un canto útil del borde del apoyo.*
- V_{cu}*: contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante.*
- V_{su}*: contribución de las armaduras a la resistencia a esfuerzo cortante.*

Es decir, la EHE admite que una parte del esfuerzo cortante por agotamiento de tracción en el alma es absorbido por el hormigón, encargándose las armaduras de absorber la parte restante del esfuerzo cortante existente.

Entonces, conocido el valor de cálculo del esfuerzo cortante y tras hallar la contribución del hormigón a absorber parte de éste cortante, podemos dimensionar la armadura transversal teniendo en cuenta que ésta será la encargada de absorber el esfuerzo cortante restante. Es decir:

$$\left.\begin{array}{l} V_{rd} = V_d = V_{u2} \\ V_{u2} = V_{cu} + V_{su} \end{array}\right\} \Rightarrow V_{su} = V_d - V_{cu}$$

a) Obtención de la contribución del hormigón a la resistencia a cortante por compresión oblicua del alma (V_{cu}):

Para la disposición más común de estribos a 90º y bielas de compresión a 45º, en piezas sometidas a flexión simple o compuesta, la contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante se obtiene según la siguiente expresión:

$$V_{cu} = 0{,}10 \times \xi \times \left(100 \rho_1 \times f_{ck}\right)^{\frac{1}{3}} \times b_0 \times d$$

b) Obtención de la contribución de la armadura transversal a la resistencia a cortante por compresión oblicua del alma (V_{su}):

Para la disposición más común de estribos a 90º y bielas de compresión a 45º, en piezas sometidas a flexión simple o compuesta, la contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante se obtiene según la siguiente expresión:

$$V_{su} = A_{90} \times f_{y90,d} \times 0{,}9 \times d$$

En donde:

- $f_{y90,d} = \sigma_{sd} = f_{yd} \leq 400 \frac{N}{mm^2}$; *(Para el caso de armaduras pasivas)*

Se recomienda limitar la tensión de la armadura pasiva al 0,2 % para evitar una separación excesiva, esto supone limitar la tensión total de la armadura pasiva a 400 N/mm^2; *(EHE, Artículo 40.2.)*.

Dado que el valor mínimo que debe tener V_{su} es conocido, podemos obtener la sección de armadura transversal necesaria:

$$A_{90} = \frac{V_{su}}{f_{yd} \times 0{,}9 \times d}$$ *(sección de armadura transversal necesaria por unidad de longitud de viga)*

Una vez conocida la sección de armadura transversal necesaria, tenemos dos opciones, o bien fijar el diámetro de los estribos, con lo cual obtendremos la separación entre los mismos, o bien fijar la separación entre estribos, con lo cual obtendremos el diámetro mínimo que deberán poseer éstos.

***Caso 1**: Fijamos el diámetro de los estribos:*

$$A_e = \frac{\pi \times \phi_e^2}{4} \times n$$ *(área efectiva de cada estribo a efectos de esfuerzo cortante)*

Siendo:

- ϕ_e *: diámetro de los estribos.*
- *n : número de caídas o ramas.*

Entonces obtenemos la separación entre estribos según la siguiente expresión:

$$S_t = \frac{A_e}{A_{90}}$$ *(separación máxima entre estribos)*

***Caso 2**: Fijamos la separación entre estribos:*

$$A_e = S_t \times A_{90}$$ *(área efectiva que deberá tener cada estribo)*

Obtendremos entonces el diámetro mínimo de estribos según la siguiente expresión:

$$\phi_e = \sqrt{\frac{A_e \times 4}{n \times \pi}}$$ *(diámetro mínimo de estribos)*

8.4. LIMITACIONES Y CUANTÍAS MÍNIMAS

8.4.1. Limitaciones a la separación entre estribos. *(EHE Art. 44.2.3.4.1.)*

La separación entre estribos debe cumplir:

- $S_t \le 0{,}8d \le 300mm$ si $V_{rd} \le \frac{1}{5} V_{u1}$

- $S_t \le 0{,}6d \le 300mm$ si $\frac{1}{5} V_{u1} \le V_{rd} \le \frac{2}{3} V_{u1}$

- $S_t \le 0{,}3d \le 200mm$ si $V_{rd} > \frac{2}{3} V_{u1}$

8.4.2. Cuantía mínima *(EHE, Artículo 44.2.3.4.1.)*

La cuantía mínima de la armadura transversal deberá ser tal que cumpla la relación:

- $$\sum \frac{A_{90} \times f_{y90,d}}{sen90} = \sum A_{90} \times f_{yd} = \frac{A_e}{S_t} \times f_{yd} \ge 0{,}02 \times f_{cd} \times b$$ *(para el caso de armaduras pasivas, piezas de sección constante y estribos a 90º)*

Siendo:

- $f_{y90,d} = \sigma_{sd} = f_{yd} \le 400 \frac{N}{mm^2}$ *(Limitación para evitar una fisuración excesiva)*

8.4.3. Limitaciones de la fisuración por esfuerzo cortante. *(EHE Art. 44.2.3.4.1. y 49.3.)*

Se considera que la fisuración en vigas debida al esfuerzo cortante se controla adecuadamente si se cumplen las limitaciones de la *tabla 8.1.*

Separación entre estribos de vigas para el control de la fisuración	
$[(V_{rd} - 3V_{cu})/A_\alpha d]$ sen α [N/mm^2] (*)	Separación entre estribos (mm)
<50	300
75	200
100	150
150	100
200	50

Tabla 8.1. Separación máxima entre estribos en vigas, para el control de la fisuración. EHE Art.49.3.

8.4.4. Limitaciones cuando existen barras en compresión. *(EHE Art. 44.2.3.4.1. y 42.3.1.)*

En el caso de existir armaduras pasivas en compresión, para poderlas tener en cuenta en los cálculos, evitando el pandeo de las mismas *(figura 8.8)* , éstas deberán ir sujetas por cercos o estribos. La EHE limita la separación entre estribos y el diámetro de los mismos según las siguientes expresiones:

- $S_t \leq 15\phi_{\min} \leq 30cm$

- $\phi_e \geq \dfrac{0{,}25 \times \phi_{\max} \times S_t}{15 \times \phi_{\min}}$

- $S_t \leq b \text{ ó } h$ *(La separación entre estribos no superará a la dimensión menor del elemento)*

Donde:

• $\phi_{\max}$; $\phi_{\min}$ *:diámetro de la armadura longitudinal comprimida más gruesa y más delgada respectivamente*

Es frecuente en el caso de pilares de naves agroindustriales, que la sección de hormigón armado resista por si sola los esfuerzos de cortante a que se encuentra sometida ($V_d < V_{cu}$), sin necesidad de la armadura transversal. Sin embargo, dado que la armadura longitudinal se encuentra comprimida, se hace necesario colocar dicha armadura para evitar el pandeo de las barras de la armadura longitudinal *(figura 8.8.).*

En el caso de que la armadura longitudinal se disponga a lo largo de las caras y no solamente en las esquinas, la disposición de los estribos debe asegurar la sujeción de las barras centrales, para ello se deberán adoptar disposiciones como las indicadas en *la figura 8.9.,* es decir, se deben de sujetar por lo menos una de cada dos barras consecutivas de la misma cara. Si la separación entre las barras es mayor de 15 cm, deberán ir todas sujetas.

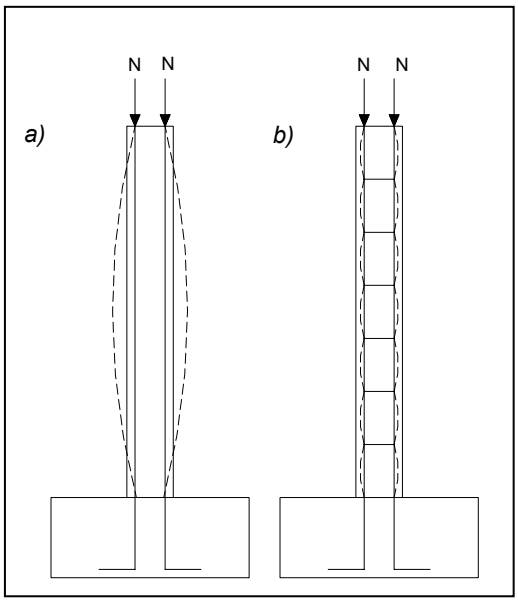


Figura 8.8. Riesgo de pandeo en barras comprimidas, a) sin armadura transversal; b) con armadura transversal.

En el caso de muros sometidos a compresión dominante, es conveniente sujetar con estribos una de cada dos barras, alternándolos tanto vertical como horizontalmente.

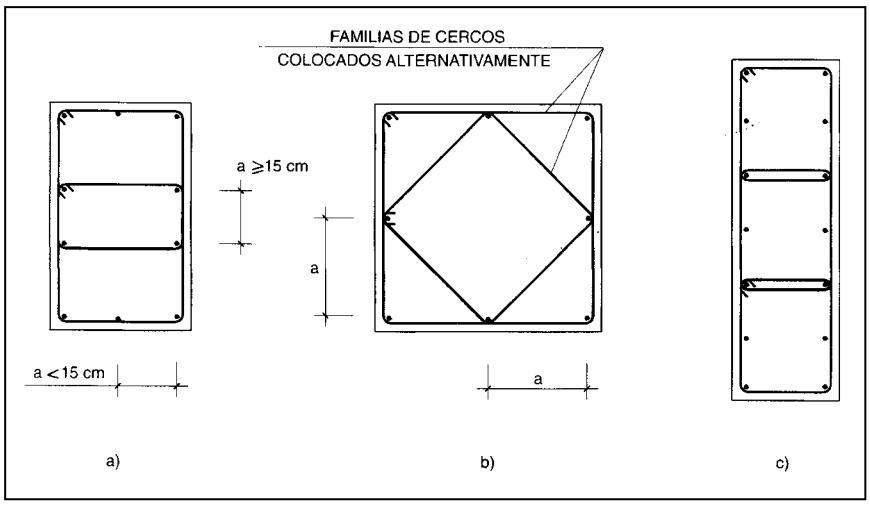


Figura 8.9. Disposición de la armadura transversal en piezas comprimidas. EHE Art. 42.3.1.

8.4.5. Otras limitaciones. *(EHE Art. 44.2.3.4.1.)*

Se prolongará la colocación de estribos en una longitud igual a medio canto de la pieza, más allá de la sección en la que teóricamente dejen de ser necesarios. (Es decir, a partir de la sección en que el cortante, V_d sea menor o igual que V_{cu}).

En el caso de apoyos, los estribos se dispondrán hasta el borde de los mismos.

En el caso de usar estribos inclinados o barras levantadas, éstas deberán formar un ángulo con el eje de la viga comprendido entre 90º y 45º, inclinados en el mismo sentido que la tensión principal de tracción producida por las cargas exteriores. En éste caso, al menos un tercio de la armadura necesaria por cortante se dispondrá en forma de estribos que formen 90º con el eje de viga.

CAPITULO IX. EL CONTROL DE CALIDAD EN LAS OBRAS DE HORMIGÓN

9.1. INTRODUCCIÓN

Teniendo en cuenta que, toda obra de hormigón difiere en mayor o menor medida de las características especificadas en el proyecto de la misma y que cuanto más se ajuste ésta al proyecto, mayor será su calidad, la finalidad del **control de calidad** en las obras de hormigón será comprobar que la obra terminada va a cumplir las características especificadas en el proyecto dentro de unas tolerancias admisibles, con el fin de que el comportamiento de la misma se acerque en la mayor medida de lo posible a los supuestos teóricos.

a) Atendiendo a la tarea controlada, en control de calidad puede clasificarse en:

- Control del proyecto (realizado por una entidad independiente).

- Control de los materiales.

- Control de la ejecución.

b) En función de las partes a que representa dicho control se clasifica en:

- Control interno.

- Control externo (realizado por una organización independiente).

La EHE en el *TITULO 6.º CONTROL* desarrolla el control de recepción, abarcando los *artículos 80 a 99* de la misma.

En éste capítulo se interpreta el contenido de éstos artículos, intentando adaptarlos a la realidad propia de las obras que se ejecutan en la construcción agroindustrial.

Según esta, el control de calidad de las obras de hormigón se podría dividir en dos apartados fundamentales, en primer lugar, el **Control de los Materiales** (hormigón y acero) y en segundo lugar el **Control de la Ejecución**.

Una clasificación más amplia del control de calidad lo podemos ver en el esquema de la *figura 9.1*.. En él se muestran los distintos tipos de control y sus distintas modalidades.

Debe tenerse en cuenta que **sólo tendrán influencia en los cálculos** el **Control de la Resistencia del hormigón y el Control del Acero**, penalizando o no la resistencia de los materiales a considerar en proyecto, y el **Control de Ejecución**, mayorando en más o menos medida los valores de cálculo de las acciones. El resto de controles, de ser necesarios, servirán para aceptar o rechazar las partidas dentro de unas tolerancias admisibles, para exigir nuevos ensayos complementarios, o para adoptar las medidas correctoras que se estimen oportunas.

9.2. CONTROL DE LOS COMPONENTES DEL HORMIGÓN

No será necesario el control de recepción en obra de los materiales componentes del hormigón si la central está en posesión de un sello o marca de calidad, o si posee el distintivo CC-EHE *(EHE Art. 1.)*, para los restantes casos se seguirá lo dictado en el *Artículo 81º* de la EHE, que consistirá en la realización, antes de comenzar la obra, de una serie de ensayos para garantizar la validez del suministro, y durante la obra para comprobar que se mantiene la calidad.

En dicho Artículo, se establecen las especificaciones, ensayos y criterios de aceptación o rechazo que deben seguirse en los controles de calidad del cemento, agua de amasado, áridos, y otros componentes del hormigón como los aditivos y adicciones.

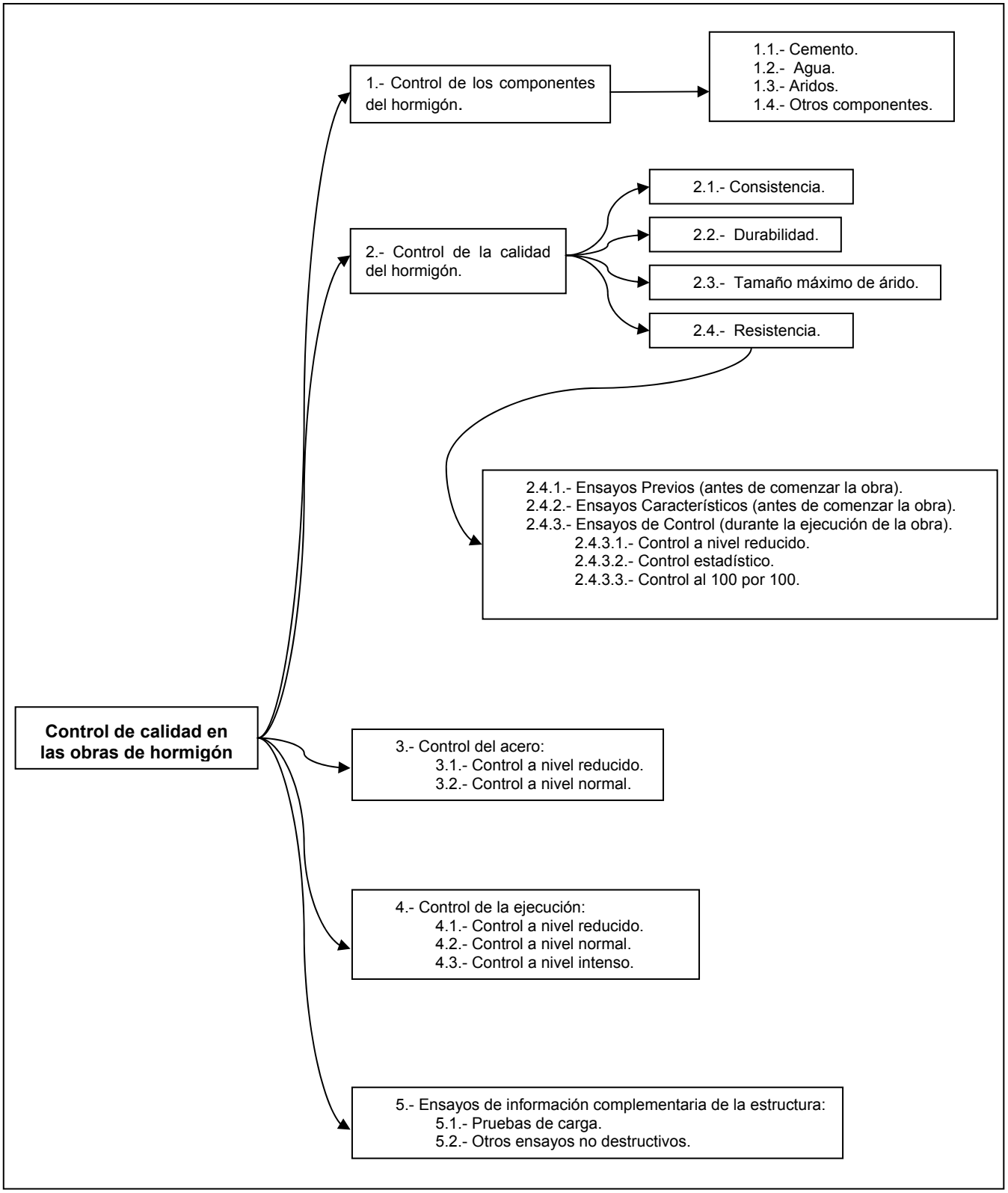


Figura 9.1. El Control de calidad en las obras de hormigón.

9.3. CONTROL DE CALIDAD DEL HORMIGÓN

Se establece en base a los ensayos de resistencia, consistencia y durabilidad, además de la composición del tamaño máximo de árido.

9.3.1. Consistencia

Se determinará mediante el cono de Abrams, ésta deberá venir especificada en el pliego de prescripciones técnicas particulares por su tipo (Seca, Plastica, Blanda, Fluida), o por su asiento en cm. Las tolerancias a la misma se definen en la *tabla 30.6 de la EHE*.

9.3.2. Durabilidad

Según el *Artículo 85º de la EHE*, se establecerán controles de la máxima relación A/C y del contenido de cemento para comprobar que se cumplen las especificaciones del Artículo 37.3.2, y se realizará además en Control de Profundidad de Penetración de Agua (impermeabilidad del hormigón).

9.3.3. Tamaño máximo de árido

Su control se efectúa por tamizado del hormigón fresco con ayuda de un chorro de agua, se admite una tolerancia de un 6% en peso.

9.3.4. Control de la resistencia del hormigón

Se refieren a la resistencia a compresión de probetas cilíndricas de 15x30 cm, a los 28 días de edad

.

9.3.4.1. Ensayos Previos

Se realizan cuando la dosificación se ha establecido para ese caso en concreto (poco frecuente en la ingeniería rural). Se realizan en laboratorio antes de comenzar el hormigonado.

9.3.4.2. Ensayos Característicos

Se realizan cuando se tiene experiencia previa en cuanto al uso de materiales y dosificación, pero los medios de producción son nuevos. Al igual que en el caso anterior, éstos son realizados por un laboratorio antes de comenzar el hormigonado.

9.3.4.3. Ensayos de Control del Hormigón

Su objeto es garantizar que, durante la ejecución de la obra, la resistencia característica del hormigón es igual o superior al valor característico indicado en el proyecto.

En caso de que exista experiencia previa suficiente (caso frecuente), tanto en materiales como en dosificación y medios (p.e. centrales de hormigón preparado), los Ensayos de Control serán los únicos que se realizarán en lo que se refiere al control de la resistencia del hormigón.

Las modalidades de control posibles previstas en la norma, y las cuales deberán figurar en el proyecto, son las siguientes:

- Control a nivel Reducido
- Control a nivel Normal
- Control a nivel Estadístico

9.3.4.3.1. Control a nivel Reducido

Se evaluará la calidad del hormigón tan sólo en base a la consistencia.

Se utilizará hormigón con una resistencia característica $f_{ck} \geq 25 N/mm^2$, sin embargo, la resistencia de cálculo a considerar en el proyecto no podrá ser superior a 10 N/mm^2. ($f_{cd} \leq 10 N/mm^2$).

Sólo podrá utilizarse en obras de ingeniería

de pequeña importancia y no está permitida su aplicación en ambientes agresivos (tipos III y IV).

9.3.4.3.2. Control al 100 por 100

En se ensayarán todas las amasadas que forman parte de la obra sometida al control y se determinará además la resistencia característica real, la cual ha de ser superior a la de proyecto. Obviamente es de aplicación a todo tipo de obras aunque no suele utilizarse por su costo, salvo en elementos de muy alta responsabilidad y en los que interviene un número pequeño de amasadas.

Esta modalidad de control, como es lógico, está permitida en cualquier tipo de obra.

9.3.4.3.3. Control estadístico del Hormigón

Esta modalidad es aplicable a todo tipo de obras.

A efectos de control, la obra se divide en lotes (Lote = cantidad de hormigón que se somete a control de una sola vez), estableciéndose en la *tabla 9.1*.el tamaño máximo de los mismos. Se tendrá en cuenta además, que no deben mezclarse en un mismo lote elementos de tipología estructural distinta (es decir no deben de pertenecer un mismo lote a dos columnas distintas de la tabla)

Límite superior	**TIPO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES**		
	Estructuras que tienen elementos comprimidos (pilares, pilas, muros portantes, pilotes, etc.)	**Estructuras que tienen únicamente elementos sometidos a flexión (forjados de hormigón con pilares metálicos, tableros, muros de contención, etc.)**	**Macizos (zapatas, estribos de puente, bloques, etc.)**
Volumen de hormigón	100 m^3	100 m^3	100 m^3
Número de amasadas (1)	50	50	100
Tiempo de hormigonado	2 semanas	2 semanas	1 semana
Superficie construida	500 m^2	1.000 m^2	---
Número de plantas	2	2	---
(1) Este límite no es obligatorio en obras de edificación			

Tabla 9.1. Limites máximos para el establecimiento de los lotes de control. EHE, Art. 88.4

Al menos se ensayarán tres lotes en cada obra correspondiendo, si es posible, a tres tipos estructurales distintos. Para cada lote se ensayan N amasadas con N=2 para f_{ck}=25 N/mm^2 N=4 para 25<f_{ck}=35 N/mm^2 y N=6 para f_{ck} =35 N/mm^2. La resistencia estimada f_{est}, se obtendrá de la siguiente forma:

Se ordenarán los resultados de las resistencias de las N amasadas de menor a mayor:

$$x_1 \le x_2 \le x_3 \le .....x_m .... \le x_N$$

Se define como resistencia característica estimada en éste nivel, la que cumple las siguientes expresiones:

- Si N< 6

$$f_{est} = K_N \times x_1$$

- Si N ≥ 6

$$f_{est} = 2 \times \frac{x_1 + x_2 + ... + x_{m-1}}{m-1} - x_m > K_N \times x_1$$

- Siendo:

• K_N *: Coeficiente definido en la tabla 88.4.b, en función de N y del tipo de instalación en que se fabrique el hormigón.*
• x_1 *: Resistencia de la amasada de menor resistencia.*
• *m: valor que depende de si N es par o no:*

- *Si N es par:* $m = \frac{N}{2}$
- *Si N es impar:* $m = \frac{(N-1)}{2}$

N	HORMIGONES FABRICADOS EN CENTRAL							OTROS CASOS
	CLASE A			CLASE B		CLASE C		
	Recorrido relativo máximo, r	K_N		Recorrido relativo máximo, r	K_N	Recorrido relativo máximo, r	K_N	
		Con Sello o Marca de Calidad	Sin Sello o Marca de Calidad					
2	0,29	0,93	0,90	0,40	0,85	0,50	0,81	0,75
3	0,31	0,95	0,92	0,46	0,88	0,57	0,85	0,80
4	0,34	0,97	0,94	0,49	0,90	0,61	0,88	0,84
5	0,36	0,98	0,95	0,53	0,92	0,66	0,90	0,87
6	0,38	0,99	0,96	0,55	0,94	0,68	0,92	0,89
7	0,39	1,00	0,97	0,57	0,95	0,71	0,93	0,91
8	0,40	1,00	0,97	0,59	0,96	0,73	0,95	0,93

Tabla 9.2. Clasificación de las instalaciones de fabricación del hormigón en función del coeficiente de variación de la produción. EHE Art. 88.4

Nos podemos encontrar con los siguientes casos en función del valor que adopte f_{est} en relación a f_{ck} :

Si $f_{est} \geq f_{ck}$ se acepta el lote.

Si $f_{est} \geq 0{,}9 f_{ck}$ se aceptará el lote

Si $f_{est} < 0{,}9 f_{ck}$ se establecerán las disposiciones del Pliego (más ensayos o rechazo e incluso demolición del lote en su caso o bien prescripción de una prueba de carga).

9.4. CONTROL DE CALIDAD DEL ACERO

Aunque sea un producto procedente de fábrica y en numerosas ocasiones certificado, es preciso su control en obra, puesto que la certificación no garantiza las partidas individuales. La EHE, en su *Artículo 90º* , establece dos posibles modalidades de control:

- Control a nivel reducido
- Control a nivel normal

9.4.1. Control a nivel reducido

Esta modalidad de control sólo es aplicable a armaduras pasivas, debiéndose utilizar únicamente cuando no se puedan realizar ensayos completos con facilidad o el consumo de acero sea muy reducido.

En este caso se utilizará obligatoriamente acero certificado y además se penaliza la resistencia de cálculo, adoptando el valor de:

$$f_{cd} = 0{,}75 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_s}$$

El control consiste básicamente, en comprobar los diámetros de las barras y la ausencia de grietas y fisuras en las zonas de doblado y ganchos de anclaje mediante inspección.

9.4.2. Control a nivel normal

El control a nivel normal es aplicable a armaduras pasivas y activas de cualquier obra.

Para productos certificados tan solo es necesario comprobar, con dos probetas por lote, que se cumplen las especificaciones de diámetro, de geometría de resaltes especificadas en el certificado de adherencia y la ausencia de fisuras en los ensayos de doblado-desdoblado. También a lo largo de la obra se realizarán un par de controles de carga de rotura y alargamiento a rotura por lote, así como las condiciones de soldabilidad caso de ser necesarios empalmes. Los lotes serán de

40 T o fracción para armaduras pasivas y de 20 T o fracción para las activas.

Para productos no certificados el proceso es idéntico pero los lotes serán de 20 T o fracción para armaduras pasivas y de 10 T o fracción para las activas.

Caso de ser necesario se realizarán ensayos de soldadura según se vayan a realizar los empalmes (a tope, por solapo o en cruz) ensayándose las probetas que se indican en la norma *(Art. 90.4)* Caso de incumplirse en los ensayos los valores certificados o de proyecto se rechazará el lote o bien se realizarán ensayos adicionales de comprobación hasta asegurar la idoneidad del lote o ausencias de la misma.

9.5. CONTROL DE LA EJECUCIÓN

Se trata de un control externo, consistente en cerciorarse de que en la obra se ejecutan correctamente las distintas operaciones propias de la misma (colocación correcta de las armaduras, recubrimientos, separación entre barras, plazos de curado, ...)

Dicho control tendrá influencia en los coeficientes de mayoración de las acciones que se adoptan en el proyecto.

La EHE, en su Artículo 95º, considera 3 modalidades de Control de la Ejecución:

- Control de ejecución a nivel reducido

- Control de ejecución a nivel normal

- Control de ejecución a nivel intenso

Para realizar dicho control se divide la obra en lotes según la *tabla 9.3*, y en cada lote se evaluarán una serie de aspectos que a modo orientativo se indican el la *tabla 9.4*.

TIPO DE OBRA	*TAMAÑO DEL LOTE*
Edificios	*500 m^2, sin rebasar las dos plantas*
Puentes, Acueductos, Túneles, etc.	*500 m^2 de planta, sin rebasar los 50 m*
Obras de Grandes Macizos	*250 m^3*
Chimeneas, Torres, Pilas, etc.	*250 m^3, sin rebasar los 50 m*
Piezas prefabricadas:	
- De tipo lineal	*500 m de bancada*
- De tipo superficial	*250 m*

Tabla 9.3. Lotes en que se divide la obra para llevar a cabo el control de ejecución. EHE Art. 95.1

Los resultados de todas las inspecciones, así como las medidas correctoras adoptadas, se recogerán en los correspondientes partes o informes. Estos documentos quedarán recogidos en la Documentación Final de la Obra, que deberá entregar la Dirección de Obra a la Propiedad, tal y como se especifica en el Artículo 4.9. de la EHE

9.5.1. Control a nivel reducido

Exige la realización de al menos una inspección por cada lote en los que se ha dividido la obra, no exigiéndose un seguimiento continuo de la obra.

9.5.2. Control a nivel normal

Exige la realización de al menos dos inspecciones por cada lote en los que se ha dividido la obra. En éste caso se realizarán inspecciones continuas y sistemáticas sobre los aspectos reseñados en *la tabla 9.4.*

9.5.3. Control a nivel intenso

En este nivel se exigen dos controles, uno externo y otro interno. Además el constructor deberá tener un Sistema de Calidad Propio, auditado de forma externa.

Por otra parte, la ferralla y los prefabricados deberán estar certificados.

En éste nivel de control se exigen además la realización de tres inspecciones por cada lote en los que se ha dividido la obra.

Comprobaciones que deben efectuarse durante la ejecución	
1.- GENERALES PARA TODO TIPO DE OBRAS	
a) COMPROBACIONES PREVIAS AL COMIENZO DE LA EJECUCIÓN	**b) COMPROBACIONES DE REPLANTEO Y GEOMÉTRICAS**
- Directorio de agentes involucrados. - Existencia de libros de registro y órdenes reglamentarios. - Existencia de archivo de certificados de materiales, hojas de suministro, resultados de control, documentos de proyecto y sistema de clasificación de cambios de proyecto o información complementaria. - Revisión de planos y documentos contractuales. - Existencia de control de calidad de materiales de acuerdo con los niveles especificados. - Comprobación general de equipos: certificados de tarado, en su caso. - Suministro y certificados de aptitud de materiales.	- Comprobación de cotas, niveles y geometría. - Comprobación de tolerancias admisibles.
c) CIMBRAS Y ANDAMIAJES	**d) ARMADURAS**
- Existencia de cálculo, en los casos necesarios. - Comprobación de planos. - Comprobación de cotas y tolerancias. - Revisión del montaje.	- Tipo, diámetro y posición. - Corte y doblado. - Almacenamiento. - Tolerancias de colocación. - Recubrimientos y separación entre armaduras. Utilización de separadores y distanciadores. - Estado de vainas, anclajes y empalmes y accesorios.
e) ENCOFRADOS	**f) TRANSPORTE, VERTIDO Y COMPACTACIÓN**
- Estanquidad, rigidez y textura. - Tolerancias. - Posibilidad de limpieza, incluidos fondos. - Geometría y contraflechas.	- Tiempos de transporte. - Condiciones de vertido: método, secuencia, altura máxima, etc. - Hormigonado con viento, tiempo frío, tiempo caluroso o lluvia. - Compactación del hormigón. - Acabado de superficies.

(Continua en la página siguiente)

g) JUNTAS DE TRABAJO, CONTRACCIÓN O DILATACIÓN	**h) CURADO**
- Disposición y tratamiento de juntas de trabajo y contracción. - Limpieza de las superficies de contacto. - Tiempo de espera. - Armaduras de conexión. - Posición, inclinación y distancia. - Dimensiones y sellado, en los casos que proceda.	- Método aplicado. - Plazos de curado. - Protección de superficies.
i) DESMOLDEADO Y DESCIMBRADO	**j) TESADO DE ARMADURAS ACTIVAS**
- Control de la resistencia del hormigón antes del tesado. - Control de sobrecargas de construcción. - Comprobación de plazos de descimbrado. - Reparación de defectos.	- Programa de tesado y alargamiento de armaduras activas. - Comprobación de deslizamientos y anclajes. - Inyección de vainas y protección de anclajes.
k) TOLERANCIAS Y DIMENSIONES FINALES.	**l) REPARACIÓN DE DEFECTOS Y LIMPIEZA DE SUPERFICIES**
- Comprobación dimensional.	
2.- ESPECÍFICAS PARA FORJADOS DE EDIFICACIÓN	
- Comprobación de la Autorización de Uso vigente. - Dimensiones de macizados, ábacos y capiteles.- - Condiciones de enlace de los nervios. - Comprobación geométrica del perímetro crítico de rasante. - Espesor de la losa superior. - Canto total. - Huecos: posición, dimensiones y solución estructural. - Armaduras de reparto. - Separadores.	

Tabla 9.4. Comprobaciones que deben realizarse durante la ejecución. EHE Art. 95.1

9.5.4. Aplicación de los niveles de control

Cuando se trate de una situación persistente o transitoria, con efecto desfavorable, los valores que deben adoptar los coeficientes parciales de seguridad para acciones deberán ser los que se muestran en la *tabla 9.5.*

TIPO DE ACCIÓN	NIVEL DE CONTROL DE EJECUCIÓN		
	INTENSO	NORMAL	REDUCIDO
PERMANENTE	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,50$	$\gamma_G = 1,60$
PRETENSADO	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$
PERMANENTE DE VALOR NO CONSTANTE	$\gamma_{G^*} = 1,50$	$\gamma_{G^*} = 1,60$	$\gamma_{G^*} = 1,80$
VARIABLE	$\gamma_Q = 1,50$	$\gamma_Q = 1,60$	$\gamma_Q = 1,80$

Tabla 9.5. Valores de los coeficientes de mayoración de las acciones γ_f en función del nivel de control de ejecución. EHE, Art. 95.5.

9.6. ENSAYOS DE INFORMACIÓN COMPLEMENTARIA DE LA ESTRUCTURA

Se llevan a cabo en determinados casos específicos (dispuesto en los Reglamentos específicos de un tipo de estructura, cuando aparezca en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, etc...) o bien cuando existan dudas razonables, por parte de la Dirección de obra a cerca de la calidad de la misma (p.e. cuando aparecen grietas excesivas).

En estos casos pueden utilizarse ensayos no destructivos (esclerométricos o ultrasonidos) o bien destructivos de probetas con tomas de muestras muy controladas (por supuesto tan sólo cuando la extracción de probetas no afecte de forma sensible a la durabilidad o resistencia de a obra en cuestión), pruebas de carga, etc...

9.7. TOLERANCIAS DE LA EJECUCIÓN

En el pliego de prescripciones técnicas particulares del proyecto se deben de definir un sistema de tolerancias, en el mismo se deben definir las condiciones a adoptar en caso de que no la obra no cumpla las exigencias de los distintos controles. En el Anejo 10º de la EHE se muestra un Sistema de Tolerancias para obras de hormigón, el cual puede servir de referencia o para adoptarse por parte del proyectista.

9.8. COMENTARIOS A LOS CONTROLES DE CALIDAD

Cuando se proyecte una obra de moderada o pequeña importancia, debe evaluarse con realismo la posibilidad de convencer al promotor para realizar ensayos de laboratorio (probetas de hormigón y acero).

Si esta posibilidad se presenta difícil, **no debe dudarse sobre la conveniencia** de prescribir en el proyecto niveles de control REDUCIDO para el HORMIGON y el ACERO.

En éste caso el hormigón será HA-25, y el acero certificado. El nivel de control de la ejecución razonable es el NORMAL, ya que la dirección de obra deberá realizar aún más verificaciones que en los otros casos.

En la *tabla 9.6* se muestra un ejemplo de cuadro de características según la EHE, el cual deberá figurar en los planos donde se definan los elementos estructurales del Proyecto.

<table>
<tr><th colspan="8">ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN EN MASA, ARMADO O PRETENSADO.
CUADRO DE CARACTERÍSTICAS ADECUADO A LA INSTRUCCIÓN “EHE”</th></tr>
<tr><td colspan="8">HORMIGÓN</td></tr>
<tr><td rowspan="2">ELEMENTOS ESTRUCTURALES</td><td rowspan="2">Tipo de Hormigón</td><td rowspan="2">Nivel de control</td><td colspan="3">Recubrimiento nominal (mm)</td><td rowspan="2">Coeficientes parciales de seguridad (Yc)</td></tr>
<tr><td>Lateral</td><td>Superior</td><td>Inferior</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Toda la Obra</td><td rowspan="2">HA-25/B/20/IIa</td><td rowspan="2">REDUCIDO</td><td rowspan="2">35</td><td rowspan="2">35</td><td rowspan="2">35</td><td>Situación persistente:1,50</td></tr>
<tr><td>Situación accidental: 1,30</td></tr>
<tr><td colspan="8">ACERO</td></tr>
<tr><td>ELEMENTOS ESTRUCTURALES</td><td>Tipo de acero</td><td>Nivel de control</td><td colspan="3" rowspan="2">El acero a emplear en las Armaduras deberá estar Certificado</td><td>Coeficientes parciales De seguridad (Ys)</td></tr>
<tr><td>Toda la obra</td><td>B 400 S</td><td>REDUCIDO</td><td>Situación persistente:1,15</td></tr>
<tr><td colspan="3"></td><td colspan="3"></td><td>Situación accidental: 1,00</td></tr>
<tr><td colspan="8">EJECUCIÓN</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Nivel de control de la ejecución</td><td colspan="7">Coeficientes parciales de seguridad para la comprobación de Estados Límite Últimos</td></tr>
<tr><td rowspan="2">TIPO DE ACCIÓN</td><td colspan="2">Situación permanente o transitoria</td><td colspan="2">Situación accidental</td></tr>
<tr><td rowspan="3">NORMAL</td><td>Efecto favorable</td><td>Efecto desfavorable</td><td>Efecto favorable</td><td>Efecto desfavorable</td></tr>
<tr><td>Variable</td><td>YQ= 0,00</td><td>YQ=1,60</td><td>YQ= 0,00</td><td>YQ=1,00</td></tr>
<tr><td>Permanente</td><td colspan="2">YG= 1,50</td><td colspan="2">YG= 1,00</td></tr>
</table>

Tabla 9.6. Ejemplo de cuadro de características según la EHE.

EJEMPLOS RESUELTOS CONFORME A LA EHE

EJEMPLO 1. Combinación de acciones y armado de viga **137**

EJEMPLO 2. Combinación de acciones en pilar **141**

EJEMPLO 3. Cálculo de correas en nave agroindustrial **143**

EJEMPLO 4. Calculo de carga en viga peraltada **147**

EJEMPLO 5. Solicitaciones de cálculo en soportes de pórticos centrales **151**

EJEMPLO 6. Solicitaciones de cálculo en pilares de pórticos hastiales **157**

EJEMPLO 7. E.L.U. de inestabilidad en soportes de nave agroindustrial. Método simplificado **161**

EJEMPLO 8. Calculo del parámetro auxiliar para tener en cuenta los efectos de fluencia en el E.L.U. de inestabilidad **165**

EJEMPLO 9. E.L.U. de Inestabilidad en pórtico rígido traslacional **167**

EJEMPLO 10. E.L.U. de Inestabilidad en pórtico rígido intraslacional **171**

EJEMPLO 11. E.L.U. de Inestabilidad. Método General…… **175**

EJEMPLO 12. Armado de pilares en nave agroindustrial **177**

EJEMPLO 13. Cálculo de armadura transversal en viga **185**

EJEMPLO 14. Armado de pórtico rígido **191**

EJEMPLO 15. Combinación de hipótesis en pórtico triarticulado **215**

EJEMPLO 1. Combinación de acciones y armado de viga

- Determinar el momento de cálculo, para los estados límite **últimos** y situación de proyecto persistente, en la sección más desfavorable de la viga biapoyada de la *figura 1.1.*, sabiendo que se ha definido un nivel de **control de ejecución normal** y dado el **valor característico** de las acciones.

- Calcular la armadura longitudinal necesaria en la sección más desfavorable y dibujar un esquema de armado de la misma (control acero reducido y control del hormigón estadístico).

Acciones permanentes	Acciones variables
$G_{k,1} = 3{,}06 kN/ml$ *(peso propio)*	$Q_{k,1} = 3 kN/ml$
$G_{k,2} = 10 kN/ml$	$Q_{k,2} = 2{,}5 kN/ml$
	$Q_{k,3} = 7 kN$

Se supone que las tres acciones variables podrían actuar simultáneamente.

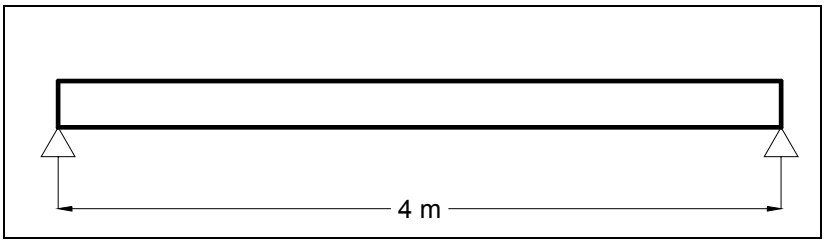


Figura 1.1. Viga biapoyada.

Datos:

- *h = 0,35*
- *d = 0,3 m*
- *b = 0,35 m*
- *HA-30/B/20/I*
- *Acero B 400 S*
- *Control hormigón: estadístico.*
- *Control acero: normal*
- ϕ *= 12 mm (armadura longitudinal)*
- ϕ_t *= 6 mm (armadura transversal)*
- *D = 20 mm (Tamaño máx de árido)*

SOLUCIÓN

1.1. Obtención del momento de cálculo en la sección más desfavorable

a) Momento característico que provoca cada acción

- $M_{GK,1} = \dfrac{G_{k,1} \times l^2}{8} = \dfrac{3{,}06 \times 4^2}{8} = 6{,}12 mkN$ *(Carga uniforme, viga biapoyada)*

- $M_{GK,2} = \dfrac{G_{k,1} \times l^2}{8} = \dfrac{10 \times 4^2}{8} = 20 mkN$ *(Carga uniforme, viga biapoyada)*

- $M_{QK,1} = \dfrac{Q_{k,1} \times l^2}{8} = \dfrac{3 \times 4^2}{8} = 6 mkN$ *(Carga uniforme, viga biapoyada)*

- $M_{QK,2} = \frac{Q_{k,2} \times l^2}{8} = \frac{2{,}5 \times 4^2}{8} = 5mkN$ *(Carga uniforme, viga biapoyada)*

- $M_{QK,3} = \frac{Q_{k,3} \times l}{4} = \frac{7 \times 4}{4} = 7mkN$ *(Carga puntual, viga biapoyada)*

b) Valor de cálculo de las acciones

- $\gamma_{G1} = 1{,}5$ *(desfavorable y control normal)*, $M_{Gd,1} = \gamma_{G1} \times M_{Gk,1} = 1{,}5 \times 6{,}12 = 9{,}18mkN$

- $\gamma_{G2} = 1{,}5$ *(desfavorable y control normal)*, $M_{Gd,2} = \gamma_{G2} \times M_{Gk,2} = 1{,}5 \times 20 = 30mkN$

- $\gamma_{Q1} = 1{,}6$ *(desfavorable y control normal)*, $M_{Qd,1} = \gamma_{Q1} \times M_{Qk,1} = 1{,}6 \times 6 = 9{,}6mkN$

- $\gamma_{Q2} = 1{,}6$ *(desfavorable y control normal)*, $M_{Qd,2} = \gamma_{Q2} \times M_{Qk,2} = 1{,}6 \times 5 = 8mkN$

- $\gamma_{Q3} = 1{,}6$ *(desfavorable y control normal)*, $M_{Qd,3} = \gamma_{Q1} \times M_{Qk,1} = 1{,}6 \times 7 = 11{,}2mkN$

c) Combinación de hipótesis

- **Situaciones con una acción variable:**

La combinación más desfavorable será las permanentes mas la carga variable 3 (Q_3), ya que es la que provoca el mayor momento

• **Permanentes+Variable 3 :** Md= (9,18+30)+11,2 = 50,38 mkN

- **Situaciones con dos o más acciones variables:**

Como las tres acciones variables pueden actuar simultáneamente, la combinación más desfavorable resulta de la acción de las permanentes mas las tres variables.

• **Permanentes+0,9(var.1+var.2+Var.3):** Md= (9,18+30)+0,9·(9,6+8+11,2) = 65,1 mkN

Luego el momento de cálculo en la sección más desfavorable valdrá:

$$M_d = 65{,}1mkN$$

1.2. Cálculo de la armadura longitudinal

a) Resistencia de cálculo de los materiales:

- **Acero**:*(Control Normal y E.L.U.)*

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{400N/mm^2}{1{,}15} = 347{,}83\,N/mm^2$$

- **Hormigón:** *(Control Estadístico y E.L.U.)*

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30N/mm^2}{1{,}5} = 20\ \ N/mm^2$$

b) Hipótesis básicas y limitaciones. EHE, Anejo nº 8.2:

$$U_0 = 0{,}85 \times fcd \times b \times d$$

$$\mathbf{U_0} = 0{,}85 \times 20 \times 10^3\ (kN/m^2) \times 0{,}35\ (m) \times 0{,}3\ (m) = \mathbf{1785\ (kN)}$$

$d' \leq \frac{h}{7} \Rightarrow 50mm \leq \frac{350}{7} = 50mm \Rightarrow Cumple$, entonces podemos usar los métodos de cálculo simplificados que se proponen en el Anejo 8.

c) Flexión simple en sección rectangular. EHE, Anejo 8.3.

- $M_d = 65{,}1mkN$
- $0{,}375U_0 d = 0{,}375 \times 1785 \times 0{,}3 = 200{,}81mkN$

$$M_d \leq 0{,}375U_0 d \Rightarrow Caso\ 1$$

$$U_{s1} = U_0\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_d}{U_0 d}}\right) \Rightarrow U_{s1} = 1785\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 65{,}1}{1785 \times 0{,}3}}\right) = 232{,}09kN$$

d) Comprobaciones

- **Cuantía mecánica mínima (EHE, Art.42.3.2.).**

$$U_{s1} = A_{S1} \times f_{yd} \geq 0{,}25 \times \frac{W_1}{h} \times f_{cd} = 0{,}25 \times \frac{b \times h}{6} \times f_{cd}$$

$$0{,}25 \times \frac{b \times h}{6} \times f_{cd} = 0{,}25 \times \frac{0{,}35m \times 0{,}35m}{6} \times 20000\frac{kN}{m^2} = 102{,}08kN$$

$232{,}09 \geq 102{,}085 \Rightarrow$ ***Cumple la cuantía mecánica mínima.***

$A_{S1} = \frac{U_{S1}}{f_{yd}} = \frac{232{,}09kN}{347830\ \ kN/m^2} = 0{,}667 \times 10^{-3} m^2 = 6{,}67cm^2$ *(Area de la armadura longitudinal traccionada)*

- **Cuantía geométrica mínima (EHE,Art.42.3.5.)**

  - **A tracción:**

Según la EHE, tabla 42.3.5. debe de cumplir:

$$A_{S1} \geq \frac{3{,}3}{1000} \times b \times h = \frac{3{,}3}{1000} \times 35cm \times 35cm = 4{,}04cm^2$$

6,67 cm^2 $\geq$ 4,04 cm^2 $\Rightarrow$ ***Cumple cuantía geométrica mínima*** *(en la cara de tracción)*

En la cara de tracción situaremos por tanto 6 barras de diámetro 12 mm

6 ∅ 12 mm = 6,78 cm²

• **A compresión:**

$$A_{s2} = \frac{30}{100} \times 4{,}04 \ = 1{,}01 cm^2 \ \textit{(30\% de la armadura de tracción)}$$

En la cara de compresión situaremos por tanto dos barras de diámetro 12 mm

2 ∅ 12 mm = 2,26 cm²

- **Separación entre barras:**

Se comprobará si caben los redondos en la sección de hormigón (EHE, Art.66.4.1. y Art.42.3.1.).

Colocando igual recubrimiento lateral, superior e inferior tenemos:

$$r_{ap} = d' - \tfrac{1}{2}\phi = 50 - 6 = 44 mm$$

$$S_h = \frac{b - (2 \times r_{ap}) - n \times \varnothing_{barra}}{n-1}$$

$$S_h = \frac{35cm - (2 \times 4{,}4cm) - 6 \times 1{,}2cm}{6-1} = 3{,}8cm$$

La separación entre barras (S_h) debe cumplir una serie de limitaciones contempladas en la EHE, Art.66., son las siguientes:

S_h= 3,8 cm:
- ≥ 2 cm
- > ∅ =1,2 cm
- > 0,8 × D = 0,8 × 20 mm = 1,6 cm
- < 30 cm

S_h = 3,8 cm → ***Cumple todas las limitaciones.***

e) Esquema de armado en la sección:

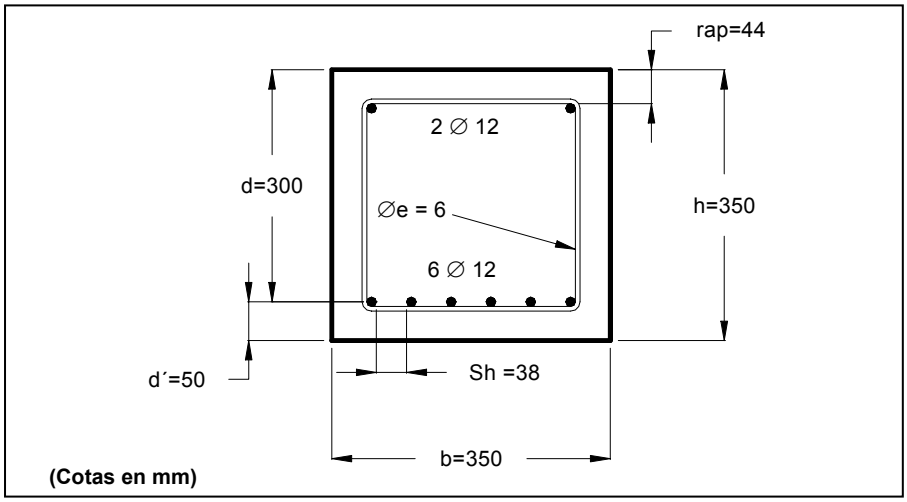
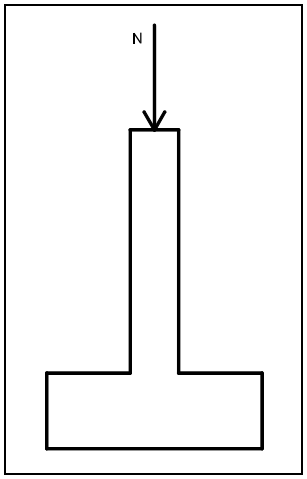


Figura 1.2. Esquema de armado de la sección.

EJEMPLO 2. Combinación de acciones en pilar

Determinar el axil de cálculo, para los Estados Límite Últimos y situación de proyecto Persistente, en la sección más desfavorable del pilar de la *figura 2.1*., sabiendo que se ha definido un nivel de control de ejecución reducido y que se encuentra sometido a los siguientes axiles característicos:



Acciones permanentes	***Acciones variables***
• $N_{Gk,1} = 5kN$ *(peso de la cubierta)*	• $N_{Qk,1} = 23kN$ *(nieve)*
• $N_{Gk,2} = 7{,}5kN$ *(peso correas).*	• $N_{Qk,2} = 12kN$ *(viento, hipótesis A).*
• $N_{Gk,3} = 22kN$ *(peso viga peraltada).*	• $N_{Qk,3} = -23kN$ *(viento, hipótesis B).*
• $N_{Gk,4} = 9{,}2kN$ *(peso propio pilar).*	

Figura 2.1.

SOLUCIÓN

2.1. Axil de Compresión

a) Axil de cálculo de las acciones

- $\gamma_{G1} = 1{,}6$ *(desfavorable y control reducido)* - $N_{Gd,1} = \gamma_{G1} \times N_{Gk,1} = 1{,}6 \times 5 = 8kN$
- $\gamma_{G2} = 1{,}6$ *(desfavorable y control reducido)* - $N_{Gd,2} = \gamma_{G2} \times N_{Gk,2} = 1{,}6 \times 7{,}5 = 12kN$
- $\gamma_{G3} = 1{,}6$ *(desfavorable y control reducido)* - $N_{Gd,3} = \gamma_{G3} \times N_{Gk,3} = 1{,}6 \times 22 = 35{,}2kN$
- $\gamma_{G4} = 1{,}6$ *(desfavorable y control reducido)* - $N_{Gd,4} = \gamma_{G4} \times N_{Gk,4} = 1{,}6 \times 9{,}2 = 14{,}72kN$
- $\gamma_{Q1} = 1{,}8$ *(desfavorable y control reducido)* - $N_{Qd,1} = \gamma_{Q1} \times N_{Qk,1} = 1{,}8 \times 23 = 41{,}4kN$
- $\gamma_{Q2} = 1{,}8$ *(desfavorable y control reducido)* - $N_{Qd,2} = \gamma_{Q2} \times N_{Qk,2} = 1{,}8 \times 12 = 21{,}6kN$
- $\gamma_{Q3} = 0$ *(carga variable con efecto favorable ya que provoca un axil de tracción)* - $N_{Qd,3} = 0$

b) Combinación de hipótesis

- **Situaciones con una acción variable:**
  - Hipótesis I: Permanentes+Nieve: Nd= (8+12+35,2+14,72)+41,4=111,32 kN
  - Hipótesis II: Permanentes+Viento$_{(A)}$: Nd= (8+12+35,2+14,72)+21,6=91,52 kN

- **Situaciones con dos o más acciones variables:**

  • Hipótesis III: Permanentes+0,9·(Nieve+viento$_{(A)}$):

N_d= (8+12+35,2+14,72)+0,9x(41,4+21,6)=126,62 kN

c) Axil de cálculo:

El axil de compresión más desfavorable proviene de la hipótesis III.

$$N_d = 126{,}62kN$$

2.1.1. AXIL DE TRACCIÓN

a) Axil de cálculo de las acciones:

- $\gamma_{G1} = 1$ *(carga permanente con efecto favorable, ya que provoca un axil de compresión)* - $N_{Gd,1} = \gamma_{G1} \times N_{Gk,1} = 1 \times 5 = 5kN$
- $\gamma_{G2} = 1$ *(carga permanente con efecto favorable)* - $N_{Gd,2} = \gamma_{G2} \times N_{Gk,2} = 1 \times 7{,}5 = 7{,}5kN$
- $\gamma_{G3} = 1$ *(carga permanente con efecto favorable)* - $N_{Gd,3} = \gamma_{G3} \times N_{Gk,3} = 1 \times 22 = 22kN$
- $\gamma_{G4} = 1$ *(carga permanente con efecto favorable)* - $N_{Gd,4} = \gamma_{G4} \times N_{Gk,4} = 1 \times 9{,}2 = 9{,}2kN$
- $\gamma_{Q1} = 0$ *(carga variable con efecto favorable)* - $N_{Qd,1} = 0$
- $\gamma_{Q2} = 0$ *(carga variable con efecto favorable)* - $N_{Qd,2} = 0$
- $\gamma_{Q3} = 1{,}8$ *(carga variable con efecto desfavorable)* - $N_{Qd,3} = \gamma_{Q3} \times N_{Qk,3} = 1{,}8 \times (-23) = -41{,}4kN$

b) Combinación de hipótesis

- **Situaciones con una acción variable:**

  • Hipótesis I: Permanentes+viento$_{(B)}$: N_d= (5+7,2+22+9,2)+(- 41,4)=2,3 KN

- **Situaciones con dos o más acciones variables:**

No tenemos ninguna combinación en este caso, ya que sólo tenemos una carga variable distinta de cero.

d) Axil de cálculo:

A la vista de los resultados, no se dará el caso de que la sección se encuentre sometida a esfuerzos de tracción.

EJEMPLO 3. Cálculo de correas en nave agroindustrial

Calcular las solicitaciones que deben ser capaces de resistir las correas de la nave de la *figura 3.1,* sabiendo que son de hormigón prefabricado. Dado que se trata de un elemento prefabricado, se supone un nivel de control en la ejecución intenso.

Figura 3.1. Tipología de nave similar a la propuesta en el ejercicio.

Datos:

- *Luz = 17 m*
- *Pte = 10%*
- *α = 5,71º*
- *Nºc = 8 (número de correas/faldón)*
- *Sc = 1,15 m (separación entre correas en el plano del faldón)*
- *Sp = 7m (separación entre pórticos)*
- *H = 5,85m (altura de coronación)*
- *0,14 kN/m^2 (peso material cubierta)*
- *0,35 kN/ml (peso correas)*
- *1,5 kN (sobrecarga de uso)*
- *0,24 kN/m^2 (sobrecarga de Nieve)*
- *0 kN/m^2 (viento +; presión sobre el faldón)*
- *-0,63 kN/m^2 (viento -; succión sobre el faldón)*
- *Situación topográfica Normal*
- *Menos del 33% de huecos, una vez finalizada la obra.*
- *Zona eólica Y*

SOLUCIÓN

3.1. Separación entre correas

$S_{ch} = S_c * \cos\alpha = 1{,}15 \times \cos(5{,}71º) = 1{,}144m$ *(Separación horizontal entre correas)*

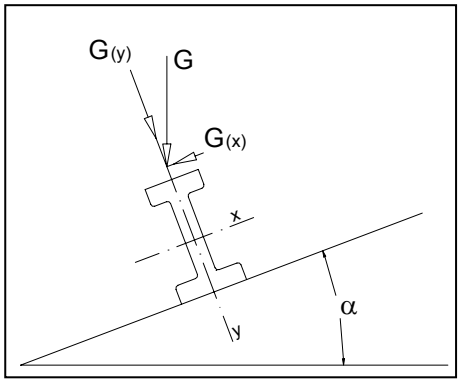


Figura 3.2. Descomposición de fuerzas que actúan sobre el faldón.

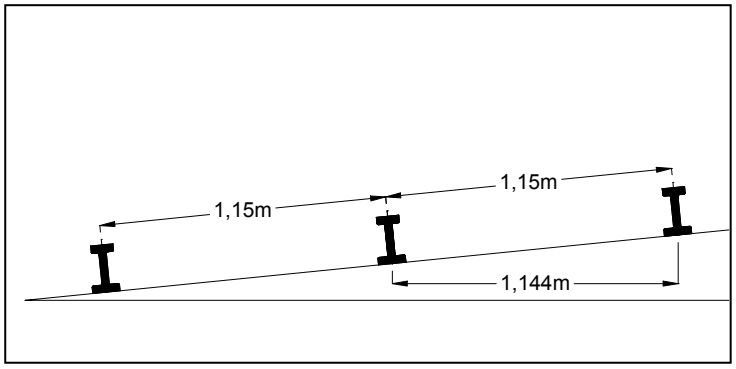


Figura 3.3. Separación entre correas.

3.2. Acciones características en la cubierta

Las acciones que actúan sobre la cubierta, excepto el viento, tienen la dirección de las cargas gravitatorias, por lo que es preciso descomponerlas en sus dos componentes, perpendicular y paralela al faldón *(figura 3.2.)*. La carga de viento, la cual se obtiene de la NBE AE-88, ya es perpendicular al faldón.

En el ejercicio en cuestión, se desprecia la componente paralela al faldón (x), dado que se supone un material de cubierta con rigidez suficiente para absorberla, evaluándose únicamente la combinación de acciones con su componente normal al faldón (y).

a) Acciones permanentes

- P_1= 0,14 kN/m^2 *(Peso material cubierta)* - $G_{k,1} = P_1 \times S_c = 0{,}14 \times 1{,}15 = 0{,}161$kN/ml

- P_2= 0,35 kN/m *(Peso correas)* - $G_{k,2} = 0{,}35$ kN/ml

• **Momento y cortante debidos a las cargas permanentes**:

⇨ $M_{G_k} = G_k \times \frac{l^2}{8} \times \cos\alpha = (0{,}161 + 0{,}35) \times \frac{7^2}{8} \times \cos 5{,}71 = 3{,}11mkN$ *(momento en el plano yy , debido a una carga uniforme actuando sobre una viga biapoyada)*

⇨ $V_{G_k} = G_k \times \frac{l}{2} \times \cos\alpha = (0{,}161 + 0{,}35) \times \frac{7}{2} \times \cos 5{,}71 = 1{,}78kN$ *(cortante en el plano yy , debido a una carga uniforme actuando sobre una viga biapoyada)*

b) Acciones variables

- P_3= 1,5 kN *(Sobrecarga de uso)* - $Q_{K,1} = 1{,}5kN$

- P_4= 0,24 kN/m^2 *(Sobrecarga de nieve)* - $Q_{k,2} = P_4 \times S_{ch} = 0{,}24 \times 1{,}144 = 0{,}275kN/m$

- P_5= -0,63 kN/m^2 *(Sobrecarga de viento; succión)* - $Q_{k,3} = P_5 \times S_c = -0{,}63 \times 1{,}15 = -0{,}725kN/m$

• **Momento y cortante debidos a la sobrecarga de uso:**

$\Rightarrow M_{Q_{K1}} = Q_{k,1} \times \frac{l}{4} \times \cos\alpha = 1{,}5 \times \frac{7}{4} \times \cos 5{,}71 = 2{,}612 mkN$ *(momento en el plano yy , debido a una carga puntual aplicada en el punto medio de una viga biapoyada)*

$\Rightarrow V_{Q_{K1}} = \frac{Q_{k,1}}{2} \times \cos\alpha = \frac{1{,}5}{2} \times \cos 5{,}71 = 0{,}746 kN$ *(cortante en el plano yy , debido a una carga puntual aplicada en el punto medio de una viga biapoyada)*

• **Momento y cortante debidos a la sobrecarga de nieve:**

$\Rightarrow M_{Q_{K2}} = Q_{k,2} \times \frac{l^2}{8} \times \cos\alpha = 0{,}275 \times \frac{7^2}{8} \times \cos 5{,}71 = 1{,}674 mkN$

$\Rightarrow V_{Q_{K2}} = Q_{k,2} \frac{l}{2} \times \cos\alpha = 0{,}275 \times \frac{7}{2} \times \cos 5{,}71 = 0{,}956 kN$

• **Momento y cortante debidos a la sobrecarga de viento:**

En éste caso no es necesario multiplicar por el coseno, ya que la componente de viento es perpendicular al faldón.

$\Rightarrow M_{Q_{K3}} = Q_{k,3} \times \frac{l^2}{8} = -0{,}725 \times \frac{7^2}{8} = -4{,}438 mkN$

$\Rightarrow V_{Q_{K3}} = Q_{k,3} \frac{l}{2} = -0{,}725 \times \frac{7}{2} = -2{,}536 kN$

3.3. Coeficientes parciales de seguridad

Coeficientes de mayoración de acciones nivel de control de ejecución considerado: Intenso (EHE Art 12.1.y 95.5)		
Tipo de acción	***Efecto desfavorable***	***Efecto favorable***
Permanentes	1,35	1
Variables	1,5	0

3.4. Combinación de acciones para los Estados Límite Ultimos, componente de presión sobre el faldón (+).

a) Situaciones con una sola acción variable:

- Hipótesis I: Permanentes + Uso

• $M_d = \left(\sum M_{G,K} \times \gamma_G\right) + M_{Q,K} \times \gamma_Q = (3{,}11 \times 1{,}35) + (2{,}612 \times 1{,}5) = 8{,}12 mkN$

• $V_d = \left(\sum V_{G,K} \times \gamma_G\right) + V_{Q,K} \times \gamma_Q = (1{,}78 \times 1{,}35) + (0{,}746 \times 1{,}5) = 3{,}52 kN$

- Hipótesis II: Permanentes + Nieve

• $M_d = \left(\sum M_{G,K} \times \gamma_G\right) + M_{Q,K} \times \gamma_Q = (3{,}11 \times 1{,}35) + (1{,}674 \times 1{,}5) = 6{,}72 mkN$

• $V_d = \left(\sum V_{G,K} \times \gamma_G\right) + V_{Q,K} \times \gamma_Q = (1{,}78 \times 1{,}35) + (0{,}956 \times 1{,}5) = 3{,}84 kN$

- Hipótesis III: Permanentes + viento(-)

  • $M_d = \left(\sum M_{G,K} \times \gamma_G\right) + M_{Q,K} \times \gamma_Q = \left(3{,}11 \times 1{,}35\right) + \left(-4{,}438 \times 0\right) = 4{,}204 mkN$

  • $V_d = \left(\sum V_{G,K} \times \gamma_G\right) + V_{Q,K} \times \gamma_Q = \left(1{,}78 \times 1{,}35\right) + \left(-2{,}536 \times 0\right) = 2{,}402 kN$

b) Situaciones con dos o más acciones variables:

- Hipótesis IV: Permanentes+0,9(Uso+Viento)

  • $M_d = \left(\sum M_{G,K} \times \gamma_G\right) + 0{,}9 \times \left(\sum M_{Q,K} \times \gamma_Q\right)$

$$M_d = \left(3{,}11 \times 1{,}35\right) + 0{,}9 \times \left(\left(2{,}612 \times 1{,}5\right) + \left(-4{,}438 \times 0\right)\right) = 7{,}73 mkN$$

  • $V_d = \left(\sum V_{G,K} \times \gamma_G\right) + 0{,}9 \times \left(\sum V_{Q,K} \times \gamma_Q\right)$

$$V_d = (1{,}78 \times 1{,}35) + 0{,}9 \times \left((0{,}746 \times 1{,}5) + (-2{,}536 \times 0)\right) = 3{,}410 \text{kN}$$

- Hipótesis V: Permanentes+0,9(Nieve+Viento)

  • $M_d = \left(3{,}11 \times 1{,}35\right) + 0{,}9 \times \left(\left(1{,}674 \times 1{,}5\right) + \left(-4{,}438 \times 0\right)\right) = 6{,}464 mkN$

  • $V_d = (1{,}78 \times 1{,}35) + 0{,}9 \times \left((0{,}956 \times 1{,}5) + (-2{,}536 \times 0)\right) = 3{,}694 \text{kN}$

3.5. Combinación de acciones para los Estados Límite Ultimos, componente de succión sobre el faldón (-).

- Hipótesis VI: Permanentes + viento(-)

  • $M_d = \left(\sum M_{G,K} \times \gamma_G\right) + M_{Q,K} \times \gamma_Q = \left(3{,}11 \times 1\right) + \left(-4{,}438 \times 1{,}5\right) = -3{,}542 mkN$

  • $V_d = \left(\sum V_{G,K} \times \gamma_G\right) + V_{Q,K} \times \gamma_Q = \left(1{,}78 \times 1\right) + \left(-2{,}536 \times 1{,}5\right) = -2{,}024 kN$

Las cargas permanentes no son suficientes para contrarrestar la succión del viento. Este hecho se deberá tener en cuenta a la hora de establecer el mecanismo de unión de la correa a la viga peraltada y también se tendrá en cuenta a la hora de establecer el mecanismo de fijación de la cubierta a las correas.

3.6. Resultados

La correa deberá de resistir los siguientes esfuerzos:

- **Md = 8,12 mkN (flexión positiva)**
- **Md = -3,542 mkN (flexión negativa)**
- **Vd = 3,84 kN**

EJEMPLO 4. Calculo de carga en viga peraltada

Calcular la carga que debe soportar la viga peraltada en los pórticos intermedios de la nave de la *figura 4.1.* Al igual que en el problema anterior, dado que se trata de un elemento prefabricado, se supone un nivel de control en la ejecución intenso.

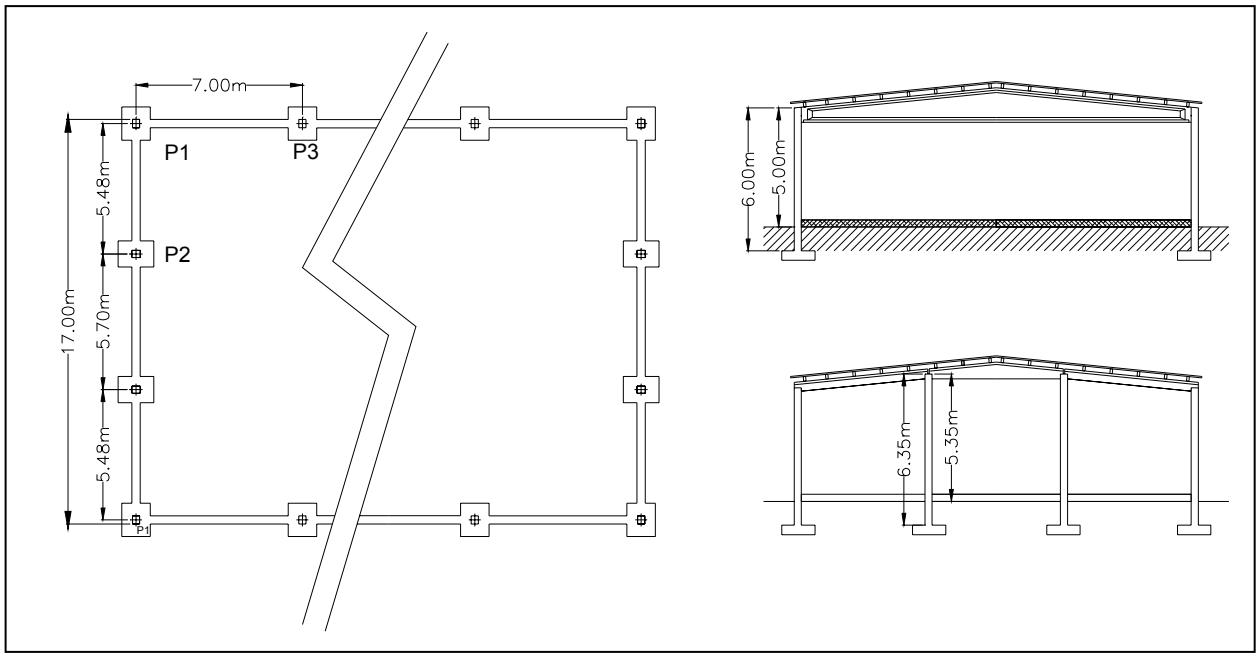


Figura 4.1. Geometría de la nave.

Datos:

- *Luz = 17 m*
- *Pte = 10%*
- *α = 5,71°*
- *Nºc = 8 (número de correas/faldón)*
- *Sc = 1,15 m (separación entre correas en el plano del faldón)*
- *Sp = 7m (separación entre pórticos)*
- *H = 5,85m (altura de coronación)*
- *0,14 kN/m^2 (peso material cubierta)*
- *3,5 kN/ml (peso viga peraltada)*
- *0,35 kN/ml (peso correas)*
- *0,24 kN/m^2 (sobrecarga de Nieve)*
- *0 kN/m^2 (viento,(+; presión sobre el faldón))*
- *-0,63 kN/m^2 (viento,(-; succión sobre el faldón))*
- *Situación topográfica Normal*
- *Menos del 33% de huecos, una vez finalizada la obra.*
- *Zona eólica Y*

SOLUCIÓN

4.1. Acciones en la viga peraltada

a) Acciones permanentes

- P1= 0,14 kN/m^2 *(Peso material cubierta)* - $G_{k,1} = \dfrac{P_1 \times S_p}{\cos\alpha} = \dfrac{0{,}14 \times 7}{\cos 5{,}71} = 0{,}985 \text{kN/m}$

- P2= 0,35 kN/m *(Peso correas)* - $G_{k,2} = \dfrac{P_2 \times S_p \times N^{\circ}{}_c}{0{,}5 \times Luz} = \dfrac{0{,}35 \times 7 \times 8}{8{,}5} = 2{,}31 \text{kN/m}$

- P3= 3,5 kN/m *(Peso viga peraltada)* - $G_{k,3} = 3{,}5 \text{kN/m}$

b) Acciones variables

- P4= 0,24 kN/m^2 *(Sobrecarga de nieve)* - $Q_{k,1} = P_4 \times S_p = 0{,}24 \times 7 = 1{,}68 kN/m$

- P5= -0,63 kN/m^2 *(Sobrecarga de viento; succión)* - $Q_{k,2} = P_5 \times S_p = -0{,}63 \times 7 = \text{-}4{,}41 kN/m$

4.2. Coeficientes parciales de seguridad

Coeficientes de mayoración de acciones Nivel de control de ejecución considerado: Intenso (EHE Art 12.1.y 95.5)		
Tipo de acción	***Efecto desfavorable***	***Efecto favorable***
Permanentes	1,35	1
Variables	1,5	0

4.3. Combinación de acciones para los Estados Límite Ultimos

c) Situaciones con una sola acción variable:

- Hipótesis I: Permanentes + Nieve

  • $Q_d = \left(\sum G_K \times \gamma_G\right) + \left(Q_K \times \gamma_Q\right) = \left(0{,}985 + 2{,}31 + 3{,}5\right) \times 1{,}35 + \left(1{,}68 \times 1{,}5\right) = 11{,}69 mkN$

- Hipótesis II: Permanentes + Viento

  • $Q_d = \left(\sum G_K \times \gamma_G\right) + \left(Q_K \times \gamma_Q\right) = \left(0{,}985 + 2{,}31 + 3{,}5\right) \times 1{,}35 + \left(-4{,}41 \times 0\right) = 9{,}17 mkN$

d) Situaciones con dos o más acciones variables:

- Hipótesis III: Permanentes+0,9(Nieve+Viento)

  • $Q_d = \left(\sum G_K \times \gamma_G\right) + 0{,}9 \times \left(\sum Q_K \times \gamma_Q\right)$

  • $Q_d = \left(0{,}985 + 2{,}31 + 3{,}5\right) \times 1{,}35 + 0{,}9 \times \left(\left(1{,}68 \times 1{,}5\right) + \left(-4{,}41 \times 0\right)\right) = 11{,}44 mkN$

4.4. Resultados

La viga peraltada deberá soportar la siguiente carga por metro lineal:

- Q_d = 11,69 kN/ml *(Incluido el peso propio de la viga)*
- Q_d = 6,96 kN/ml *(Sin Incluir el peso propio de la viga)*

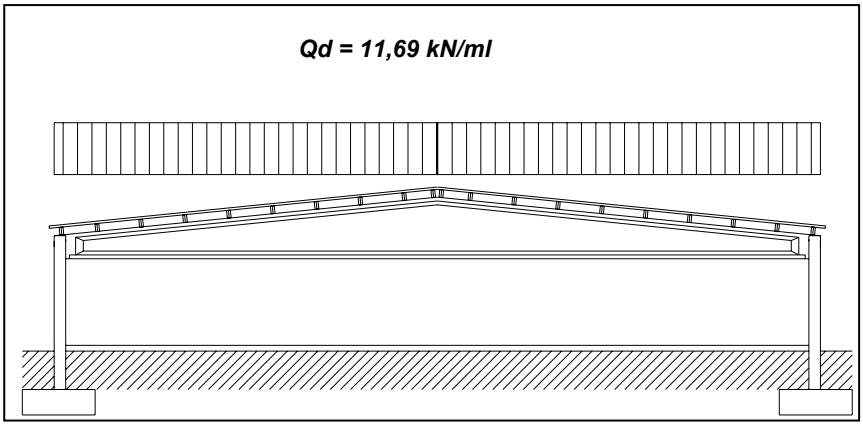


Figura 4.2. Carga de cálculo sobre la viga peraltada.

EJEMPLO 5. Solicitaciones de cálculo en soportes de pórticos centrales

- Calcular las solicitaciones de cálculo de primer orden en la sección más desfavorable de los pilares de los pórticos centrales (P_3) de la nave de la *figura 5.1.*

Se supone elementos fabricados en obra, y se ha prescrito en el proyecto un nivel de control en la ejecución Normal.

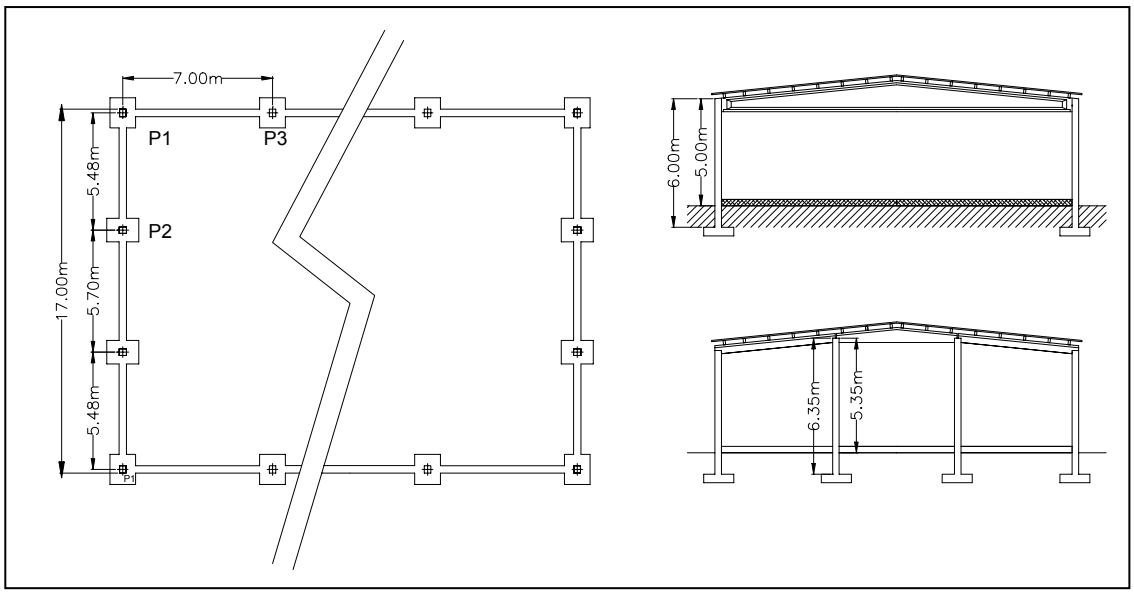


Figura 5.1. Geometría de la nave

Datos:

- *Luz = 17 m*
- *Pte = 10%*
- *α = 5,71º*
- *L_f = 8,542 m (longitud del faldón)*
- *Nº$_c$ = 8 (número de correas/faldón)*
- *S_p = 7m (separación entre pórticos)*
- *H = 5,85m (altura de coronación)*
- *h_p = 6m (altura del pilar desde cimentación)*
- *h_e = 5m (altura del pilar expuesta al viento)*
- *h = 0,45 (canto del pilar paralelo al plano del pórtico)*
- *b = 0,3 (ancho del pilar, perpendicular al plano del pórtico)*
- *0,14 kN/m^2 (peso material cubierta)*
- *3,5 kN/ml (peso viga peraltada)*
- *0,35 kN/ml (peso correas)*
- *25 kN/m^3 (peso del hormigón armado)*
- *q = 0,66 kN/m^2 (acción horizontal del viento sobre los muros; zona eólica Y)*
- *0,24 kN/m^2 (sobrecarga de Nieve)*
- *0 kN/m^2 (viento,(+; presión sobre el faldón))*
- *-0,63 kN/m^2 (viento,(-; succión sobre el faldón))*
- *Situación topográfica Normal*
- *Menos del 33% de huecos, una vez finalizada la obra.*
- *Zona eólica Y*

SOLUCIÓN

5.1. Coeficientes parciales de seguridad

Coeficientes de mayoración de acciones Nivel de control de ejecución considerado: Normal (EHE Art 12.1.y 95.5)		
Tipo de acción	***Efecto desfavorable***	***Efecto favorable***
Permanentes	1,5	1
Variables	1,6	0

5.2. Acciones verticales (determinación del axil de cálculo)

a) Acciones permanentes

- P_1 = 0,14 kN/m^2 *(Peso material cubierta)* - $G_{k,1} = P_1 \times L_f \times S_p = 0{,}14 \times 8{,}542 \times 7 = 8{,}37\text{kN}$

- P_2 = 0,35 kN/m *(Peso correas)* - $G_{k,2} = P_2 \times S_p \times N^{\circ}{}_c = 0{,}35 \times 7 \times 8 = 19{,}6\text{kN}$

- P_3 = 3,5 kN/m *(Peso viga peraltada)* - $G_{k,3} = P_3 \times \frac{1}{2} Luz = 3{,}5 \times \frac{1}{2} \times 17 = 29{,}75\text{kN}$

- P_4 = 25 kN/m^3 *(Peso propio pilar)* - $G_{k,4} = P_4 \times b \times h \times h_p = 25 \times 0{,}3 \times 0{,}45 \times 6 = 20{,}25\text{kN}$

- $\sum G_{K,i} = 8{,}37 + 19{,}6 + 29{,}75 + 20{,}25 = 77{,}97\text{kN}$
- $\sum G_{K,i} = 8{,}37 + 19{,}6 + 29{,}75 = 57{,}72\text{kN}$ *(Sin incluir el peso propio del pilar)*

b) Acciones variables

- P_5 = 0,24 kN/m^2 *(Sobrecarga de nieve)* - $Q_{k,1} = P_5 \times S_p \times \frac{1}{2} Luz = 0{,}24 \times 7 \times 8{,}5 = 14{,}28kN$

- P_6 = -0,63 kN/m^2 *(Sobrecarga de viento; succión)* - $Q_{k,2} = P_6 \times S_p \times L_f \times \cos\alpha = -0{,}63 \times 7 \times 8{,}542 \times \cos 5{,}71 = -37{,}49kN$

5.2.1. Combinación de acciones para los estados límite últimos

a) Situaciones con una sola acción variable:

- Hipótesis I: Permanentes + Nieve

  - $N_d = \left(\sum G_K \times \gamma_G\right) + \left(Q_K \times \gamma_Q\right) = \left(77{,}97 \times 1{,}5\right) + \left(14{,}28 \times 1{,}6\right) = 139{,}81kN$

- Hipótesis II: Permanentes + Viento. (Axil de compresión)

  - $N_d = \left(\sum G_K \times \gamma_G\right) + \left(Q_K \times \gamma_Q\right) = \left(77{,}97 \times 1{,}5\right) + \left(-37{,}49 \times 0\right) = 116{,}957kN$

- Hipótesis III: Permanentes + Viento. (Axil de tracción)

  - $N_d = \left(\sum G_K \times \gamma_G\right) + \left(Q_K \times \gamma_Q\right) = \left(77{,}97 \times 1\right) + \left(-37{,}49 \times 1{,}6\right) = 17{,}99kN$ *(no se producen axiles de tracción en la base del pilar).*

- Comprobamos si se produce tracción en la cabeza del pilar, hecho que podría ocasionar el despegue de la viga peraltada; para ello restamos a los axiles debidos a la cargas permanentes, el peso propio del pilar:

- $N_d = \left(\sum G_K \times \gamma_G\right) + \left(Q_K \times \gamma_Q\right) = \left(57{,}72 \times 1\right) + \left(-37{,}49 \times 1{,}6\right) = \text{-}2{,}254 kN$

Es recomendable anclar convenientemente la viga peraltada a la cabeza del pilar, ya que, de encontrarse simplemente apoyada, podría producirse el despegue de la misma.

b) Situaciones con dos o más acciones variables:

- Hipótesis IV: Permanentes+0,9(Nieve+Viento)

- $N_d = \left(\sum G_K \times \gamma_G\right) + 0{,}9 \times \left(\sum Q_K \times \gamma_Q\right)$

- $N_d = \left(77{,}97\right) \times 1{,}5 + 0{,}9 \times \left(\left(14{,}28 \times 1{,}6\right) + \left(-37{,}49 \times 0\right)\right) = 116{,}96 mkN$

5.2.2. Resultados

El axil de cálculo en la base del pilar viene determinado por la hipótesis 1 y toma el valor de :

N_d = 139,81kN

5.3. Acciones horizontales (determinación del momento y cortante de cálculo)

5.3.1. Acción horizontal del viento sobre los muros

- q = 0,66 kN/m^2 *(NBE AE 88. Cargas de viento)*

- $p = \frac{2}{3} q = \frac{2}{3} \times 0{,}66 = 0{,}44 \text{kN/m}^2$ *(carga de viento a barlovento)*

- $s = \frac{1}{3} q = \frac{1}{3} \times 0{,}66 = 0{,}22 \text{kN/m}^2$ *(carga de viento a sotavento)*

- $Q_{k,1} = p \times S_p = 0{,}44 \times 7 = 3{,}08 kN/m$
- $Q_{d,1} = Q_{k,1} \times \gamma_{Q1} = 3{,}08 \times 1{,}6 = 4{,}93 \text{kN/m}$

- $Q_{k,2} = s \times S_p = 0{,}22 \times 7 = 1{,}54 kN/m$
- $Q_{d,2} = Q_{k,2} \times \gamma_{Q2} = 1{,}54 \times 1{,}6 = 2{,}46 \text{kN/m}$

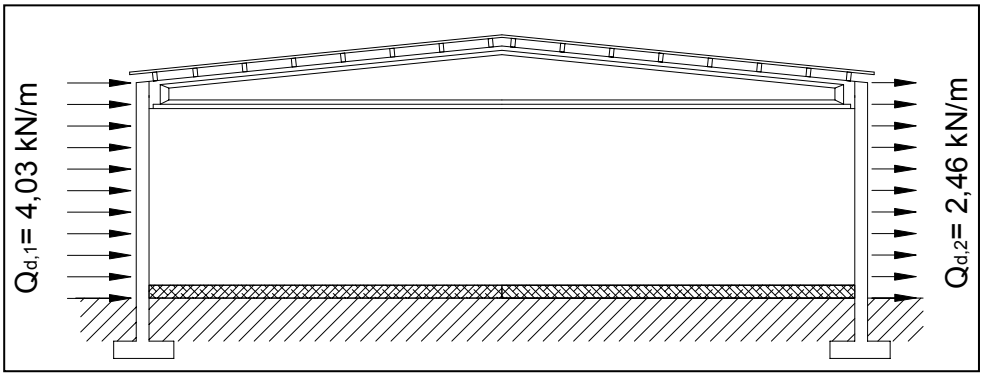


Figura 5.2. Acción horizontal del viento sobre los muros.

5.3.2. Acción horizontal del viento sobre la cubierta

	m (kN/m2)	*n (kN/m2)*
Hipótesis A	*0,00*	*-0,16*
Hipótesis B	*-0,47*	*-0,63*

a) Hipótesis A

$q_{hz}(m) = m \times S_p x\left(L_f \times sen\alpha\right) = 0 \times 7 \times 8{,}54 \times sen5{,}71 = 0kN$ *(carga puntual horizontal, resultante de la acción del viento en el faldón izquierdo)*

$q_{hz}(n) = n \times S_p x\left(L_f \times sen\alpha\right) = -0{,}16 \times 7 \times 8{,}54 \times sen5{,}71 = \text{-}0{,}952kN$ *(carga puntual horizontal, resultante de la acción del viento en el faldón derecho)*

$q_{hz}(m) - q_{hz}(n) = 0{,}952\text{kN}$ *(Valor característico de la resultante horizontal de la carga de viento en la hipótesis A)*

b) Hipótesis B

$q_{hz}(m) = m \times S_p x\left(L_f \times sen\alpha\right) = -0{,}47 \times 7 \times 8{,}54 \times sen5{,}71 = \text{-}2{,}797kN$ *(carga puntual horizontal, resultante de la acción del viento en el faldón izquierdo)*

$q_{hz}(n) = n \times S_p x\left(L_f \times sen\alpha\right) = -0{,}63 \times 7 \times 8{,}54 \times sen5{,}71 = \text{-}3{,}749kN$ *(carga puntual horizontal, resultante de la acción del viento en el faldón derecho)*

$q_{hz}(m) - q_{hz}(n) = -2{,}797 - (-3{,}749) = 0{,}952\text{kN}$ *(Valor característico de la resultante horizontal de la carga de viento en la hipótesis B)*

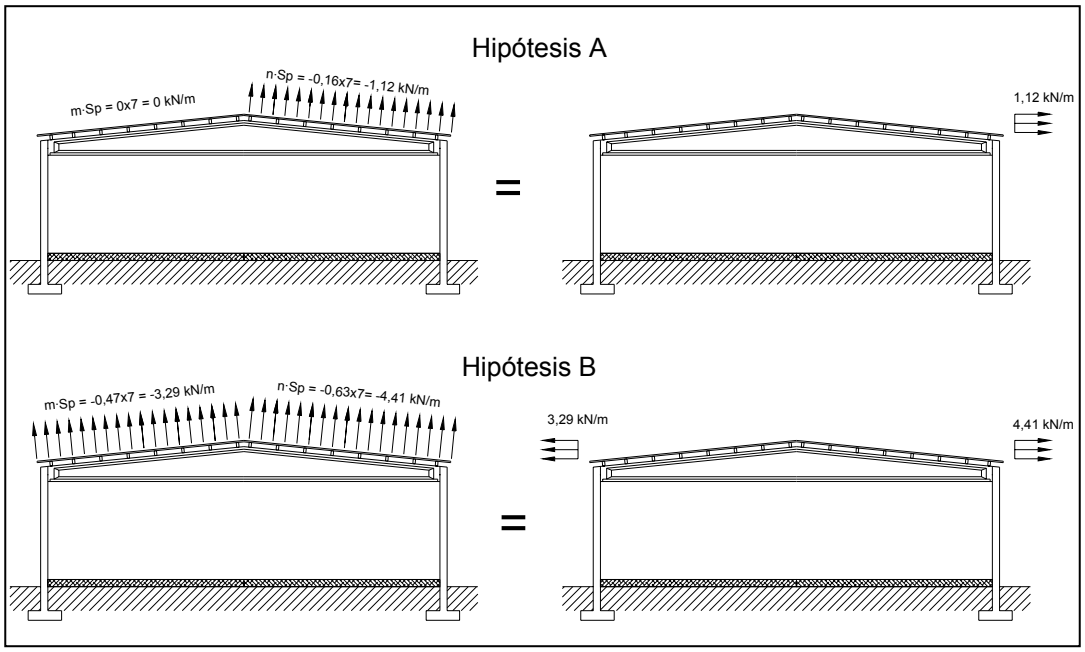


Figura 5.3. Acción horizontal del viento sobre la cubierta.

c) Valor de cálculo de la resultante horizontal de viento sobre la cubierta:

$$Q_{d,3} = Q_{k,3} \times \gamma_{Q3} = 0{,}952 \times 1{,}6 = 1{,}523\,\text{kN}$$

$$\left(Q_{d,3}\right)$$

Se trata del empuje horizontal actuante sobre la viga peraltada, el cual será transmitido por la misma a la parte superior de los pilares.

Dicho empuje horizontal es transmitido por la viga peraltada a la parte superior de los pilares, en éste ejercicio lo consideraremos como una fuerza puntual $\left(Q_{d,3}\right)$aplicada en la cabeza del pilar izquierdo *(figura 5.4.),* ya que se trata de una situación más desfavorable que considerar que se reparte entre los dos pilares.

5.3.3. Obtención del valor de la fuerza de reacción horizontal (x)

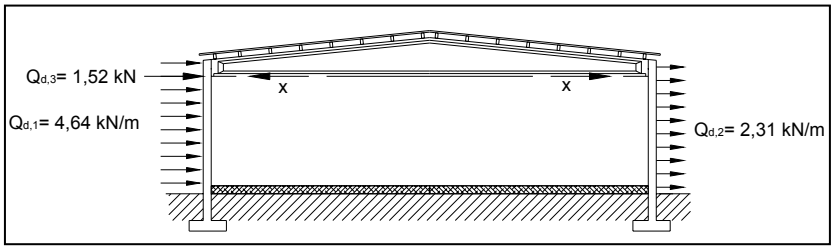


Figura 5.4. Figura. Composición horizontal de esfuerzos.

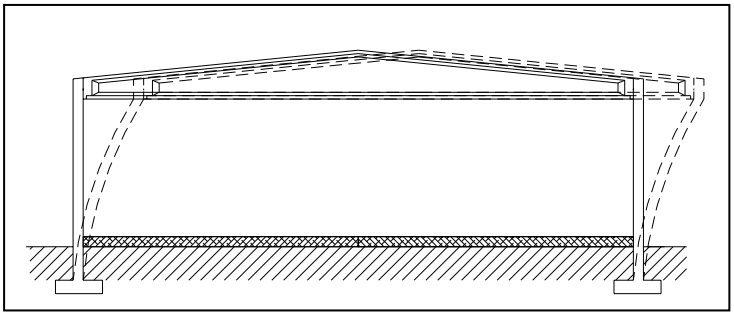


Figura 5.5. Deformada del pórtico.

Para obtener el valor de la carga puntual **X** igualamos las deformaciones en ambos pilares, es decir, la flecha que se produce en el pilar izquierdo, debido a las fuerzas horizontales que actúan sobre el mismo, es igual a la flecha que se produce en el derecho, debida a las fuerzas horizontales sobre el pilar derecho.

• $h_p = 6m$	• $Q_{d,1} = 4{,}93\text{kN/m}$
• $h_e = 5m$	• $Q_{d,2} = 2{,}46\text{kN/m}$
• $c = h_e = 5m$	• $Q_{d,3} = 1{,}523\,\text{kN}$
• $a = 0{,}5h_e = 2{,}5m$	
• $b = h_p - 0{,}5h_e = 6 - 2{,}5 = 3{,}5m$	

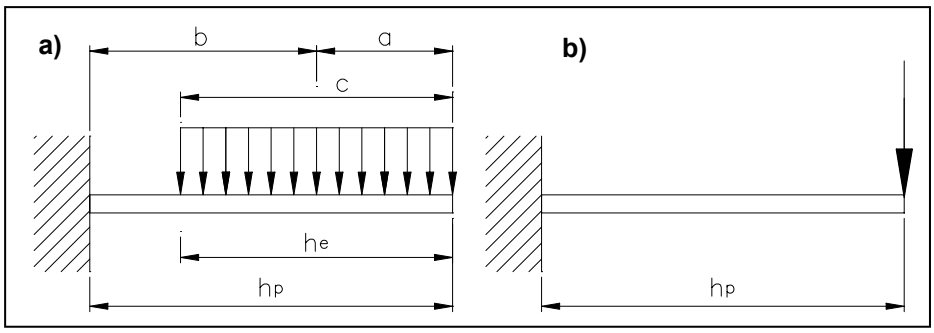


Figura 5.6. Tipo de cargas actuantes sobre el pilar: a) uniforme; b) puntual.

$$d_1 = \frac{Q_{d,1} \times c}{24EI}(12ab^2 + ac^2 + 8b^3) = \frac{793{,}61}{E \times I}$$ *(flecha en el pilar izquierdo debida a la carga Q_{d1})*

$$d_2 = \frac{Q_{d,1} \times c}{24EI}(12ab^2 + ac^2 + 8b^3) = \frac{396{,}81}{E \times I}$$ *(flecha en el pilar derecho debida a la carga Q_{d2})*

$$d_3 = \frac{Q_{d,3} \times h_p{}^3}{3EI} = \frac{109{,}67}{E \times I}$$ *(flecha en el pilar izquierdo debida a la carga Q_{d3})*

$$d_4 = \frac{X \times h_p{}^3}{3EI} = \frac{72X}{E \times I}$$ *(flecha que origina la carga X)*

$$d_1 + d_3 - d_4 = d_4 + d_2 \Rightarrow X = 3{,}52\text{kN}$$

**Nótese que no consideramos la acción del viento en la parte enterrada del pilar, podría adoptarse la simplificación, del lado de la seguridad, de considerar el viento actuando en toda la altura del pilar, con lo cual se simplificarían las ecuaciones para la obtención de la flecha debida a la carga uniforme (d_1 y d_2), de igual modo, se simplificaría la obtención de las solicitaciones de primer orden en la base del pilar.*

5.4. Solicitaciones de primer orden en la base del pilar

Interesa el valor de cálculo de las solicitaciones en la unión del pilar con la cimentación, ya que se trata de la sección más desfavorable.

a) Pilar izquierdo:

- N_d = 139,81 kN
- $M_d = (h_e \times Q_{d,1} \times \left(0{,}5h_e + (h_p - h_e)\right) + Q_{d,3} \times h_p - X \times h_p = 74{,}28\,\text{mkN}$
- $V_d = (h_e \times Q_{d,1}) + Q_{d,3} - X = 22{,}65\,\text{kN}$

b) Pilar derecho:

- N_d = 139,81 kN
- $M_d = (h_e \times Q_{d,2} \times \left(0{,}5h_e + (h_p - h_e)\right)) + X \times h_p = 64{,}22mkN$
- $V_d = (h_e \times Q_{d,2}) + X = 15{,}84\,\text{mkN}$

Nos encontramos con que el pilar más desfavorable es el izquierdo.

EJEMPLO 6. Solicitaciones de cálculo en pilares de pórticos hastiales

Calcular las solicitaciones de cálculo de primer orden en la sección mas desfavorable de los pilares de los pórticos hastiales (P2) de la nave de la *figura 6.1.*

Se supone elementos fabricados en obra, y se ha prescrito en el proyecto un nivel de control en la ejecución Normal.

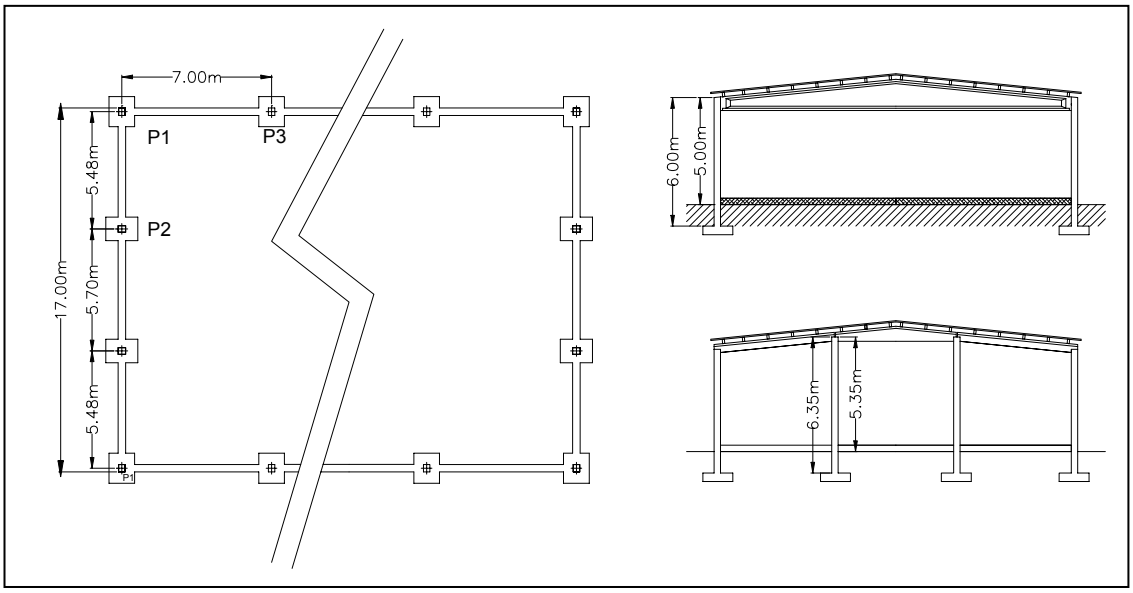


Figura 6.1. Geometría de la nave.

Datos:

- h_p = 6,35m (altura del pilar desde cimentación)
- h_e = 5,35m (altura del pilar expuesta al viento)
- h = 0,35 (canto del pilar perpendicular al plano del pórtico)•
- b = 0,3 (ancho del pilar, paralelo al plano del pórtico)
- $N_{d0} = 29{,}38kN$ (axil de cálculo en la cabeza del pilar)
- 25 kN/m^3 (peso del hormigón armado)
- q = 0,66 kN/m^2 (acción horizontal del viento sobre los muros; zona eólica Y)

SOLUCIÓN

6.1. Coeficientes parciales de seguridad

Coeficientes de mayoración de acciones Nivel de control de ejecución considerado: Normal (EHE Art 12.1.y 95.5)		
Tipo de acción	***Efecto desfavorable***	***Efecto favorable***
Permanentes	1,5	1
Variables	1,6	0

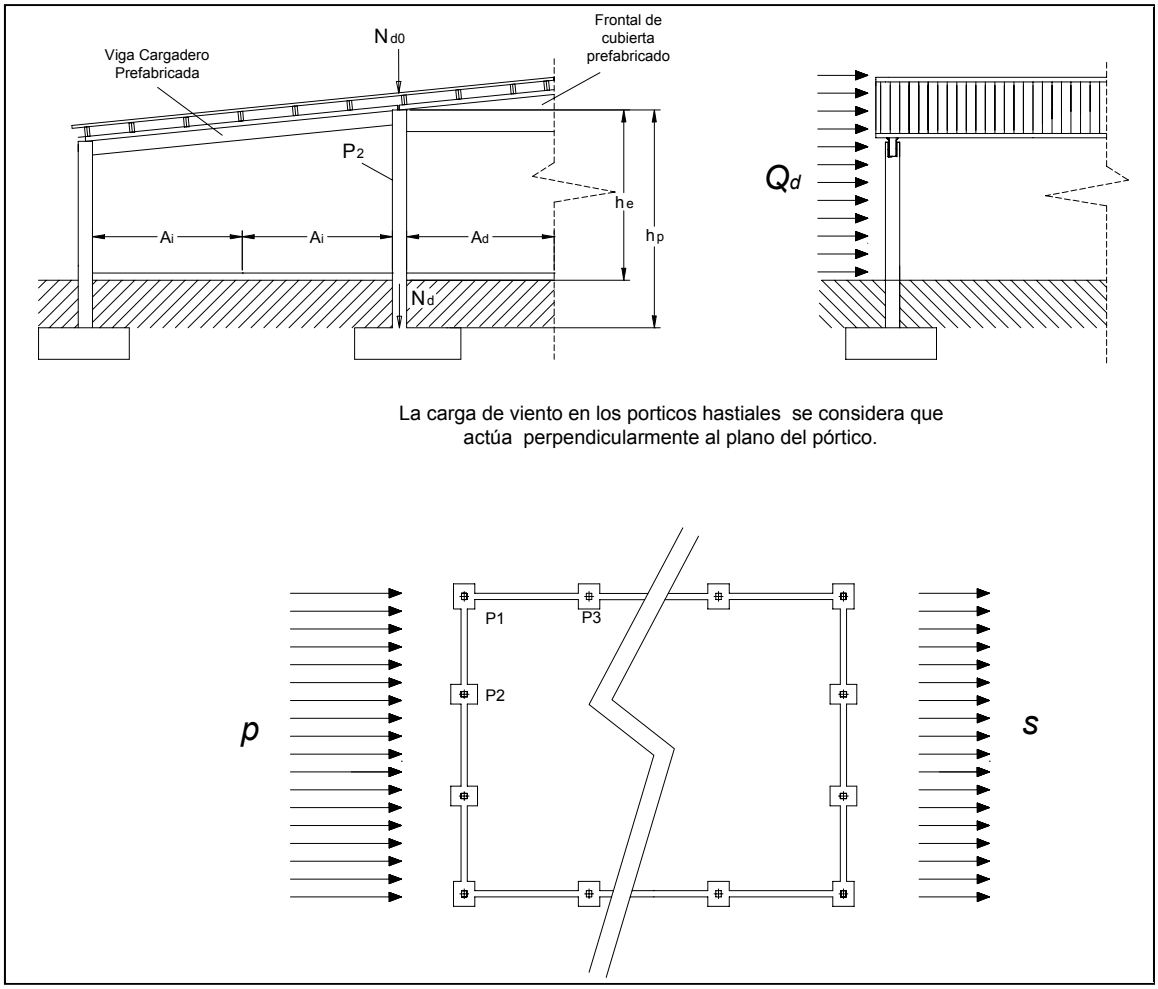


Figura 6.2. Acción del viento en los pórticos hastiales.

6.2. Acciones verticales (determinación del axil de cálculo)

Partiendo del axil de cálculo en la cabeza del pilar, calculamos el axil en la base:

$$N_d = N_{d0} + (pp \times \gamma_G) = 29{,}38 + (0{,}35 \times 0{,}3 \times 6{,}35 \times 25) \times 1{,}6 = 54{,}38kN$$

6.3. Acciones horizontales (determinación del momento y cortante de cálculo)

6.3.1. Acción horizontal del viento sobre los muros

q = 0,66 kN/m^2 *(NTE 88. Cargas de viento)*

- $p = \frac{2}{3}q = \frac{2}{3} \times 0{,}66 = 0{,}44 \text{kN/m}^2$ *(carga de viento a barlovento)*

$\Rightarrow Q_k = p \times (A_i + A_d) = 0{,}44 \times \left(\frac{5{,}48}{2} + \frac{5{,}7}{2} \right) = 2{,}46kN/m$

$\Rightarrow Q_d = Q_k \times \gamma_Q = 2{,}46 \times 1{,}6 = 3{,}94 \text{kN/m}$

6.4. Solicitaciones de primer orden en la base del pilar

Consideramos que la estructura es indesplazable en sentido longitudinal, encontrándose el pilar empotrado-articulado

Obtenemos el valor de cálculo de las solicitaciones en la unión del pilar con la cimentación, ya que se trata de la sección más desfavorable.

- N_d = 54,38 kN
- $M_d = \frac{Q_d \times h^2}{8} \times = \frac{3{,}94 \times 6{,}35^2}{8} = 19{,}86 mkN$
- $V_d = \frac{5 \times Q_d \times h}{8} \times = \frac{5 \times 3{,}94 \times 6{,}35}{8} = 15{,}64 mkN$

**Nótese que adoptamos la simplificación, del lado de la seguridad, de considerar que la carga de viento actúa en toda la altura del pilar (contando también la parte enterrada); el valor del momento y cortante en la unión con la cimentación es debido a ésta carga de viento, considerando el pilar como un elemento empotrado en la cimentación y articulado en la unión con el dintel.*

EJEMPLO 7. E.L.U. de inestabilidad en soportes de nave agroindustrial. Método simplificado.

A partir de las solicitaciones de primer orden en los pilares (P_2 y P_3) de la nave de la figura, calcular las solicitaciones de cálculo necesarias para dimensionar la armadura longitudinal de la pieza (teniendo en cuenta los efectos de segundo orden)

Se trata de elementos fabricados en obra, y se ha prescrito en el proyecto un Nivel de Control en la ejecución Normal y un nivel de control Reducido en la resistencia de los materiales.

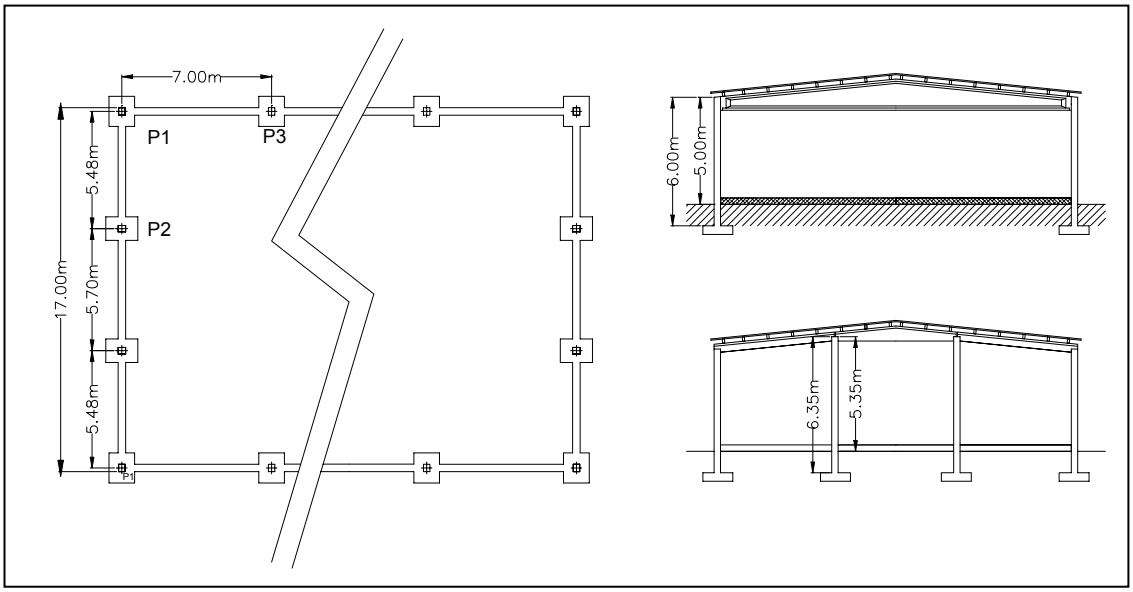


Figura 7.1. Geometría de la nave.

Datos:

- *HA-25/B/20/IIa (control reducido)*
- *B-400-S (control reducido)*
- *Es = 200000 N/mm2*

- ***Pilar (P3):***
- *h_p = 6m (altura del pilar desde cimentación)*
- *h = 0,45 (canto del pilar paralelo al plano del pórtico)*
- *b = 0,3 (ancho del pilar, perpendicular al plano del pórtico)*
- *d = 0,4 (canto útil del pilar)*
- *N_d=139,81 kN*
- *M_d=69,92 mKN*
- *V_d=21,28 kN*

Pilar (P_2):

- *h_p = 6,35m (altura del pilar desde cimentación)*
- *h = 0,35 (canto del pilar perpendicular al plano del pórtico)*
- *b = 0,3 (ancho del pilar, paralelo al plano del pórtico)*
- *d = 0,3 (canto útil del pilar)*
- *N_d=54,38 kN*
- *M_d=77,37 mKN*
- *V_d=21,05 kN*

- *El axil cuasipermanente es mayor que el 70% del axil total en ambos pilares.*

SOLUCIÓN

7.1. Esfuerzos de cálculo de segundo orden en los pilares (P_3) de los pórticos centrales

7.1.1. Cálculo del coeficiente α de pandeo*(Capitulo 7.2. o EHE, Art. 43.1.2)*

En la unión con la cimentación el soporte se encuentra empotrado, entonces:

- $\psi_A = 0$

En la parte superior consideramos una articulación, entonces:

- $\psi_B = \infty$

Consideramos que se trata de un pórtico traslacional, entonces, siguiendo los nomogramas o las fórmulas que se exponen el *capítulo 7.2* ó en la EHE, Art. 43.1.2.:

$$\alpha = 2$$

Otra opción sería considerar el soporte como un soporte en ménsula, con lo cual, el coeficiente α también tomaría el valor de 2.

**Téngase en cuenta que no se suele disponer un nudo rígido en la unión del pilar y la viga prefabricada que descansa sobre él.*

7.1.2. Esbeltez mecánica *(Capitulo 7.2. o EHE, Art. 43.1.2)*

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{1200}{12,99} = 92,38 \text{ (Esbeltez mecánica. EHE, artículo 43.5)}$$

Siendo:

- $l_o = \alpha \cdot l = 2 \times 6 = 12m$ *(Longitud de pandeo)*
- $i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{b \times h^3}{12}}{b \times h}} = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{45}{\sqrt{12}} = 12,99cm$ *(Radio de giro)*

35 < λ < 100 $\rightarrow$ Es necesario comprobar el estado límite de inestabilidad *(EHE, Art 43.5.)* se puede aplicar el método aproximado, al ser λ menor que 100.

7.1.3. Método aproximado. Flexión compuesta recta *(Capitulo 7.4. o EHE, Art. 43.5.2)*

$$e_{tot} = e_e + e_a \not< e_2$$

Obtención de e_e *(excentricidad de cálculo de primer orden)*:

$$e_e = e_2 = \frac{M_d}{N_d} = \frac{69,92}{139,81} = 0,5m \text{ (soporte traslacional)}$$

Obtención de e_a *(excentricidad ficticia)*:

$$e_a = (1 + 0,12\beta) \times (\varepsilon_y + \varepsilon) \times \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \times \frac{l_o^2}{50i_c}$$

$$e_a = (1 + 0,12 \times 1) \times (0,0013 + 0,004) \times \frac{0,45 + 20 \times 0,5}{0,45 + 10 \times 0,5} \times \frac{12^2}{50 \times 0,1299} = 0,253m.$$

Donde:

• *β=1 (factor de armado, Tabla 7.1.)*
• *ε = 0,004 (parámetro para tener en cuenta los efectos de fluencia. EHE, Art. 43.5.2.)*
• $\varepsilon_y = \frac{f_{yd}}{E_S} = \frac{260{,}87}{200.000} = 0{,}0013$

e_{tot} = 0,5 + 0,253 = 0,753 m

7.1.4. Solicitaciones de cálculo en P_3, teniendo en cuenta los efectos de 2º orden

- **N_d = 139,81 kN.**
- **$M_d = N_d \times e_{tot} = 139{,}81 \times 0{,}753 = 105{,}23$ mkN**
- **V_d = 21,28 kN**

7.2. Esfuerzos de cálculo de segundo orden en los pilares (P_2) de los pórticos finales

7.2.1. Cálculo del coeficiente α de pandeo *(Capitulo 7.2. o EHE, Art. 43.1.2)*

En la unión con la cimentación el soporte se encuentra empotrado, entonces:

• $\psi_A = 0$

En la parte superior consideramos una articulación, entonces:

• $\psi_B = \infty$

Consideramos que la estructura es indesplazable en el sentido longitudinal de la nave, se trata entonces de un soporte perteneciente a un pórtico intraslacional, siguiendo los nomogramas o las fórmulas que se exponen el *capítulo 7.2* ó en la EHE, Art. 43.1.2.:

$$\alpha = 0{,}7$$

Obsérvese que el resultado es el mismo que si consideramos un soporte empotrado-articulado, perteneciente a un pórtico intraslacional.

7.2.2. Esbeltez mecánica *(Capitulo 7.2. o EHE, Art. 43.1.2)*

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{444{,}5}{10{,}1} = 43{,}99$$ *(Esbeltez mecánica. EHE, artículo 43.5)*

Siendo:

• $l_o = \alpha \cdot l = 0{,}7 \times 6{,}35 = 4{,}445 m$ *(Longitud de pandeo)*
• $i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{b \times h^3}{12}}{b \times h}} = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{35}{\sqrt{12}} = 10{,}1 cm$ *(Radio de giro)*

35 < λ < 100 → Es necesario comprobar el estado límite de inestabilidad *(EHE, Art. 43.5)*, se puede aplicar el método aproximado, al ser λ menor que 100.

7.2.3. Método aproximado. Flexión compuesta recta *(Capitulo 7.4. o EHE, Art. 43.5.2)*

$$\boxed{e_{tot} = e_e + e_a \not< e_2}$$

a) Obtención de e_e *(excentricidad de cálculo de primer orden):*

$$e_e = 0{,}6e_2 + 0{,}4e_1 > 0{,}4e_2 = 0{,}6 \times 1{,}423 + 0{,}4 \times 0 = 0{,}854m \text{ (soporte intraslacional)}$$

Siendo

- $e_2 = \left| \dfrac{M_{d,\max}(en\ A\ ó\ en\ B)}{N_d} \right| = \dfrac{77{,}37}{54{,}38} = 1{,}423m$
- $e_1 = \dfrac{M_{d,mix}(en\ A\ ó\ en\ B)}{N_d} = \dfrac{0}{54{,}38} = 0$

b) Obtención de e_a *(excentricidad ficticia):*

$$e_a = (1 + 0{,}12\beta) \times (\varepsilon_y + \varepsilon) \times \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \times \frac{l_o^{\,2}}{50i_c}$$

$$e_a = (1 + 0{,}12 \times 1) \times (0{,}0013 + 0{,}004) \times \frac{0{,}35 + 20 \times 0{,}854}{0{,}35 + 10 \times 0{,}854} \times \frac{4{,}445^2}{50 \times 0{,}101} = 0{,}046m.$$

Siendo:

- *β=1 (factor de armado, Tabla 7.1.)*
- *ε = 0,004 (parámetro para tener en cuenta los efectos de fluencia. EHE, Art. 43.5.2.)*
- $\varepsilon_y = \dfrac{f_{yd}}{E_S} = \dfrac{260{,}87}{200.000} = 0{,}0013$

$$e_{tot} = e_e + e_a \not< e_2 \Rightarrow e_{tot} = 0{,}854 + 0{,}046 = 0{,}9m > e_2 \Rightarrow \boxed{e_{tot} = e_2 = 1{,}423m}$$

7.2.3.1. Solicitaciones de cálculo teniendo en cuenta los efectos de 2º orden

- **N_d = 54,38 kN.**
- **$M_d = N_d \times e_{tot}$ = 54,38 x 1,423 = 77,37 mkN**
- **V_d = 21,058 kN**

EJEMPLO 8. Calculo del parámetro auxiliar para tener en cuenta los efectos de fluencia en el E.L.U. de inestabilidad

Calcular el valor de ε (parámetro auxiliar para tener en cuenta los efectos de fluencia), parámetro necesario en la comprobación del E.L.U. de Inestabilidad cuando se emplea el método aproximado de la EHE .

Datos:

Acciones permanentes	Acciones variables
• $N_{Gk,1} = 5kN$ *(peso de la cubierta)*	• $N_{Qk,1} = 23kN$ *(nieve)*
• $N_{Gk,2} = 7{,}5kN$ *(peso correas).*	• $N_{Qk,2} = 12kN$ *(viento, hipótesis A).*
• $N_{Gk,3} = 22kN$ *(peso viga peraltada).*	
• $N_{Gk,4} = 9{,}2kN$ *(peso propio).*	

SOLUCIÓN

8.1. Coeficientes parciales de seguridad

- $\gamma_G = 1$

- $\gamma_Q = 1$

(Coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables para la evaluación de los Estados Límite de Servicio, Tabla 6.1. o EHE, Art. 12.2.)

8.2. Axil cuasipermanente y axil total

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}G_{k,j} + 0{,}6\sum_{i\geq 1}\gamma_{Q,i}Q_{k,i}$$ *(Situación cuasipermanente, Apartado 6.3.5.2. o EHE, Art. 13.3)*

- Axil cuasipermanente:

(5+7,5+22+9,2)+0,6(23+12) = 64,7 kN

- Axil total:

5+7,5+22+9,2+23+12 = 78,7 kN (70%N_{tot}= 55,09 kN)

8.3. Parámetro auxiliar para tener en cuenta los efectos de la fluencia (ε)

ε = 0,004 *(El axil cuasipermanente supera el 70% del axil total. EHE, Art. 43.5.2.)*

EJEMPLO 9. E.L.U. de Inestabilidad en pórtico rígido traslacional

El pórtico de la *figura 9.1*. es fabricado en obra con hormigón armado.

Calcular las solicitaciones de cálculo del pilar central, considerando que se trata de un pórtico traslacional, dados los esfuerzos de cálculo de primer orden, los cuales actúan en el plano del pórtico.

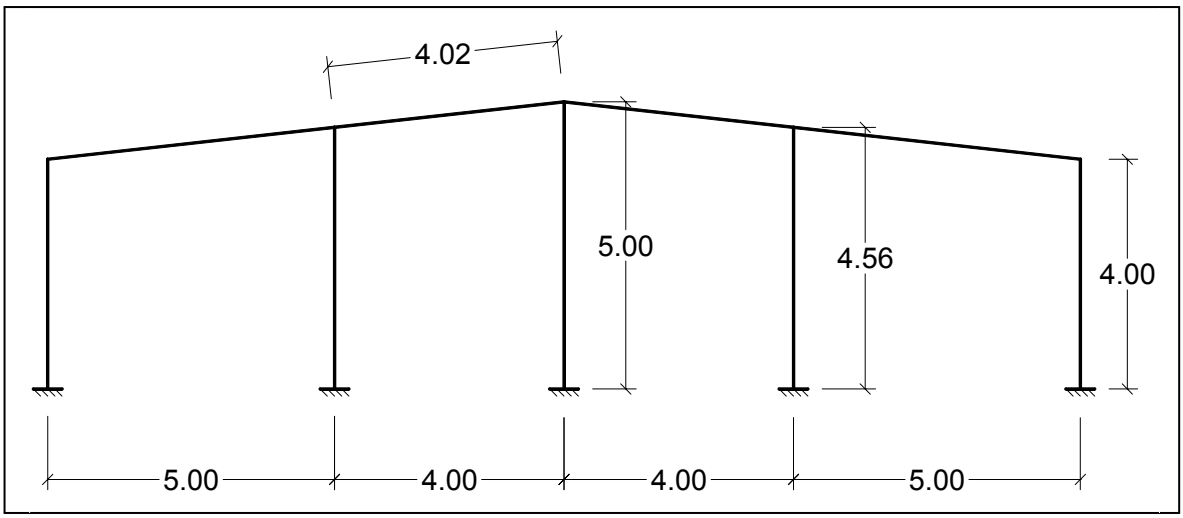


Figura 9.1. Geometría del pórtico.

Datos:

Esfuerzos de cálculo en el pilar central

- N_d = 55,4 kN
- M_{dA} = 4,18 mKN
- M_{dB} = 4,66 mkN

Dimensiones del pilar central

- l = 5 m
- h = 0,35 m
- b = 0,35 m
- d = 0,3 m

Otros datos

- HA-25/B/20/IIa
- B-400-S
- Es = 200000 N/mm2
- ε = 0,004
- Nivel control hormigón: Estadístico
- Nivel control acero: Normal

SOLUCIÓN

9.1. Resistencia de cálculo de los materiales

a) Acero

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{400 N/mm^2}{1{,}15} = 347{,}83\, N/mm^2$$ *(Control Normal y E.L.U.)*

Siendo:

- f_{yk} **= 400 N/mm²** *(Resistencia característica del acero).*
- γ_S **= 1,15** *(Coeficiente parcial de seguridad del acero para Estados Límite Últimos. EHE, Art.15.3)*
- f_{yd} *(Resistencia de cálculo del acero. EHE; Art. 38.3)*

b) Hormigón

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25\ N/mm^2}{1{,}5} = 16{,}67 N/mm^2$$ *(Control Estadístico y E.L.U)*

Donde:

- f_{ck} **= 25 N/mm²** *(Resistencia característica del hormigón. EHE, Art.39.2 y 30.5)*
- γ_c **= 1,5** *(Coeficiente parcial de seguridad del hormigón para Estados Límite últimos. EHE, Art.15.3)*
- f_{cd}*: (Resistencia de cálculo del hormigón. EHE, Art. 30.5)*

9.2. Comprobación a pandeo *(Capítulo 7 o EHE, Art. 43)*

9.2.1. Cálculo del coeficiente α de pandeo *(Capítulo 7.2 o EHE, Art. 43.1.2)*

a) Extremo A *(extremo superior):*

- $I(soporte) = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0{,}35 \times 0{,}35^3}{12} = 0{,}00125 m^4$

- $I(vigas) = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0{,}25 \times 0{,}35^3}{12} = 0{,}000893 m^4$

Siendo **h,** la dimensión de la sección en la dirección paralela al plano de pandeo.

$$\psi_A = \frac{\Sigma \frac{EI}{L}(soportes)}{\Sigma \frac{EI}{L}(vigas)} = \frac{1 \times}{2 \times} \frac{\left(0{,}00125 / 5\right)}{\left(0{,}000893 / 4{,}02\right)} = 0{,}56$$

b) Extremo B *(unión con la cimentación):*

$$\psi_B = \frac{\Sigma \frac{EI}{L}(soportes)}{\Sigma \frac{EI}{L}(vigas)} = \frac{1 \times}{} \frac{\left(0{,}00125 / 5\right)}{\infty} = 0$$ *(en el empotramiento vale 0)*

Consideramos que se trata de un pórtico traslacional, entonces, siguiendo los nomogramas o las fórmulas que se exponen el *capítulo 7.2 ó en la EHE, artículo 43.1.2.:*

α **= 1,099** (pórtico traslacional)

9.2.2. Esbeltez mecánica*(Capítulo 7.2 o EHE, Art. 43.1.2.)*

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{5{,}498 m}{0{,}101 m} = 54{,}4$$ *(Esbeltez mecánica)*

Siendo:

- $l_0 = \alpha \times l = 1{,}099 \times 5\ m = 5{,}498\ m$
- $i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{b \times h^3}{12}}{b \times h}} = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0{,}35}{\sqrt{12}} = 0{,}1010 m$ *(h: dimensión de la sección paralela al plano de pandeo)*

35 < λ < 100 → Es necesario comprobar el estado límite de inestabilidad *(Capítulo 7.3. o EHE, Art 43.5)*, se puede aplicar el método aproximado, al ser λ menor que 100.

9.2.3. Método aproximado. Flexión compuesta recta *(Capítulo 7.4. o EHE, Art. 43.5.2)*

$$e_{tot} = e_e + e_a < e_2$$

a) Obtención de e_e *(excentricidad de cálculo de primer orden):*

$$e_e = e_2 = \frac{M_d}{N_d} = \frac{4{,}667}{55{,}4} = 0{,}5m \text{ (soporte traslacional)}$$

b) Obtención de e_a *(excentricidad ficticia):*

$$e_a = (1 + 0{,}12\beta) \times (\varepsilon_y + \varepsilon) \times \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \times \frac{{l_o}^2}{50 i_c}$$

$$e_a = (1 + 0{,}12 \times 1) \times (0{,}001739 + 0{,}004) \times \frac{0{,}35 + 20 \times 0{,}084}{0{,}35 + 10 \times 0{,}084} \times \frac{5{,}498^2}{50 \times 0{,}101} = 0{,}066m.$$

Siendo:

- *β=1: factor de armado (Tabla 7.1. o EHE, tabla 43.5.2)*
- *ε = 0,004 ya que el axil cuasipermanete supera el 70% del axil total.*
- $\varepsilon_y = \frac{f_{yd}}{E_S} \Rightarrow \varepsilon_y = \frac{347{,}83(N/mm^2)}{200.000(N/mm^2)} = 0{,}001739$
- *h: 0,35 m*
- *e_e: 0,084 m*
- *l_0: 5,498 m*
- *i_c: 0,1010 m*

e_{tot} = 0,084 + 0,066 = 0,15 m

9.2.4. Solicitaciones de cálculo para el soporte teniendo en cuenta los efectos de 2º orden

- **N_d = 55,40 kN**
- **$M_d = N_d \times e_{tot} = 55{,}40 \times 0{,}15 = 8{,}30$ mkN**

EJEMPLO 10. E.L.U. de Inestabilidad en pórtico rígido intraslacional

El pórtico de la *figura 10.1.* es fabricado en obra con hormigón armado, calcular las solicitaciones de cálculo del pilar AB, considerando que se trata de un pórtico intraslacional, dados los esfuerzos de cálculo de primer orden, los cuales actúan en el plano del pórtico.

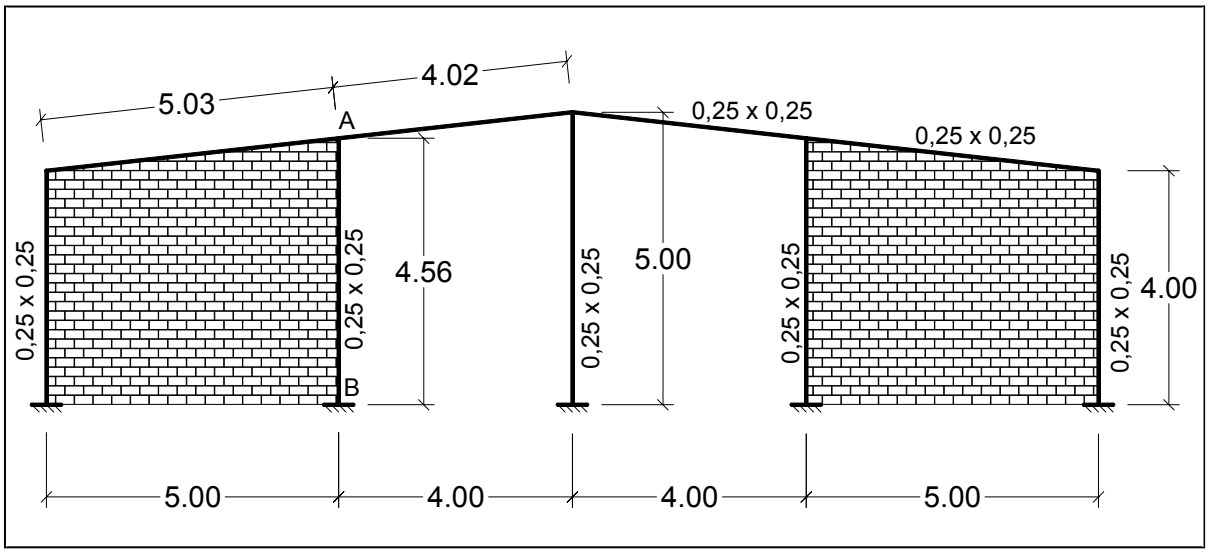


Figura 10.1. Geometría del pórtico.

Datos:

Esfuerzos de cálculo en el pilar central

- N_d = 63,5 kN
- M_{dA} = -7,55 mKN
- M_{dB} = 6,58 mkN

Dimensiones del pilar central

- l = 4,56 m
- h = 0,25 m
- b = 0,25 m
- d = 0,212 m

Otros datos

- HA-25/B/20/IIa
- B-400-S
- Es = 200000 N/mm^2
- ε = 0,004
- $f_{yd} = 347{,}83\ N/mm^2$
- $f_{cd} = 16{,}67 N/mm^2$

SOLUCIÓN

10.1. Comprobación a pandeo *(Capítulo 7 o EHE, Art. 43)*

10.1.1. Cálculo del coeficiente α de pandeo *(Capítulo 7.2 o EHE, Art. 43.1.2)*

a) Extremo A *(extremo superior)*:

- $I(soporte) = \dfrac{b \times h^3}{12} = \dfrac{0{,}25 \times 0{,}25^3}{12} = 0{,}000325 m^4$

- $I(vigas) = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0{,}25 \times 0{,}25^3}{12} = 0{,}000325 m^4$

Siendo **h,** la dimensión de la sección en la dirección paralela al plano de pandeo.

$$\psi_A = \frac{\Sigma \frac{EI}{L}(soportes)}{\Sigma \frac{EI}{L}(vigas)} = \frac{\left(0{,}000325 / 4{,}56\right)}{\left(0{,}000325 / 5{,}03\right) + \left(0{,}000325 / 4{,}02\right)} = 0{,}49$$

b) Extremo B *(unión con la cimentación):*

$\psi_B = 0$ *(en el empotramiento vale 0)*

Consideramos que se trata de un pórtico intraslacional, entonces, siguiendo los nomogramas o las fórmulas que se exponen el *capítulo 7.2 ó en la EHE, artículo 43.1.2.:*

α = 0,587 (pórtico intraslacional)

10.1.2. Esbeltez mecánica *(Capítulo 7.2 ó EHE, Art. 43.1.2.)*

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{2{,}677 m}{0{,}0722\ m} = 37{,}1$$ *(Esbeltez mecánica. EHE, artículo 43.1.2)*

Siendo:

- $l_0 = \alpha \cdot l$ = 0,587x 4,56 m = 2,677 m
- $i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{b \times h^3}{12}}{b \times h}} = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0{,}25}{\sqrt{12}} = 0{,}0722 m$ *(h: dimensión de la sección paralela al plano de pandeo)*

35 < λ < 100 $\rightarrow$ Es necesario comprobar el estado límite de inestabilidad (EHE, Art 43.5), se puede aplicar el método aproximado, al ser λ menor que 100.

10.1.3. Método aproximado. Flexión compuesta recta *(Capítulo 7.4. o EHE, Art. 43.5.2)*

$$e_{tot} = e_e + e_a \not< e_2$$

a) Obtención de e_e *(excentricidad de cálculo de primer orden):*

$$e_e = 0{,}6e_2 + 0{,}4e_1 > 0{,}4e_2$$ (para soportes intraslacionales)

- $e_2 = \left| \frac{M_{d,\max}(en\ A\ ó\ en\ B)}{N_d} \right| = \left| \frac{-7{,}55 mkN}{63{,}5} \right| = 0{,}119 m$

- $e_1 = \frac{M_{d,mix}(en\ A\ ó\ en\ B)}{N_d} = \frac{6{,}58}{63{,}5} = 0{,}104 m$

$$e_e = 0{,}6 \times 0{,}119 + 0{,}4 \times 0{,}104 = 0{,}113m$$

$$e_e > 0{,}4 \times 0{,}119 = 0{,}047m \quad ;Cumple$$

b) Obtención de e_a *(excentricidad ficticia):*

- $e_a = (1 + 0{,}12\beta) \times (\varepsilon_y + \varepsilon) \times \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \times \frac{{l_o}^2}{50 i_c}$

- $e_a = (1 + 0{,}12 \times 1) \times (0{,}001739 + 0{,}004) \times \frac{0{,}25 + 20 \times 0{,}113}{0{,}25 + 10 \times 0{,}113} \times \frac{2{,}677^2}{50 \times 0{,}0722} = 0{,}023m.$

Siendo:

- *β=1: factor de armado Tabla 7.1. o EHE, tabla 43.5.2)*
- *ε = 0,004 ya que el axil cuasipermanete supera el 70% del axil total.*
- $\varepsilon_y = \frac{f_{yd}}{E_S} \Rightarrow \varepsilon_y = \frac{347{,}83(N/mm^2)}{200.000(N/mm^2)} = 0{,}001739$
- *h: 0,25 m*
- *e_e: 0,113 m*
- *l_0: 2,677 m*
- *i_c: 0,101 m*

$$e_{tot} = e_e + e_a \not< e_2 \Rightarrow \boxed{\mathbf{e_{tot} = 0{,}113 + 0{,}023 = 0{,}136\ m}}$$

10.1.4. Solicitaciones de cálculo para el soporte teniendo en cuenta los efectos de 2º orden

- **N_d = 63,5 kN**
- **$M_d = N_d \times e_{tot}$ = 63,5 x 0,136 = 8,64 mkN**

EJEMPLO 11. E.L.U. de Inestabilidad. Método General

A partir de las solicitaciones de primer orden en el soporte cuyos datos se incluyen a continuación, calcular las solicitaciones de cálculo necesarias para dimensionar la armadura longitudinal de la pieza (teniendo en cuenta los efectos de segundo orden).

Datos:

- *HA-25/B/20/IIa (control normal)*
- *B-400-S (control normal)*
- E_s *= 200000 N/mm²*
- *hp = 6m (altura del pilar desde cimentación)*
- *h = 0,35 (canto del pilar paralelo al plano del pórtico)*
- *b = 0,35 (ancho del pilar, perpendicular al plano del pórtico)*
- *d = 0,3 (canto útil del pilar)*
- N_d*=136,99 kN*
- M_d*=76,64 mKN*
- N_{sg}*=84,67 kN(Axil cuasipermanente, EHE Art. 13.3)*
- $\alpha = 2$
- *Portico traslacional*

SOLUCIÓN

11.1. Estado Límite Ultimo de Inestabilidad *(Capítulo 7 o EHE, Art. 43.)*

11.1.1. Esbeltez mecánica *(Capítulo 7.2 o EHE, Art. 43.1.2.)*

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{1200}{10,01} = 118,77$$ *(Esbeltez mecánica. EHE, Art. 43.1.2.)*

Siendo:

- $l_o = \alpha \cdot l = 2 \times 6 = 12m$ *(Longitud de pandeo)*
- $i_c = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{b \times h^3}{12}}{b \times h}} = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{35}{\sqrt{12}} = 10,01 cm$ *(Radio de giro)*

100 < λ < 200 → Es necesario comprobar el estado límite de inestabilidad *EHE, Art 43.5,* se puede aplicar el método general, al ser λ menor que 200.

11.1.2. Método General. Flexión compuesta recta, sección y armadura constante *(EHE, Art. 43.5.1.)*

$$e_{tot} = \psi \left(e_e + 0,1 \cdot l_0^2 \cdot \frac{1}{r_{tot}} \right) > e_2$$

$$e_{tot} = 1,104 \times \left(0,559 + 0,1 \times 12^2 \times 0,0137 \right) = 0,836 > e_2 = 0,559 \Rightarrow$$

$$\boxed{e_{tot} = 0,836m}$$

Siendo:

- $e_e = e_2 = \frac{M_d}{N_d} = \frac{76,64}{136,99} = 0,559m$ *(soporte traslacional)*

- *β=1 (factor de armado, EHE, tabla 46.5.3)*

- $\varepsilon_y = \frac{f_{yd}}{E_S} = \frac{347,83}{200.000} = 0,00174$ *(deformación del acero para la tensión de cálculo; EHE Art. 43.5.2.)*

- $\alpha = 4\beta \frac{e_e(d-d') + 0,1l_0^2\varepsilon_y}{(d-d')^2} = 4 \times 1 \times \frac{(0,559 \times 0,25) + (0,1 \times 12^2 \times 0,00174)}{0,25^2} = 10,55$

- $\nu = \frac{N_d}{A_c f_{cd}} = \frac{136,99}{0,35 \times 0,35 \times 16667} = 0,0671$

- $\frac{1}{r} = \left(\frac{2\varepsilon_Y}{d-d'}\right) \times \left(\frac{1+\alpha\nu}{1+\alpha\nu+2|\nu-0,3|}\right) = \left(\frac{2 \times 0,00174}{0,25}\right) \times \left(\frac{1+10,55 \times 0,0671}{1+10,55 \times 0,0671+2|0,0671-03|}\right) = 0,01093$

- $\psi = 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\beta \cdot 10^{-6}}{\varepsilon_y \times i_c \times 1/r}\right) = 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{1 \times 10^{-6}}{0,00174 \times 0,101 \times 0,01093}\right) = 1,104$

- $E_c = 8500 \times \sqrt[3]{f_{ck} + 8} = 8500 \times \sqrt[3]{25+8} = 27264,04 N/mm^2$ *(módulo de deformación secante del hormigón a los 28 días. EHE Art.39.6)*

- $I_c = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{350 \times 350^3}{12} = 1250520833 mm^4$

- $\nu_g = \frac{N_{sg} \times l_0^2}{10 \cdot E_c \cdot I_c} = \frac{84670N \times 12000^2 mm^2}{10 \times 27264 \frac{N}{mm^2} \times 1250520833 mm^4} = 0,3576$

- $\varphi = 2,4$ *(coeficiente de fluencia, EHE Tabla 39.8; HR=50%, puesta en carga a los 28 días)*

- $e = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 \times 350 \times 350}{4 \times 350} = 175mm$ *(espesor medio en milímetros EHE Art. 39.7)*

- $\frac{1}{r_f} = \frac{8 \cdot \varphi \cdot \nu_g}{(1-1,4\nu_g)} \times \frac{e_e}{l_0^2} = \frac{8 \times 2,4 \times 0,3576}{(1-(1,4 \times 0,3576))} \times \frac{0,559}{12^2} = 0,002808m$

- $\frac{1}{r_{tot}} = \frac{1}{r} + \frac{1}{r_f} = 0,01093 + 0,002808 = 0,0137m$

11.2. Solicitaciones de cálculo teniendo en cuenta los efectos de 2º orden

- **N_d = 136,99 kN.**

- **$M_d = N_d \times e_{tot} = 136,9 \times 0,836 = 114,55$ mkN**

EJEMPLO 12. Armado de pilares en nave agroindustrial

Dimensionar la armadura longitudinal y transversal de los pilares (P_3), de los pórticos centrales de la nave de la figura, dadas las solicitaciones de cálculo en las que ya se han considerado el Estado límite Último de Inestabilidad.

Se trata de elementos fabricados en obra, y se ha prescrito en el proyecto un nivel de control en la ejecución Normal y un nivel de control Reducido en la resistencia de los materiales.

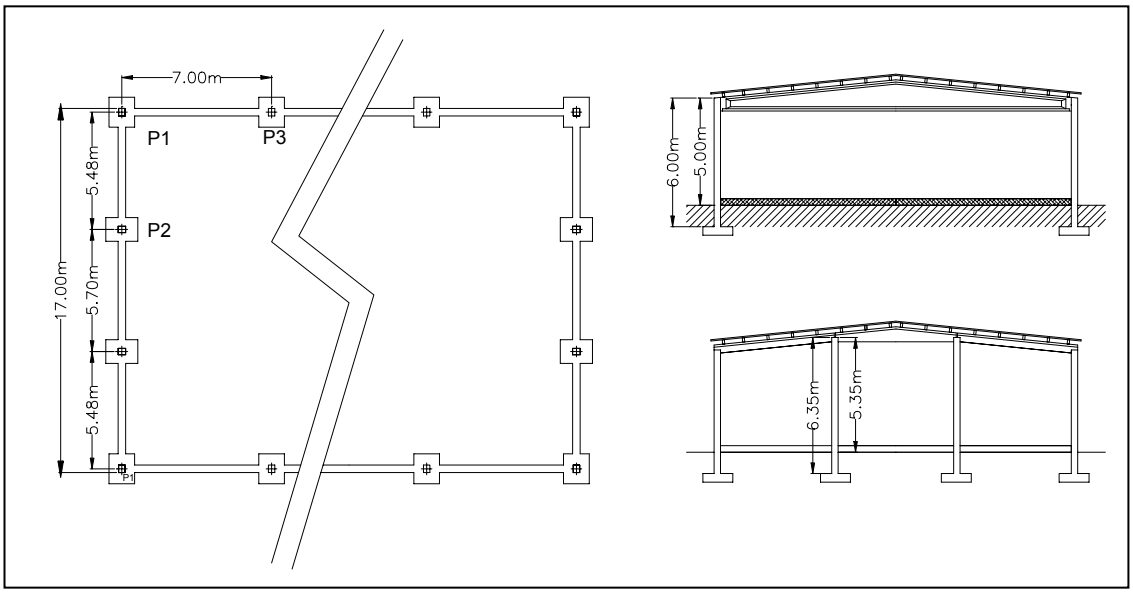


Figura 12.1. Geometría de la nave

Datos:

- *HA-25/B/20/IIa (control reducido)*
- *B-400-S (control reducido)*
- *E_s = 200000 N/mm2*
- *h_p = 6m (altura del pilar desde cimentación)*
- *h = 0,45 (canto del pilar paralelo al plano del pórtico)*
- *b = 0,3 (ancho del pilar, perpendicular al plano del pórtico)*
- *d = 0,4 (canto útil del pilar)*
- *II_a (tipo de ambiente EHE, Art. 8.2.2)*
- $\phi = 16mm$ *(diámetro de las barras de la armadura longitudinal)*
- $\phi_t = 6mm$ *(diámeto de los estribos)*

Solicitaciones de cálculo en la base teniendo en cuenta los efectos de 2º orden:

- *N_d = 139,81 kN*
- *M_d = 105,23 mKN*
- *V_d=21,28 kN*

SOLUCIÓN

12.1. Resistencia de cálculo de los materiales

a) Acero

- $f_{yd} = 0,75 \times \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = 0,75 \times \frac{400 N/mm^2}{1,15} = 260,87 N/mm^2$ *(Control reducido y E.L.U.)*

Siendo:

- ***f_{yk} = 400 N/mm^2*** *(Resistencia característica del acero)*
- ***γ_S = 1,15*** *(Coeficiente parcial de seguridad del acero para Estados Límite últimos. EHE, Art.15.3)*
- ***f_{yd}*** *(Resistencia de cálculo del acero. EHE; Art. 38.3)*

b) Hormigón

- $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25 N/mm^2}{1,5} = 16,66 < 10 \ N/mm^2 \Rightarrow 10 \ N/mm^2$ *(Control reducido y E.L.U)*

- ***f_{ck} = 25 N/mm^2*** *(Resistencia característica del hormigón. EHE, Art.39.2 y 30.5)*
- ***γ_c = 1,5*** *(Coeficiente parcial de seguridad del hormigón. EHE, Art.15.3)*
- ***f_{cd}****: (Resistencia de cálculo del hormigón. EHE; Art. 30.5)*

12.2. Dimensionamiento de la armadura longitudinal

12.2.1. Flexión compuesta recta en sección rectangular con $U_{s1}=U_{s2}$. *(Capítulo 6.5.4. ó EHE, Anejo 8.5.)*

- $d' \leq \frac{h}{7}$ ***Cumple***

Siendo:

- *d´= 50 mm*
- $\frac{h}{7} = \frac{450}{7} = 64,3 mm$

- $0 \leq N_d \leq 0,5 U_0 \Rightarrow 0 \leq 139,81 \leq 510 \Rightarrow$ ***Caso 2º***

Donde:

- $U_0 = 0,85 \times f_{cd} \times b \times d = 0,85 \times 10 \times 10^{-3} \times 300 \times 400 = 1020 kN$
- $0,5 \cdot U_0 = 0,5 \times 1020 = 510 kN$

$$U_{S1} = U_{S2} = \frac{M_d}{d - d'} + \frac{N_d}{2} - \frac{N_d \times d}{d - d'} \times \left(1 - \frac{N_d}{2 \cdot U_O} \right)$$

$$U_{S1} = U_{S2} = \frac{105,23}{0,4 - 0,05} + \frac{139,81}{2} - \frac{139,81 \times 0,40}{0,4 - 0,05} \times \left(1 - \frac{139,81}{2 \times 1020} \right) = 221,72 kN$$

12.2.2. Comprobaciones.

12.2.2.1. Cuantía mecánica mínima *(Capítulo 5.3.1. ó EHE, Art.42.3.2.)*

a) A tracción:

$$A_S \times f_{yd} \geq 0{,}25 \times \frac{W_1}{h} \times f_{cd}$$ *(cuantía mecánica mínima a tracción)*

- $A_S \times f_{yd} \geq 0{,}25 \times \frac{b \times h}{6} \times f_{cd} = 0{,}25 \times \frac{300 \times 450}{6} \times 10 \times 10^{-3} = 56{,}25\text{kN}$

Donde:

- $W_1 = \frac{b \times h^2}{6}$ *(módulo resistente en el caso de secciones rectangulares*

b) A compresión:

$$A_S \times f_{yd} \geq 0{,}05 \times N_d$$

- $0{,}05 N_d = 0{,}05 \times 139{,}81 = 6{,}99 kN$

12.2.2.2. Cuantía geométrica mínima *(Capítulo 5.3.4. ó EHE, Art.42.3.5.)*)

$$A_S = (A_{S1} + A_{S2}) \geq \frac{4}{1000} \times b \times h$$

- $(A_{S1} + A_{S2}) \geq \frac{4}{1000} \times 30 \times 45 = 5{,}4 cm^2$

12.2.2.3. Armadura necesaria

$$A_s \times f_{yd} = U_{S1} = U_{S2}$$

- $A_{S1} = A_{S2} = \frac{U_{S1}}{f_{yd}} = \frac{221{,}72 \cdot 10^3 N}{260{,}87 \ N/mm^2} = 849 mm^2 \approx 8{,}5 cm^2$ *(Armadura necesaria por cálculo)*

- $A_{S1} = A_{S2} = \frac{U_{S1}}{f_{yd}} = \frac{56{,}25 \cdot 10^3 N}{260{,}87 \ N/mm^2} = 216 mm^2 = 2{,}16 cm^2$ *(Armadura necesaria por cuantía mecánica a tracción)*

- $A_{S1} = A_{S2} = \frac{U_{S1}}{f_{yd}} = \frac{6{,}99 \cdot 10^3 N}{260{,}87 \ N/mm^2} = 27 mm^2 = 0{,}27 cm^2$ *(Armadura necesaria por cuantía mecánica a compresión)*

- $(A_{S1} + A_{S2}) \geq 5{,}4 cm^2 \Rightarrow A_{S1} = A_{S2} = \frac{5{,}4}{2} = 2{,}7 cm^2$ *(Armadura necesaria por cuantía geométrica)*

Para cumplir las limitaciones anteriores elegimos la mayor de las cuatro, luego:

$$A_{S1} = A_{S2} \geq 8{,}5cm^2$$

Armando con redondos de ϕ 16mm:

$\phi = 16mm$; Area 1 barra: 2,01 cm^2; *Nº barras: 5 en cada cara:* $A_{s1} = A_{s2} = 10{,}05cm^2$

En definitiva, en la pieza se colocarán 5 redondos de $\varnothing$ 16 mm en cada cara.

12.2.2.4. Separación entre barras

Debemos comprobar si la separación entre barras es suficiente para permitir el correcto hormigonado de la pieza, y al mismo tiempo que ésta no sea superior a 30 cm *(EHE Art.66.4.1. y 42.3.1.)*.

$$S_h = \frac{b - \left(2 \times \left(d' - 0{,}5\phi\right)\right) - n \times \phi}{n-1} = \frac{30 - (2 \times (5 - 0{,}8) - 5 \times 1{,}6}{5-1} = 3{,}4cm$$ *(separación horizontal entre barras)*

	Condiciones que debe cumplir	
• *Separación horizontal: 3,4 cm*	• *≥ 2 cm*	***Cumple***
	• *> ∅ = 1,6 cm*	***Cumple***
	• *1,25 × D = 1,25 × 20 mm = 2,5 cm*	***Cumple***
	• *< 30 cm*	***Cumple***

12.2.2.5. Recubrimientos (EHE, Art. 37.2.4.)

Para garantizar una durabilidad correcta de la pieza se deberán cumplir las siguientes limitaciones:

- $r_{nom} = d' - 0{,}5\phi - \phi_t = 50 - 8 - 6 = 36mm$ *(recubrimiento nominal en la pieza)*

- $r_{ap} = d' - 0{,}5\phi = 50 - 8 = 42mm$ *(recubrimiento de la armadura principal en la pieza)*

Condición que debe cumplir	Dimensión del parámetro en la pieza	
• $r_{nom} \geq r_{\min} + \Delta r = 25 + 10 = 35mm$	36 mm	***Cumple***
• $r_{ap} \geq \phi = 16mm$	42 mm	***Cumple***
• $r_{ap} \geq 1{,}25D = 1{,}25 \times 20 = 25mm$	42 mm	***Cumple***

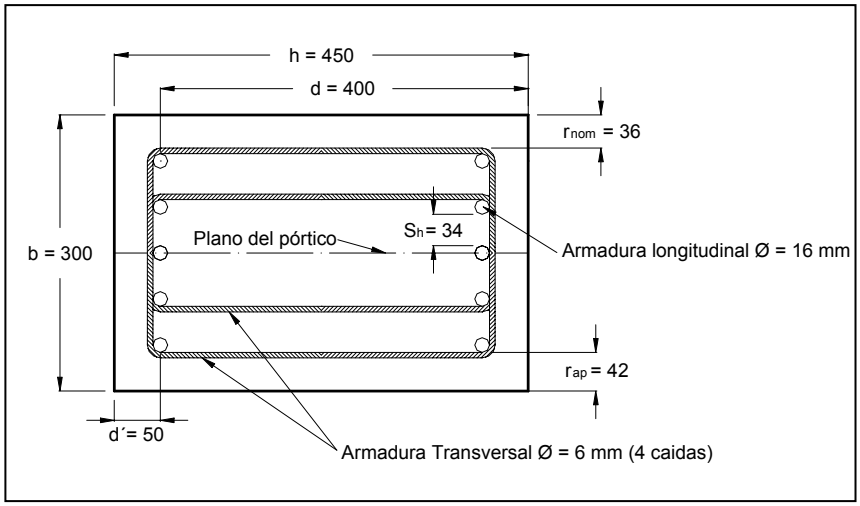


Figura 12.2. Esquema de armado de la sección.

12.3. Dimensionamiento de la armadura transversal

12.3.1. Resistencia a compresión del alma, V_{u1} *(Capítulo 8.3.2 ó EHE , Art. 44.2.3.1.)*

El cortante de cálculo debe de ser menor que la resistencia a compresión oblicua del alma:

$$V_{rd} \leq V_{u1} \Rightarrow \quad \textbf{\textit{Cumple}}$$

Siendo:

- $V_{u1} = 0{,}3 \times f_{cd} \times b \times d = 0{,}3 \times 10 \cdot 10^3 \ \frac{kN}{m^2} \times 0{,}3m \times 0{,}4m = 360kN$
- $V_{rd} = 21{,}28kN$ *(esfuerzo cortante de cálculo en la sección más desfavorable del soporte)*

En el caso de soportes, para realizar esta comprobación se toma el valor del cortante ($V_{rd} = V_d$) en la sección más desfavorable.

12.3.2. Resistencia a tracción del alma, V_{u2} *(Capítulo 8.3.3 ó EHE , Art. 44.2.3.2.)*

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

Al igual que en el caso anterior, para ésta comprobación, en el caso de soportes, se tomará el valor del cortante en la sección más desfavorable

- $V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$
- $V_{su} = V_d - V_{cu}$

Siendo:

- V_{cu} *: esfuerzo cortante que resiste la sección sin contar con la armadura transversal.*
- V_{su} *: esfuerzo cortante que resiste la armadura transversal.*
- $V_{rd} = V_d$ *: esfuerzo cortante de cálculo.*

Conocemos el esfuerzo cortante a que se encuentra sometida la sección más desfavorable ($V_{rd} = V_d$), obtenemos el esfuerzo cortante que es capaz de resistir la sección sin armadura transversal (V_{cu}), y por diferencia de ambos se obtiene el esfuerzo cortante que deben resistir las la armadura transversal (V_{su}), con lo cual ya estamos en condiciones de dimensionarla.

- $V_{cu} = 0{,}10 \times \xi \times (100 \rho_1 \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} \times b_0 \times d$ *(Simplificación válida para el caso de estribos a 90 º y bielas de compresión a 45º, despreciando el efecto favorable de las compresiones)*

- $\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} (con\ d\ en\ mm) = 1 + \sqrt{\frac{200}{400}} = 1{,}707$
- $b_0 = b$ *(en piezas de sección constante)= 300 mm*
- $\rho_1 = \frac{A_S}{b_0 \times d} < 0{,}02 \Rightarrow \rho_1 = \frac{10{,}05 cm^2}{30cm \times 40cm} = 0{,}00837 < 0{,}02$ *(cuantía geométrica de la armadura longitudinal traccionada)*

$$V_{cu} = 0{,}10 \times 1{,}707 \times (100 \times 0{,}00837 \times 25)^{1/3} \times 300 \times 400 = 56461N = 56{,}46kN$$

- $V_{su} = V_d - V_{cu} = 21{,}28kN - 56{,}46kN = -35{,}18kN$

Como podemos observar, el esfuerzo cortante de cálculo al que se encuentra sometido la pieza ($V_{rd} = V_d$) es inferior al que puede resistir la sección sin armadura transversal (V_{cu}), con lo cual, no sería necesario colocar armadura de cortante. Sin embargo, la EHE obliga a colocar armadura transversal para evitar el pandeo de las barras comprimidas de la armadura longitudinal *(ver figura 8.8 en el capítulo 8)*.

Colocaremos por tanto una armadura que cumpla las cuantías mínimas.

12.3.3. Limitaciones y cuantías mínimas *(Capítulo 8.4.)*

Fijamos el diámetro de los estribos y la separación entre los mismos:

$$\phi_e = 6mm \qquad S_t = 24cm \qquad n = 4(Caidas)$$

12.3.3.1. Limitaciones a la separación entre estribos *(EHE, Art. 44.2.3.4.1.)*

$$\text{Si } V_{rd} \le \frac{1}{5} V_{u1} \Rightarrow S_t = 24cm \le 0{,}8d = 36cm \le 300mm \Rightarrow \textbf{Cumple}$$

Siendo:

- V_{rd} = 114 kN
- $\frac{1}{5} V_{u1} = \frac{1}{5} 360 = 72$

12.3.3.2. Cuantía mínima *(EHE Art. 44.2.3.4.1.)*

Se debe de cumplir la siguiente condición:

$$\sum A_{90} \times f_{yd} = \frac{A_e}{S_t} \times f_{yd} \geq 0{,}02 \times f_{cd} \times b \Rightarrow \quad \textbf{\textit{Cumple}}$$

Siendo:

- $A_e = \frac{\pi \times \phi_e^2}{4} \times n = \frac{\pi \times 6^2}{4} \times 4 = 113{,}10 mm^2$
- $\frac{A_e}{S_t} \times f_{yd} = \frac{113{,}1 mm^2}{240 mm} \times 260{,}9 \frac{N}{mm^2} = 122{,}93 \frac{N}{mm}$
- $0{,}02 \times f_{cd} \times b = 0{,}02 \times 10 \frac{N}{mm^2} \times 300 mm = 60 \frac{N}{mm}$

12.3.3.3. Limitaciones cuando existen barras en compresión *(EHE, Art. 44.2.3.4.1. y 42.3.1.)*

a)

$$S_t \leq 15\phi_{\min} \leq 30 cm \qquad \Rightarrow \quad \textbf{\textit{Cumple}}$$

Siendo:

- $S_t = 24 cm$
- $15\phi_{\min} = 15 \times 1{,}6 = 24 cm$

b)

$$\phi_e \geq \frac{0{,}25 \times \phi_{\max} \times S_t}{15 \times \phi_{\min}} \Rightarrow \quad \textbf{\textit{Cumple}}$$

Donde:

- $\phi_e = 6 mm$
- $\frac{0{,}25 \times \phi_{\max} \times S_t}{15 \times \phi_{\min}} = \frac{0{,}25 \times 16 mm \times 240 mm}{15 \times 16} = 4 mm$

c)

$$S_t \leq b \text{ ó } h \Rightarrow \qquad \textbf{\textit{Cumple}}$$

Donde:

- $S_t = 24 cm$
- $h = 45 cm$
- $b = 30 cm$

12.4. Esquema de armado de los pilares

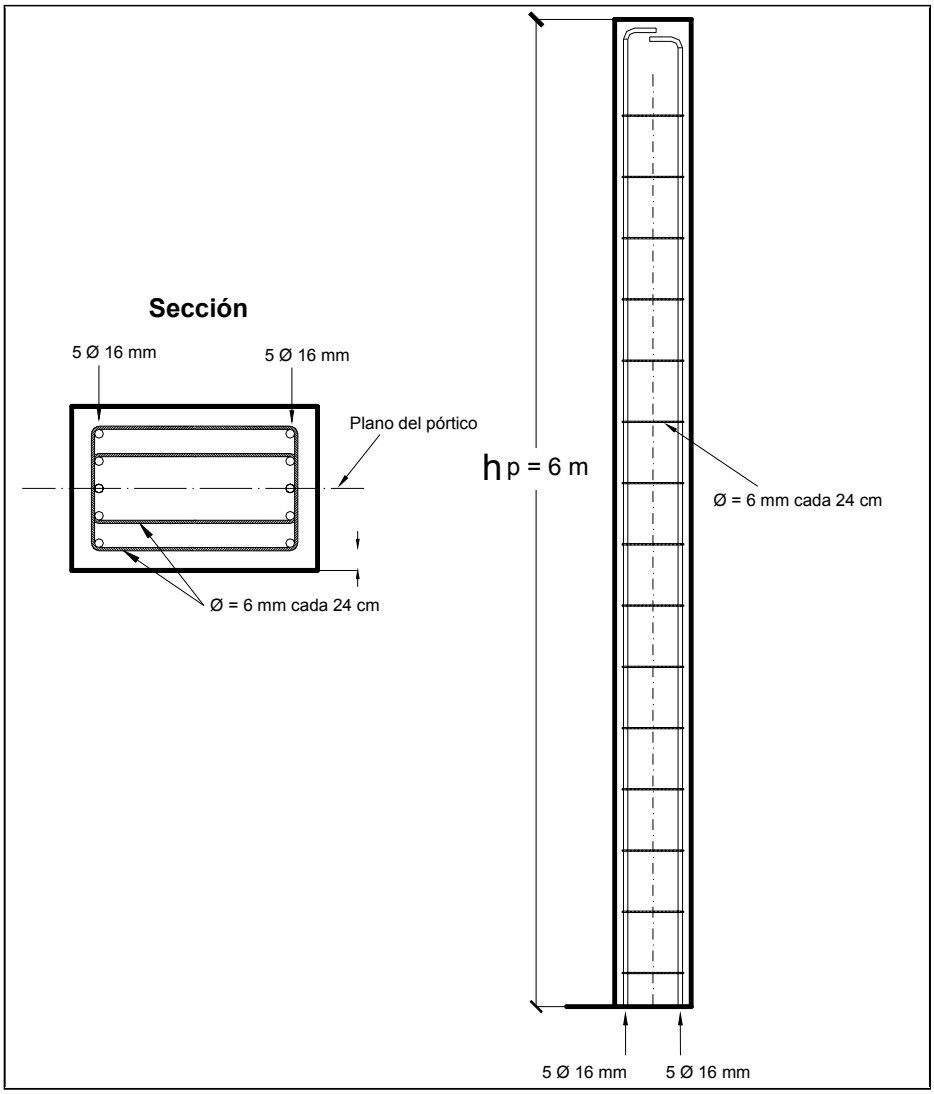


Figura 12.3. Esquema de armado del soporte.

EJEMPLO 13. Cálculo de armadura transversal en viga

Calcular la armadura transversal en el dintel del pórtico de la *figura 13.1.* dada la envolvente de esfuerzos cortantes de calculo.

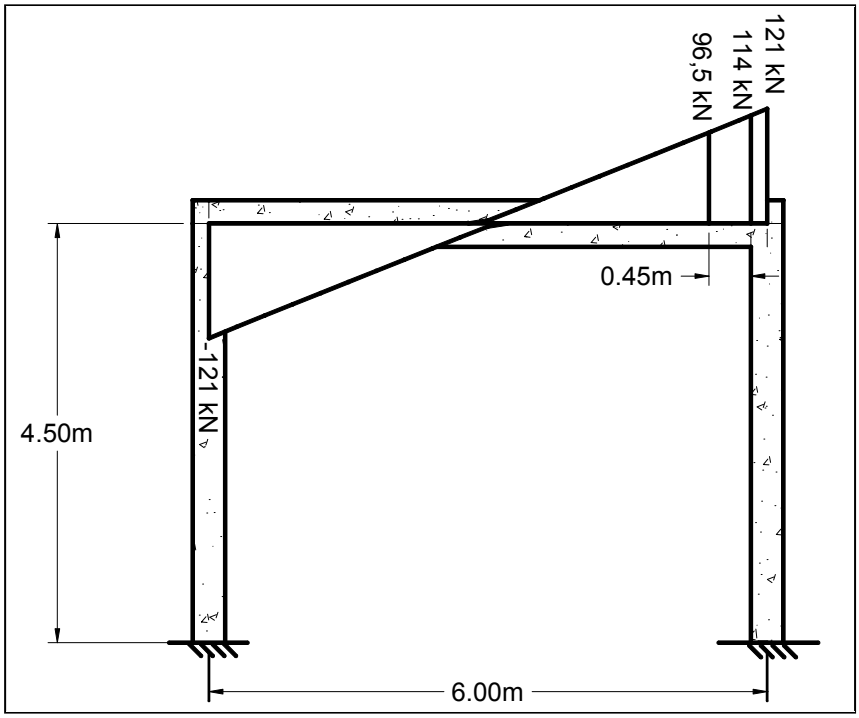


Figura 13.1. Geometría del pórtico y envolvente de esfuerzos cortantes de cálculo.

Datos:

- *l = 6 m*
- *h = 0,5 m*
- *b = 0,35 m*
- *d = 0,45 m*
- *A_{s1}= 6,78 cm2 (Armadura longitudinal traccionada)*
- *ϕ = 20 mm (Diámetro de las barras de la armadura longitudinal traccionada)*
- *HA-25/B/20/IIa*
- *B-400-S*
- $f_{yd} = 347{,}83\ N/mm^2$
- $f_{cd} = 16{,}67 N/mm^2$

SOLUCIÓN

13.1. Resistencia a compresión del alma V_{u1} *(Capítulo 8.3.1. ó EHE, Art. 44.2.3.1)*

En el caso de vigas, para realizar esta comprobación se toma el valor del cortante existente (V_{rd} = V_d) en el borde del apoyo).

El cortante de cálculo debe de ser menor que la resistencia a compresión oblicua del alma:

$$V_{rd} \leq V_{u1}$$

$$V_{rd} = 114kN \leq V_{u1} = 787{,}5kN \Rightarrow \quad \textbf{\textit{Cumple}}$$

Siendo:

- $V_{u1} = 0{,}30 \times f_{cd} \times b_0 \times d = 0{,}30 \times 16670 \frac{kN}{m^2} \times 0{,}35m \times 0{,}45m = 787{,}5kN$
- $V_{rd} = 114kN$ *(Cortante de cálculo (V_{rd} = V_d) en el borde del apoyo.)*

13.2. Resistencia a tracción del alma V_{u2} *(Capítulo 8.3.2. ó EHE, Art. 44.2.3.2.2.)*

En el caso de vigas, para ésta comprobación se tomará el valor del cortante en una sección situada a un canto útil del borde del apoyo.

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

- $V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$

- $V_{su} = V_d - V_{cu}$

Siendo:

- V_{cu} *: esfuerzo cortante que resiste la sección sin contar con la armadura transversal.*
- V_{su} *: esfuerzo cortante que resiste la armadura transversal.*
- $V_{rd} = V_d = 96{,}5kN$ *: esfuerzo cortante de cálculo, a un canto útil del borde del apoyo.*

Conocemos el esfuerzo cortante a que se encuentra sometida la sección ($V_{rd} = V_d$), obtenemos el esfuerzo cortante que es capaz de resistir la sección sin armadura transversal (V_{cu}), y por diferencia de ambos se obtiene el esfuerzo cortante que deben resistir las la armadura transversal (V_{su}), con lo cual ya estamos en condiciones de dimensionarla.

- $V_{cu} = 0{,}10 \times \xi \times \left(100\rho_1 \times f_{ck}\right)^{\frac{1}{3}} \times b_0 \times d$ *(Simplificación válida para el caso de estribos a 90 º y bielas de compresión a 45º, despreciando el efecto favorable de las compresiones)*

$$\boxed{V_{cu} = 0{,}10 \times 1{,}667 \times \left(100 \times 0{,}004 \times 25\right)^{\frac{1}{3}} \times 350 \times 450 = 57955N \approx 57{,}96kN}$$

Siendo

• $\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} (con\ d\ en\ mm) = 1 + \sqrt{\frac{200}{450}} = 1{,}667$

• $b_0 = b$ *(en piezas de sección constante)= 350 mm*

• $\rho_1 = \frac{A_S}{b_0 \times d} < 0{,}02 \Rightarrow \rho_1 = \frac{6{,}78 cm^2}{35cm \times 45cm} = 0{,}004 < 0{,}02$ *(cuantía geométrica de la armadura longitudinal traccionada)*

- $\boxed{V_{su} = V_d - V_{cu} = 96{,}5 - 57{,}96 = 38{,}54 kN}$ *(esfuerzo cortante que debe resistir la armadura transversal)*

- $V_{su} = A_{90} \times f_{y90,d} \times 0{,}9 \times d \Rightarrow$

$$\Rightarrow A_{90} = \frac{V_{su}}{f_{yd} \times 0{,}9 \times d} = \frac{38540N}{347{,}83 \frac{N}{mm^2} \times 0{,}9 \times 450mm} = 0{,}2461 \frac{mm^2\,(Armadura\ transv.)}{mm\ (Viga)} =$$

$$= 246{,}13 \frac{mm^2\,(Armadura\ transv.)}{m\ (Viga)}$$ *(sección de armadura transversal necesaria por metro lineal de viga)*

a) Fijamos el diámetro de los estribos : $\phi_e = 8mm$

Fijando el diámetro de los estribos obtenemos la separación entre estribos.

- $A_e = \frac{\pi \times \phi_e^2}{4} \times n = \frac{\pi \times 8^2}{4} \times 2 = 100{,}53 mm^2$ *(área efectiva de cada estribo a efectos de esfuerzo cortante)*

- $S_t = \frac{A_e}{A_{90}} = \frac{100{,}53 mm^2}{246{,}13 \frac{mm^2}{m}} = 0{,}408m$ *(separación máxima entre estribos por cálculo)*

Adoptamos una separación entre estribos de 20 cm:

$$S_t = 20cm$$

b) Fijamos la separación entre estribos: $S_t = 20cm$

En este caso obtenemos el diámetro mínimo que deben de tener los estribos.

- $A_e = S_t \times A_{90} = 0{,}2m \times 246{,}13 \, mm^2 / m = 49{,}23 mm^2$ *(Area efectiva que debe de tener cada estribo para resistir el esfuerzo cortante)*

- $\phi_e = \sqrt{\frac{A_e \times 4}{n \times \pi}} = \sqrt{\frac{49{,}23 \times 4}{2\pi}} = 5{,}6mm$ *(Diámetro mínimo de estribos por cálculo)*

c) Solución adoptada:

$$\phi_e = 8mm \text{ (2 caídas)}$$

$$S_t = 20cm$$

13.3. Limitaciones y cuantías mínimas *(Capítulo 8.4.)*

13.3.1. Limitaciones a la separación entre estribos *(Capítulo 8.4.1. ó EHE, Art. 44.2.3.4.1.)*

$$\text{Si } V_{rd} \le \frac{1}{5}V_{u1} \;\Rightarrow\; S_t = 20cm \le 0{,}8d = 32cm \le 300mm \;\Rightarrow\; \textbf{Cumple}$$

- V_{rd} = 114 kN
- $\frac{1}{5}V_{u1} = \frac{1}{5}787{,}5 = 157{,}5kN$

13.3.2. Cuantía mínima *(Capítulo 8.4.2. ó EHE, Art. 44.2.3.4.1.)*

Se debe de cumplir la siguiente condición:

$$\sum A_{90} \times f_{yd} = \frac{A_e}{S_t} \times f_{yd} \ge 0{,}02 \times f_{cd} \times b \Rightarrow \quad \textbf{Cumple}$$

Siendo:

- $A_e = \frac{\pi \times \phi_e^2}{4} \times n = \frac{\pi \times 8^2}{4} \times 2 = 100{,}5mm^2$
- $\frac{A_e}{S_t} \times f_{yd} = \frac{100{,}5mm^2}{200mm} \times 386{,}7\frac{N}{mm^2} = 194{,}36\frac{N}{mm}$
- $0{,}02 \times f_{cd} \times b = 0{,}02 \times 16{,}67\frac{N}{mm^2} \times 350mm = 116{,}69\frac{N}{mm}$

13.3.3. Limitaciones cuando existen barras en compresión *(Cap. 8.4.4. ó EHE, Art. 44.2.3.4.1. y 42.3.1.)*

No es preciso comprobar ésta limitación, puesto que no se ha tenido en cuenta, en los cálculos, la existencia de barras en compresión, al encontrarnos en el ***caso 1*** de flexión simple, tanto en el cálculo de la armadura de momentos negativos como en la de positivos.

13.3.4. Limitaciones de la fisuración por esfuerzo cortante *(Capítulo 8.4.3. ó EHE Art. 44.2.3.4.1. y 49.3)*

$$\text{Si} \quad \frac{V_{rd} - 3V_{cu}}{A_{90} \times d} < 50 \quad \Rightarrow \quad S_t \le 300mm \quad \Rightarrow \textbf{Cumple}$$

Siendo:

- $A_e = \frac{\pi \times \phi_e^2}{4} \times n = \frac{\pi \times 8^2}{4} \times 2 = 100{,}5mm^2$
- $A_{90} = \frac{A_e}{S_t} = \frac{100{,}5mm^2}{200mm} = 0{,}503\frac{mm^2}{mm}$
- $\frac{(V_{rd} - 3V_{cu})}{A_{90} \times d} = \frac{(96500N - 3 \times 57955{,}2N)}{0{,}503\frac{mm^2}{mm} \times 450mm} = \text{-}342{,}0\frac{N}{mm^2} < 50$
- $S_t = 20cm$

13.4. Práctica de armado

Los estribos se dispondrán hasta el borde de los apoyos, como mínimo (EHE, Art. 44.2.3.4.1.)

La colocación de cercos se prolongará en una longitud igual a medio canto de la pieza, más allá de la sección en la que teóricamente dejan de ser necesarios. (Es decir, a partir de la sección en que el cortante de calculo, V_d, iguala a la resistencia a esfuerzo cortante por tracción oblicua del alma de la pieza, V_{cu}) (EHE, Art. 44.2.3.4.1.). *Ver figura 13.2.*

En S_1 el cortante de calculo, V_d, iguala a la resistencia a esfuerzo cortante por tracción oblicua del alma de la pieza, V_{cu} , entonces deberíamos prolongar la colocación de cercos en una longitud igual a medio canto de la pieza (0,5/2) a partir de S_1.

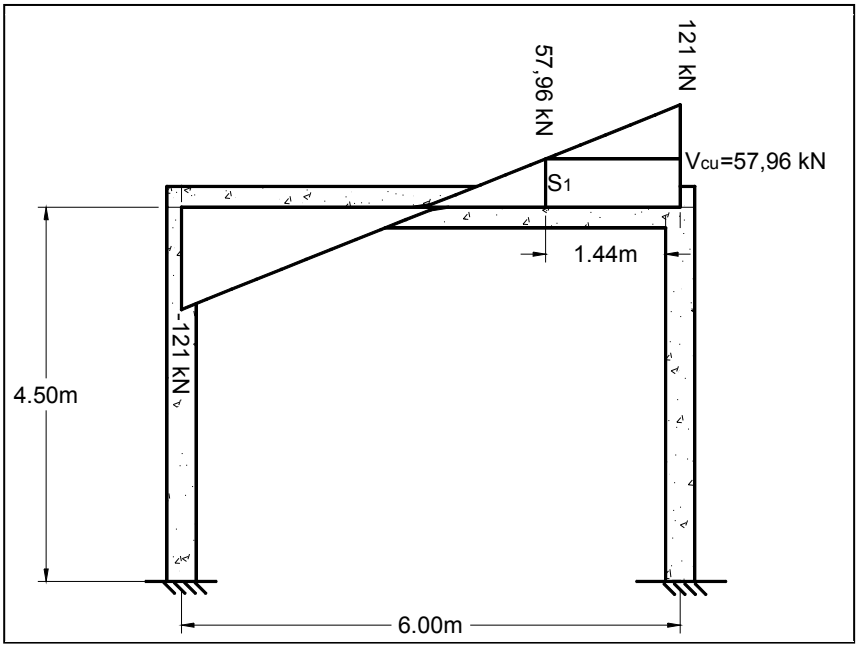


Figura 13.2. Sección S_1 en la que teóricamente dejan de ser necesaria la armadura transversal.

EJEMPLO 14. Armado de pórtico rígido

A partir de la envolvente de cálculo de momentos flectores, esfuerzos cortantes y axiles del pórtico de las *figuras 14.1 a 14.3*, realizar el armado del mismo.

Datos:

Dintel:

- *l = 8 m (luz del pórtico)*
- *h = 0,5 m (canto total)*
- *b = 0,4 m (ancho)*
- *d = 0,45 m (canto útil)*

Pilar

- *l = 5 m (altura del pilar)*
- *h = 0,35 m*
- *b = 0,4 m*
- *d = 0,30 m*

Otros datos

- *HA-25/B/20/I (control Estadístico)*
- *B-400-S (control Normal)*
- $f_{cd} = 16{,}66\ N/mm^2$ *(Resistencia de cálculo del hormigón)*
- $f_{yd} = 347{,}83\ N/mm^2$ *(Resistencia de cálculo del acero)*
- $\varnothing_{barra}$ *= 25, 20 y 16mm (diámetros armadura longitudinal)*
- $\varnothing_e$ *= 6 mm (diámetro de estribos en pilares)*
- $\varnothing_e$ *= 10 mm (diámetro de estribos en jácena)*

Diagramas de esfuerzos:

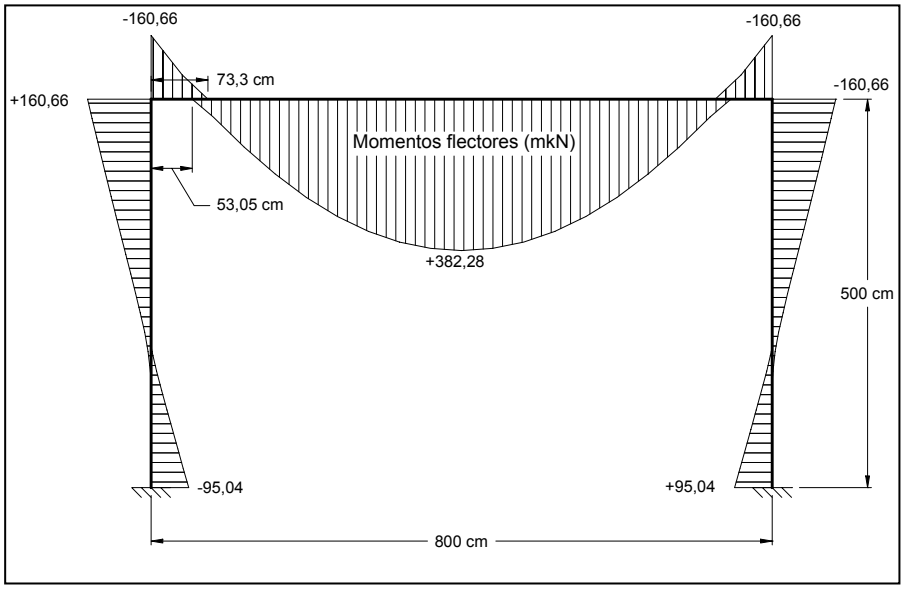


Figura 14.1. Envolvente de cálculo de momentos flectores.

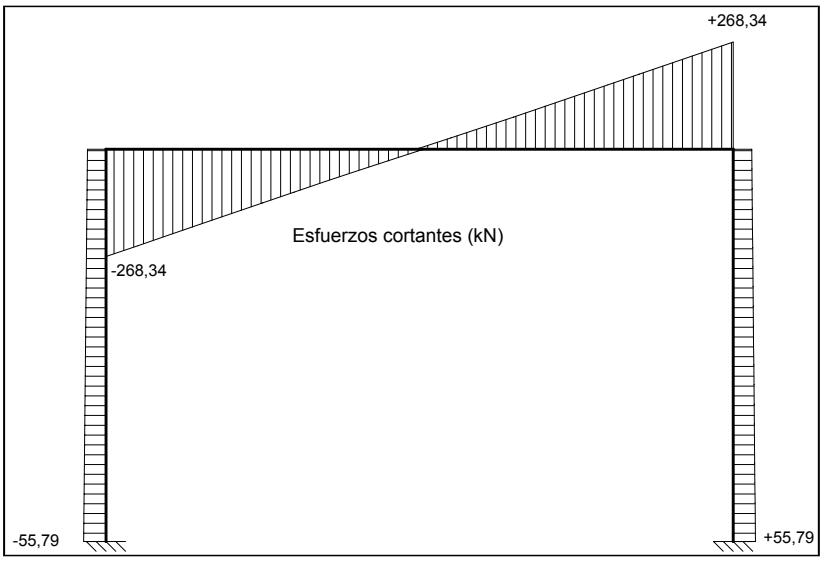


Figura 14.2. Envolvente de cálculo de esfuerzos cortantes.

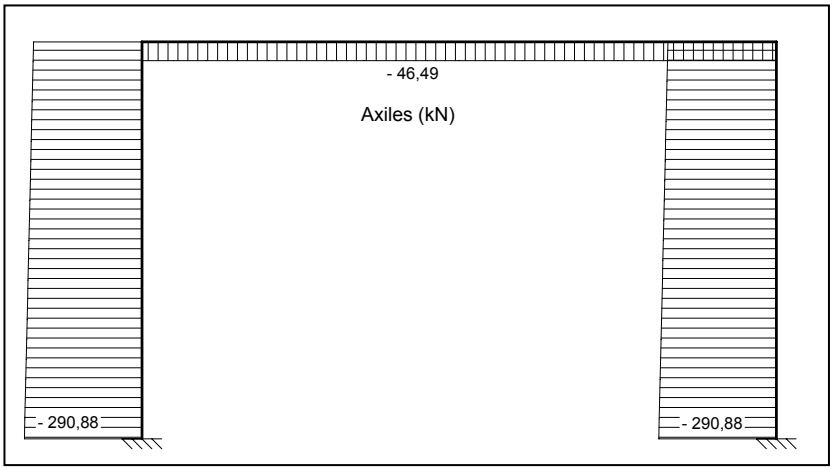


Figura 14.3. Envolvente de cálculo de esfuerzos axiles.

SOLUCIÓN

14.1. Armado del dintel. Cálculo de la armadura de positivos

14.1.1. Cálculo a flexión simple. *(EHE, Anejo 8.3)*

En primer lugar, calculamos la armadura en la sección más desfavorable.

$$d' \leq \frac{h}{7} \rightarrow 0{,}05 \leq \frac{0{,}5}{7} = 0{,}071$$

- $U_0 = 0{,}85 \times f_{cd} \times b \times d = 0{,}85 \times 16667 \frac{kN}{m^2} \times 0{,}4m \times 0{,}45m = 2550kN$

- $M_d = 382{,}28 \leq 0{,}375 U_o d = 430{,}31 mkN \rightarrow$ ***Caso 1.***

- $U_{s1} = U_0\left(1-\sqrt{1-\frac{2M_d}{U_0 d}}\right) = 2550\times\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 430{,}31}{2555\times 0{,}45}}\right) = 1076{,}9kN$ *(armadura por cálculo)*

14.1.2. Comprobaciones

a) Cuantía mecánica mínima *(EHE, Art.42.3.2.)*:

$$A_s \cdot f_{yd} \geq 0{,}25 \cdot \frac{b\times h}{6} \cdot f_{cd}$$

- $A_s \cdot f_{yd} \geq 0{,}25\times\frac{0{,}4m\times 0{,}5m}{6}\times 16670\frac{kN}{m^2} = 138{,}89kN$ *(cuantía mecánica mínima a tracción)*

b) Cuantía geométrica mínima *(EHE, Art.42.3.5.)*:

- **A tracción:**
  - $A_{S1} \geq \frac{3{,}3}{1000}\times b\times h = \frac{3{,}3}{1000}\times 40cm\times 50cm = 6{,}60cm^2$
- **A compresión:**
  - $A_{s2} = \frac{30}{100}\times 6{,}60 \ = 1{,}98cm^2$

14.1.3. Armadura necesaria

- $A_{S1} = \frac{U_{S1}}{f_{yd}} = \frac{1076{,}9kN}{347830\ kN/m^2} = 3{,}09\times 10^{-3}m^2 = 30{,}96cm^2$ *(Armadura de tracción necesaria por cálculo)*

- $A_{S1} = \frac{U_{S1}}{f_{yd}} = \frac{138{,}89kN}{347830\ kN/m^2} = 0{,}399\times 10^{-3}m^2 = 3{,}99cm^2$ *(Armadura necesaria por cuantía mínima a tracción)*

- $A_{S1} \geq 6{,}60cm^2$ *(Armadura necesaria por cuantía geométrica a tracción)*

- $A_{S2} \geq 1{,}98cm^2$ *(Armadura necesaria por cuantía geométrica a compresión)*

Teniendo en cuenta las limitaciones anteriores:

$$A_{S1} \geq 30{,}96cm^2$$

$$A_{S2} \geq 1{,}98cm^2$$

- **Armadura en la cara traccionada:**

$\phi = 25mm$; Area 1 barra: 4,91 cm^2; *Nº barras: 7 en la cara de tracción:* $A_{s1} = 34{,}36cm^2$

Se dispondrán, por tanto, 7 barras de diámetro 25 mm en la cara de tracción.

- **Armadura en la cara comprimida:**

En la cara de compresión situaremos dos barras, que al mismo tiempo servirán para la colocación de los estribos. Cómo es preciso colocar armadura de negativos, se dispondrán dos barras de la misma en toda la longitud de la viga.

$\phi = 16mm$; Area 1 barra: 2,01 cm^2; *Nº barras: 2 en la cara de compresión:* $A_{s1} = 4{,}02cm^2$

Se dispondrán, por tanto, 2 barras de diámetro 16 mm en la cara de compresión.

14.1.4. Separación entre barras

Debemos comprobar si la separación entre barras es suficiente para permitir el correcto hormigonado de la pieza, y al mismo tiempo que ésta no sea superior a 30 cm *(EHE Art.66.4.1. y Art.42.3.1.).*

Colocando igual recubrimiento lateral, superior e inferior tenemos:

- $S_h = \dfrac{b - (2 \times r_{ap}) - n \times \varnothing_{barra}}{n-1} = \dfrac{40cm - (2 \times 3{,}75cm) - 7 \times 2{,}5cm}{7-1} = 2{,}5cm$

Siendo:

• $r_{ap} = d' - \frac{1}{2}\phi = 50 - 12{,}5 = 37{,}5mm$ *(recubrimiento de la armadura principal)*

	Condiciones que debe cumplir	
• *Separación horizontal: 2,5 cm*	• *≥ 2 cm*	***Cumple***
	• *≥ ∅ = 2,5 cm*	***Cumple***
	• *0,8 × D = 0,8 × 2,5 cm = 20 cm*	***Cumple***
	• *< 30 cm*	***Cumple***

14.1.4.1. Recubrimientos (EHE, Art. 37.2.4)

Condición que debe cumplir	Dimensión del parámetro en la pieza	
• $r_{nom} \geq r_{\min} + \Delta r = 20 + 10 = 30mm$	27 mm	***No Cumple***
• $r_{ap} \geq \phi = 25mm$	37,5 mm	***Cumple***
• $r_{ap} \geq 0{,}8D = 0{,}8 \times 25 = 20mm$	37,5 mm	***Cumple***

Siendo:

• $r_{\min} = 20mm$ *(Tipo de ambiente I, EHE, Tabla 37.2.4)*

• $\Delta r = 10mm$

• $r_{nom} = d' - \phi_t - \dfrac{1}{2}\phi = 50 - 10 - 12{,}5 = 27{,}5mm$

• $r_{ap} = d' - \frac{1}{2}\phi = 50 - 12{,}5 = 37{,}5mm$

14.1.5. Practica de armado en vigas. Comprobación de secciones *(EHE Anejo 8.3.2)*

Conocido el armado definitivo en la sección más desfavorable, calculamos el momento (M_u) que es capaz de resistir con dicha armadura:

- $U_{s1} - U_{s2} = 1055{,}652kN$

- $U_v \le U_{s1} - U_{s2} \le 05U_0 \quad \Rightarrow$ ***Caso 2***

$$M_u = (U_{s1} - U_{s2}) \times \left(1 - \frac{U_{s1} - U_{s2}}{2U_0}\right) \times d + U_{s2} \times (d - d') =$$

$$= 1055{,}652 \times \left(1 - \frac{1055{,}652}{2 \times 2550}\right) \times 0{,}45 + 139{,}83 \times (0{,}45 - 0{,}05) = 432{,}64mkN$$

Donde:

- $U_v = 2U_0 \times \frac{d'}{d} = 2 \times 2550 \times \left(\frac{0{,}05kN}{0{,}45kN}\right) = 566{,}67kN$
- $U_{s1} = A_{s1} \times f_{yd} = 3437mm^2 \times 347{,}826 \frac{N}{mm^2} = 1195480N = 1195{,}48kN$
- $U_{s2} = A_{s2} \times f_{yd} = 402mm^2 \times 347{,}826 \frac{N}{mm^2} = 139830N = 139{,}83kN$
- $0{,}5U_0 = 1275kN$

14.1.5.1. Reducción de barras donde dejan de ser necesarias

Una vez conocida la armadura necesaria en la sección más desfavorable y el M_u que es capaz de resistir dicha sección, operamos según se indica en la *figura 14.4.*

- En primer lugar decalamos el diagrama de momentos flectores en una magnitud igual a un canto útil en el sentido más desfavorable *(EHE, Art. 44.2.3.4.2).*

- A continuación superponemos el diagrama de momentos resistidos por las armaduras al diagrama de momentos flectores decalado, dividiendo la ordenada **OM$_u$** entre el número de barras existentes en la sección, con lo cual obtendremos el momento que resiste cada barra (esto implica suponer que las capacidades de las armaduras son proporcionales a los momentos de cálculo, lo que queda del lado de la seguridad, ya que las capacidades de las armaduras crecen más de prisa que los momentos de cáluculo *(J.Montoya[7])*. Trazando paralelas al eje de la viga por cada una de éstas divisiones, obtenemos el punto en que deja de ser necesaria cada barra.

- En el ejercicio, a la hora de calcular cuando dejan de ser necesarias las barras, lo hemos hecho considerando que van a dejar de actuar de dos en dos, así, cuando la paralela trazada desde la ordenada $n = 5$ corta a la ley de momentos flectores decalada, nos indica que en esa sección son necesarias 5 barras, con lo cual podemos suprimir 2 barras de la sección. De modo análogo se procede con $n = 3$.

- Por último se prolongan tres barras hasta el final de la pieza, ya que en el caso de vigas, al menos 1/3 de la armadura necesaria para resistir el máximo momento positivo, en el caso de apoyos extremos, debe de ir hasta el final de la pieza *(EHE, Art. 66.5.1).*

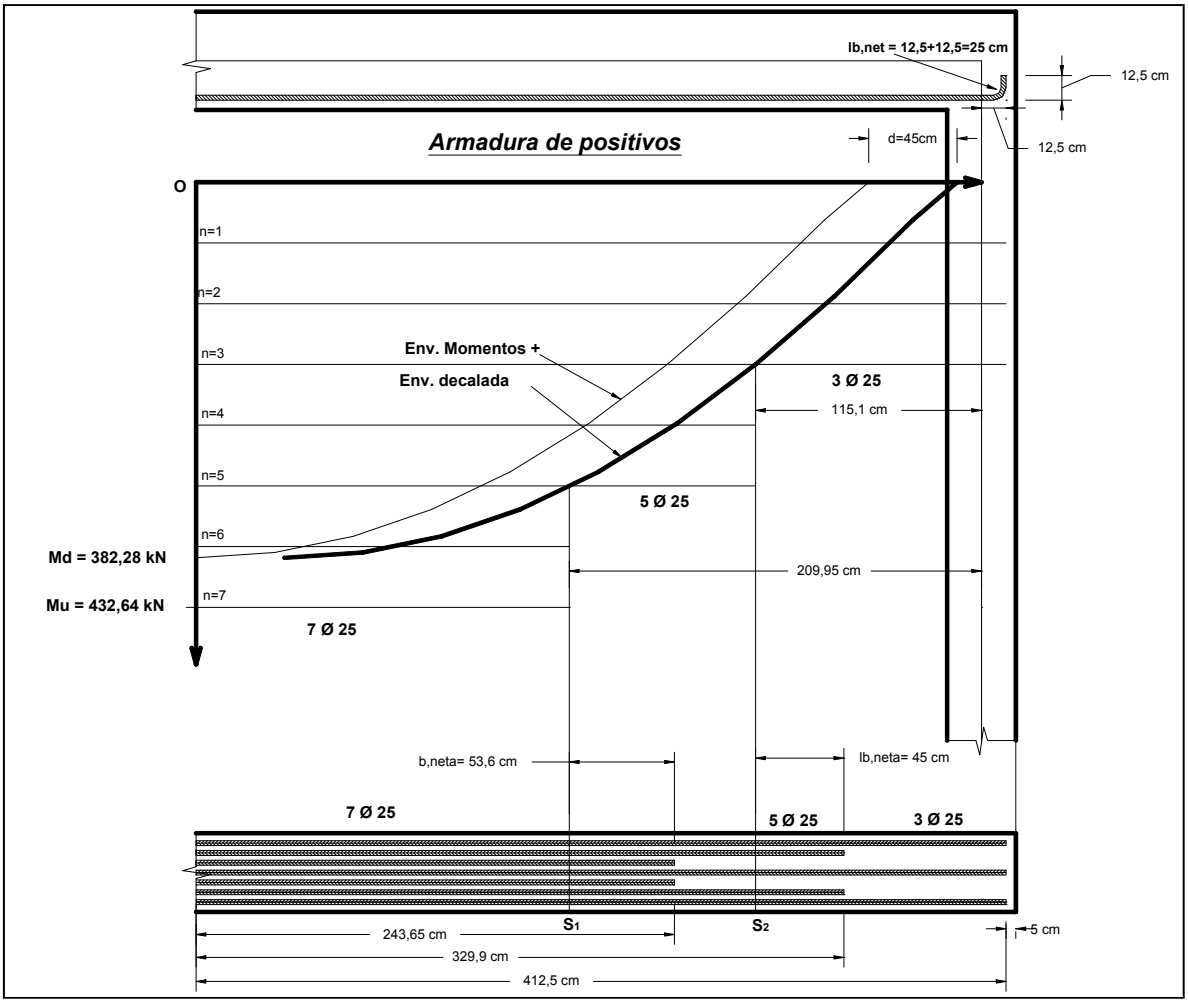


Figura 14.4. Armadura de momentos positivos.

14.1.5.2. Cálculo de las longitudes de anclaje (EHE, Art. 66.5)

Las barras se anclarán convenientemente a partir de la sección en que dejen de ser necesarias, por otra parte, en los extremos se deben anclar en una magnitud igual a la longitud neta de anclaje a partir del eje del apoyo *(EHE, Art. 66.5.1.)*.

Las barras de la armadura longitudinal traccionada se encuentran en **Posición I.**

- **Longitud básica de anclaje:**

$$l_{bI} = m \times \varnothing^2 > \frac{f_{yk}}{20} \times \varnothing \Rightarrow l_{bI} = 75cm$$

Siendo:

- $m \times \varnothing^2 = 12 \times 2{,}5 = 75cm$
- $\frac{f_{yk}}{20} \times \varnothing = \frac{400}{20} \times 2{,}5 = 50cm$

- *l_{bI} :longitud básica de anclaje para barras en posición I,*
- *m: coeficiente numérico con valores en la tabla 66.5.2.a. EHE*
- *f_{yk}: límite elástico garantizado del acero en N/mm^2.*
- *$\varnothing$: diámetro de la barra en cm.*

- **Longitud neta de anclaje:**

Nos permite reducir la longitud de anclaje en función del dispositivo de anclaje y en función de la sección de armadura real respecto a la necesaria por cálculo.

$$l_{b,neta} = l_b \times \beta \times \frac{A_S}{A_{S,real}} = l_b \times \beta \times \frac{n_c}{n_e}$$

Donde:

- $l_{b,neta}$: *longitud neta de anclaje.*
- l_b *: longitud básica de anclaje.*
- β: *factor de reducción definido en la EHE, tabla 66.5.2.b.*
- $\frac{A_S}{A_{S,real}}$ *(Cociente entre el área de armadura necesaria por cálculo y el área real de la armadura)*
- n_c *: número de barras necesarias en la sección por cálculo.*
- n_e *: número de barras existentes en la sección.*

Limitaciones *EHE, Art. 66.5.1*., según las cuales, ésta no debe de ser inferior de los tres valores siguientes:

- 10 ϕ = $10 \times 2{,}5 =$ 25 cm

- 15 cm

- 1/3 l_b (caso de barras trabajando a tracción) = $\frac{1}{3} \times 75 = 25cm$

• **Anclaje a partir de S_1:** en esta sección son necesarias 5 barras por cálculo y a ella llegan 7 barras, luego, a partir de ésta sección anclaremos dos barras en prolongación recta en una magnitud igual a:

$$l_{b,neta} = l_b \times \beta \times \frac{n_c}{n_e} = 75 \times 1 \times \frac{5}{7} = 53{,}6cm$$

• **Anclaje a partir de S_2:**

$$l_{b,neta} = l_b \times \beta \times \frac{n_c}{n_e} = 75 \times 1 \times \frac{3}{5} = 45cm$$

• **Anclaje de las barras que llegan a los extremos:**

Debemos anclar en una longitud igual a $l_{b,neta}$ a partir del eje del apoyo. Teniendo en cuenta que en esa sección, por cálculo, no es necesaria ninguna barra:

$$l_{b,neta} = l_b \times \beta \times \frac{n_c}{n_e} = 75 \times 0{,}7 \times \frac{0}{3} = 0cm$$

Como es preciso cumplir las limitaciones del *Art. 66.5.1*., nos queda:

$$l_{b,neta} = 25cm$$

A partir del eje del apoyo, cumpliendo los recubrimientos, sólo disponemos de 12,5 cm para anclar y precisamos 25 cm, con lo cual, anclamos en patilla, prolongando verticalmente otros 12,5 cm.

14.2. Armado del dintel. Cálculo de la armadura de negativos

14.2.1. Cálculo a flexión simple. *(EHE, Anejo 8.3)*

- $M_d = 160{,}66 \le 0{,}375 U_o d = 430{,}31 mkN \rightarrow$ ***Caso 1.***

- $U_{s1} = U_0\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_d}{U_0 d}}\right) = 2550 \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 160{,}66}{2555 \times 0{,}45}}\right) = 386{,}27 kN$ *(armadura por cálculo)*

14.2.2. Comprobaciones

a) Cuantía mecánica mínima *(EHE, Art.42.3.2.)*:

$$A_s \cdot f_{yd} \ge 0{,}25 \cdot \frac{b \times h}{6} \cdot f_{cd}$$

- $A_s \cdot f_{yd} \ge 0{,}25 \times \frac{0{,}4m \times 0{,}5m}{6} \times 16670 \frac{kN}{m^2} = 138{,}89 kN$ *(cuantía mecánica mínima a tracción)*

b) Cuantía geométrica mínima *(EHE, Art.42.3.5.)*:

- **A tracción:**

  - $A_{S1} \ge \frac{3{,}3}{1000} \times b \times h = \frac{3{,}3}{1000} \times 40cm \times 50cm = 6{,}60 cm^2$

- **A compresión:**

  - $A_{s2} = \frac{30}{100} \times 6{,}60 \ = 1{,}98 cm^2$

14.2.3. Armadura necesaria:

- $A_{S1} = \frac{U_{S1}}{f_{yd}} = \frac{386{,}27 kN}{347830 \ kN/m^2} = 1{,}111 \times 10^{-3} m^2 = 11{,}11 cm^2$ *(Armadura de tracción necesaria por cálculo)*

- $A_{S1} = \frac{U_{S1}}{f_{yd}} = \frac{138{,}89 kN}{347830 \ kN/m^2} = 0{,}399 \times 10^{-3} m^2 = 3{,}99 cm^2$ *(Armadura necesaria por cuantía mínima a tracción)*

- $A_{S1} \ge 6{,}60 cm^2$ *(Armadura necesaria por cuantía geométrica a tracción)*

- $A_{S2} \ge 1{,}98 cm^2$ *(Armadura necesaria por cuantía geométrica a compresión)*

Cumpliendo las limitaciones anteriores :

$$A_{S1} \ge 11{,}11 cm^2$$

$$A_{S2} \ge 1{,}98 cm^2$$

- **Armadura en la cara traccionada**:

$\phi = 16mm$; Area 1 barra: 2,01 cm^2; *Nº barras: 6 en la cara de tracción:* $A_{s1} = 12{,}06cm^2$

Se dispondrán, por tanto, 6 barras de diámetro 16 mm en la cara de tracción

- **Armadura en la cara comprimida:**

Se debe tener en cuenta que en la cara inferior, a compresión, se sitúan 3 barras de ∅ 25 mm, debido a la prolongación de 1/3 de la armadura de positivos hasta el extremo.

$\phi = 25mm$; Area 1 barra: 4,91 cm^2; *Nº barras: 3 en la cara de compresíon:* $A_{s1} = 14{,}73cm^2$

La prolongación hasta el extremo de la armadura de positivos, 3 barras de diámetro 25 mm, hace a la vez de armadura de negativos en la cara comprimida.

14.2.4. Separación entre barras.

Debemos comprobar si la separación entre barras es suficiente para permitir el correcto hormigonado de la pieza, y al mismo tiempo que ésta no sea superior a 30 cm *(EHE, Art.66.4.1. y 42.3.1.).*

Colocando igual recubrimiento lateral, superior e inferior tenemos:

- $S_h = \dfrac{b - (2 \times r_{ap}) - n \times \varnothing_{barra}}{n-1} = \dfrac{40cm - (2 \times 4{,}2cm) - 6 \times 1{,}6cm}{6-1} = 4{,}4cm$

Siendo:

• $r_{ap} = d' - \frac{1}{2}\phi = 50 - 8 = 42mm$ *(recubrimiento de la armadura principal)*

	Condiciones que debe cumplir	
• *Separación horizontal: 4,4 cm*	• *≥ 2 cm*	***Cumple***
	• *≥ ∅ = 1,6 cm*	***Cumple***
	• *0,8 × D = 0,8 × 1,6 cm = 1,28 cm*	***Cumple***
	• *< 30 cm*	***Cumple***

14.2.5. Practica de armado en vigas. Comprobación de secciones *(EHE, Anejo 8.3.2)*

Conocido el armado definitivo en la sección más desfavorable, calculamos el momento (M_u) que es capaz de resistir con dicha armadura:

- $U_{s1} - U_{s2} = -92{,}87kN$

- $U_{s1} - U_{s2} < U_v \quad \Rightarrow$ ***Caso 1***

$$M_u = 0{,}24U_v d' \times \left(\frac{(U_v - U_{s1} + U_{s2}) \times (1{,}5U_{s1} + U_{s2})}{(0{,}6U_v + U_{s2})^2} \right) + U_{s1} \times (d - d') =$$

$$= 0{,}24 \times 566{,}67 \times 0{,}05 \times \left(\frac{(566{,}67 - 419{,}48 + 512{,}35) \times (1{,}5 \times 419{,}48 + 512{,}35)}{(0{,}6 \times 566{,}67 + 512{,}35)^2} \right) +$$

$$+ 419{,}48 \times (0{,}45 - 0{,}05) = 174{,}84kN$$

Donde:

- $U_v = 2U_0 \times \frac{d'}{d} = 2 \times 2550kN \times \left(\frac{0{,}05m}{0{,}45m}\right) = 566{,}67kN$
- $U_{s1} = A_{s1} \times f_{yd} = 1206mm^2 \times 347{,}826 \frac{N}{mm^2} = 419480N = 419{,}48kN$
- $U_{s2} = A_{s2} \times f_{yd} = 1473mm^2 \times 347{,}826 \frac{N}{mm^2} = 512350N = 512{,}35kN$
- $0{,}5U_0 = 1275kN$

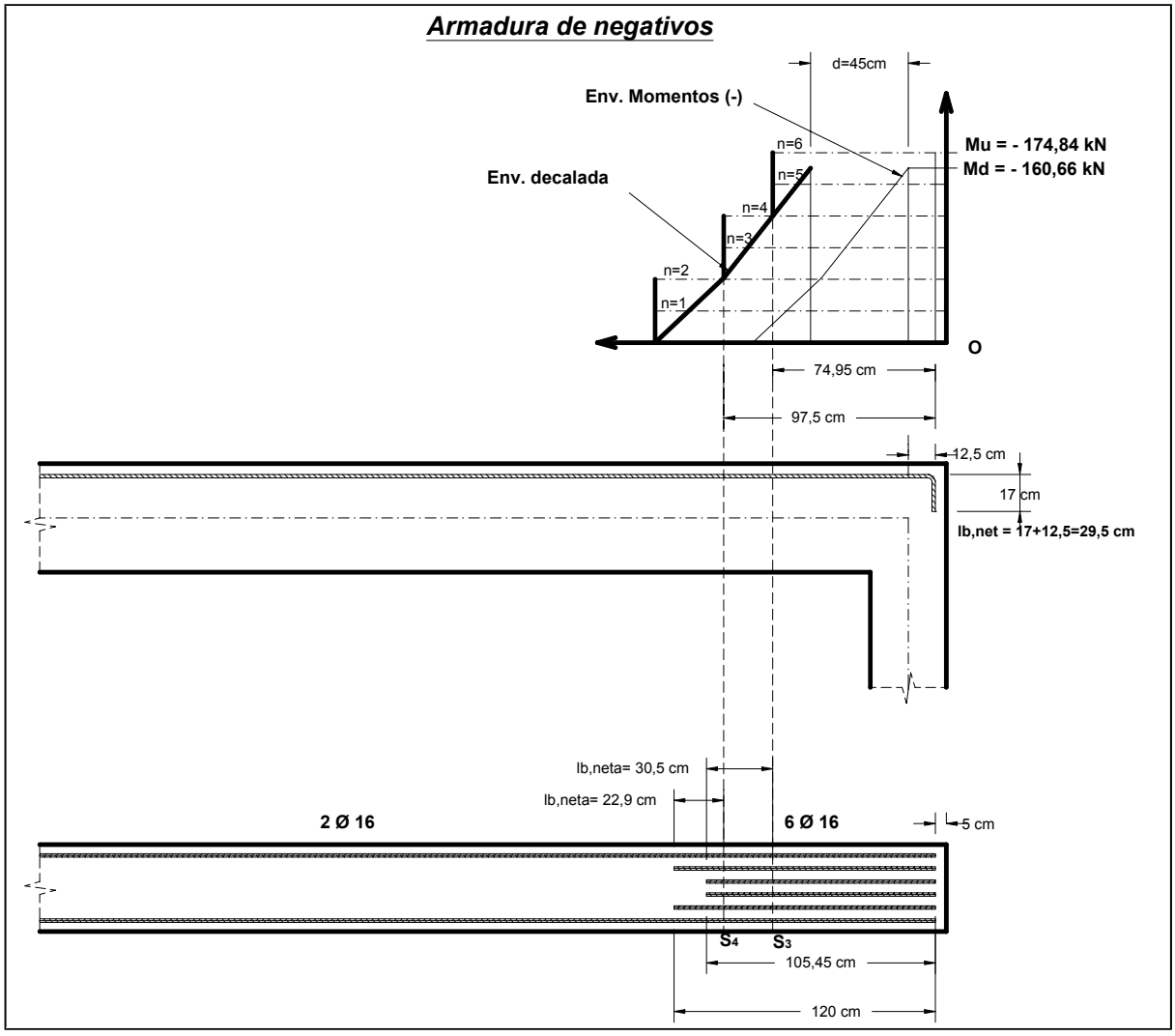


Figura 14.5. Armadura de momentos negativos.

14.2.5.1. Reducción de barras donde dejan de ser necesarias.

Se procede de modo análogo al caso de la armadura de momentos positivos, *ver figura 14.5.*

Se prolongan dos barras hasta el centro de la pieza, con una doble misión, cumplir la cuantía geométrica a compresión de los momentos positivos y al mismo tiempo servir para la colocación de los estribos.

14.2.5.2. Cálculo de las longitudes de anclaje *(EHE, Art. 66.5)*

Las barras de la armadura longitudinal traccionada, en el caso de la armadura de negativos, se

encuentran en Posición II, o de adherencia mala.

- **Longitud básica de anclaje:**

$$l_{bII} = 1{,}4 \times m \times \varnothing^2 > \frac{f_{yk}}{14} \times \varnothing \Rightarrow l_{bII} = 45{,}7cm$$

Siendo:

- $1{,}4 \times m \times \varnothing^2 = 1{,}4 \times 12 \times 1{,}6 = 43cm$
- $\frac{f_{yk}}{14} \times \varnothing = \frac{400}{14} \times 1{,}6 = 45{,}7cm$
- l_{bII} *:longitud básica de anclaje para barras en posición II,*
- *m: coeficiente numérico con valores en la tabla 66.5.2.a. EHE*
- f_{yk}*: límite elástico garantizado del acero en N/mm*^{2}*.*
- $\varnothing$ *: diámetro de la barra en cm.*

- **Longitud neta de anclaje:**

$$l_{b,neta} = l_b \times \beta \times \frac{A_S}{A_{S,real}} = l_b \times \beta \times \frac{n_c}{n_e}$$

Donde:

- $l_{b,neta}$*: longitud neta de anclaje.*
- l_b *: longitud básica de anclaje.*
- β*: factor de reducción definido en la EHE, tabla 66.5.2.b.*
- $\frac{A_S}{A_{S,real}}$ *(Cociente entre el área de armadura necesaria por cálculo y el área real de la armadura)*
- n_c *: número de barras necesarias en la sección por cálculo.*
- n_e *: número de barras existentes en la sección.*

Limitaciones de la EHE, Art. 66.5.1., según las cuales, ésta no debe de ser inferior de los tres valores siguientes:

- 10 ϕ = $10 \times 1{,}6 =$ 16 cm

- 15 cm

- 1/3 l_b (caso de barras trabajando a tracción) = $\frac{1}{3} \times 45{,}7 = 15{,}2cm$

• **Anclaje a partir de S_3:**

$$l_{b,neta} = l_b \times \beta \times \frac{n_c}{n_e} = 45{,}7 \times 1 \times \frac{4}{6} = 30{,}5cm$$

• **Anclaje a partir de S_4:**

$$l_{b,neta} = l_b \times \beta \times \frac{n_c}{n_e} = 45{,}7 \times 1 \times \frac{2}{4} = 22{,}9cm$$

• **Anclaje de las barras a partir del eje del soporte:**

Debemos anclar en una longitud igual a $l_{b,neta}$ a partir del eje del apoyo. Teniendo en cuenta que en esa sección son necesarias todas las barras, y anclando en patilla tenemos:

$$l_{b,neta} = l_b \times \beta \times \frac{A_s}{A_{s,\mathrm{Re}\,al}} = 45{,}7 \times 0{,}7 \times \frac{11{,}11}{12{,}06} = 29{,}5cm$$

Como a partir del eje del apoyo, cumpliendo los recubrimientos, sólo disponemos de 12,5 cm para anclar, prolongamos verticalmente otros 17 cm, con lo cual completamos los 29,5 cm necesarios.

14.3. Armado del dintel. Dimensionamiento de la armadura transversal

Datos:

- *V_d = 256,4kN (Cortante en el borde del apoyo (Cálculo de V_{u1}))*
- *V_d = 225,6 kN (Cortante a un canto útil del borde del apoyo (Cálculo de V_{u2}))*
- *n = 2 (Caidas)*
- *A_{s1} = 12,06 cm^2 (Armadura longitudinal traccionada, en las proximidades del soporte coincide con la armadura de negativos)*

14.3.1. Resistencia a compresión del alma V_{u1} *(EHE, Artículo 44.2.3.1.)*

En el caso de vigas, para realizar esta comprobación se toma el valor del cortante existente (V_{rd} = V_d) en el borde del apoyo.

El cortante de cálculo debe de ser menor que la resistencia a compresión oblicua del alma:

$$V_{rd} \leq V_{u1}$$

$$V_{rd} = 256{,}4kN \leq V_{u1} = 900kN \Rightarrow \textbf{Cumple}$$

Siendo:

- $V_{u1} = 0{,}30 \times f_{cd} \times b_0 \times d = 0{,}30 \times 16670 \frac{kN}{m^2} \times 0{,}4m \times 0{,}45m = 900kN$
- $V_{rd} = 256{,}4kN$ *(valor del esfuerzo cortante en el borde del apoyo)*

14.3.2. Resistencia a tracción del alma V_{u2} *(EHE, Art. 44.2.3.2.)*

En el caso de vigas, para ésta comprobación se tomará el valor del cortante en una sección situada a un canto útil del borde del apoyo *(figura 14.6).*

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

$$\left.\begin{array}{l} V_{rd} = V_d = V_{u2} \\ V_{u2} = V_{cu} + V_{su} \end{array}\right\} \Rightarrow \quad V_{su} = V_d - V_{cu} = 225{,}6kN - 76{,}76kN = 148{,}84kN$$

Siendo:

- $V_{rd} = V_d = 225{,}6kN$ *(esfuerzo cortante a un canto útil del borde del apoyo)*
- $V_{cu} = 0{,}10 \times \xi \times (100\rho_1 \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} \times b_0 \times d = 0{,}10 \times 1{,}667 \times (100 \times 0{,}0067 \times 25)^{\frac{1}{3}} \times 400 \times 450 = 76760N = 76{,}76kN$
- $\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} (con\ \ d\ \ en\ \ mm) = 1 + \sqrt{\frac{200}{450}} = 1{,}667$
- $b_0 = b$ *(en piezas de sección constante)= 400 mm*
- $\rho_1 = \frac{A_S}{b_0 \times d} < 0{,}02 \Rightarrow \rho_1 = \frac{12{,}06cm^2}{40cm \times 45cm} = 0{,}0067 < 0{,}02$ *(cuantía geométrica de la armadura longitudinal traccionada)*

- **Dimensionamiento de la armadura transversal:**

Una vez que conocemos el esfuerzo (V_{su}) que debe de resistir la armadura transversal pasamos a dimensionarla:

$$V_{su} = A_{90} \times f_{y90,d} \times 0{,}9 \times d \Rightarrow$$

$$\Rightarrow A_{90} = \frac{V_{su}}{f_{yd} \times 0{,}9 \times d} = \frac{148840N}{347{,}83\frac{N}{mm^2} \times 0{,}9 \times 450mm} = 1{,}0569\frac{mm^2\,(Armadura\ \ transv.)}{mm\ \ (Viga)} =$$

$$= 1056{,}9\frac{mm^2\,(Armadura\ \ transv.)}{m\ \ (Viga)}$$

• Fijamos el diámetro de los estribos : $\phi_e = 10mm$

⇨ $A_e = \frac{\pi \times \phi_e^2}{4} \times n = \frac{\pi \times 10^2}{4} \times 2 = 157{,}08mm^2$ (área efectiva de cada estribo a efectos de esfuerzo cortante)

⇨ $S_t = \frac{A_e}{A_{90}} = \frac{157{,}08mm^2}{1056{,}9\frac{mm^2}{m}} = 0{,}148m$ (separación máxima entre estribos por cálculo)

Adoptamos una separación entre estribos de 14 cm: $S_t = 14cm$

14.3.3. Limitaciones a la separación entre estribos *(EHE, Art. 44.2.3.4.1.)*

$$\frac{1}{5}V_{u1} \le V_{rd} \le \frac{2}{3}V_{u1} \Rightarrow S_t = 14cm \le 0{,}6d = 27cm \le 300mm \Rightarrow \textbf{Cumple}$$

Donde:

- V_{rd} = 256,4 kN
- 1/5 V_{u1} = 180 kN
- 2/3 V_{u1}= 600 kN

14.3.4. Cuantía mínima *(EHE, Artículo 44.2.3.4.1.)*

$$\sum A_{90} \times f_{yd} = \frac{A_e}{S_t} \times f_{yd} \ge 0{,}02 \times f_{cd} \times b \Rightarrow \textbf{Cumple}$$

Siendo:

- $\frac{A_e}{S_t} \times f_{yd} = \frac{157{,}08mm^2}{140mm} \times 347{,}83\frac{N}{mm^2} = 390{,}26\frac{N}{mm}$
- $0{,}02 \times f_{cd} \times b = 0{,}02 \times 16{,}67\frac{N}{mm^2} \times 400mm = 133{,}33\frac{N}{mm}$

14.3.5. Limitaciones cuando existen barras en compresión *(EHE, Artículos 44.2.3.4.1. y 42.3.1)*

No es preciso comprobar ésta limitación, puesto que no se ha tenido en cuenta, en los cálculos, la existencia de barras en compresión, al encontrarnos en el ***caso 1*** de flexión simple, tanto en el cálculo de la armadura de momentos negativos como en la de positivos.

14.3.6. Limitaciones de la fisuración por esfuerzo cortante *(EHE, Artículos 44.2.3.4.1. y 49.3)*

$$\frac{(V_{rd} - 3V_{cu})}{A_{90} \times d} = \frac{(225600N - 3 \times 76760N)}{1{,}122 \dfrac{mm^2}{mm} \times 450mm} = -9{,}3 \frac{N}{mm^2} < 50 \quad \Rightarrow S_t < 300mm$$

$$S_t = 14cm \quad \Rightarrow \quad \textbf{\textit{Cumple}}$$

14.3.7. Práctica de armado

Los estribos se dispondrán hasta el borde de los apoyos, como mínimo *(EHE, Artículo 44.2.3.4.1.)*.

La colocación de cercos con una separación de 14 cm se prolonga hasta S_4 *(ver figura 14.6)*, sección situada a medio canto de la pieza, medido a partir de la sección S_3, sección en la que teóricamente dejan de ser necesarios. (Es decir, a partir de la sección en que el cortante de calculo, V_d, iguala a la resistencia a esfuerzo cortante por tracción oblicua del alma del hormigón, V_{cu}) *(EHE, Art. 44.2.3.4.1.).*

A partir de S_4 no son necesarios por cálculo los estribos, colocaremos a partir de aquí una cuantía mínima. Para simplificar la labor de ferralla, en éste caso podemos colocarlos al doble de los anteriores, de modo que seguimos cumpliendo la limitación de $S_t = 28cm \leq 30cm$.

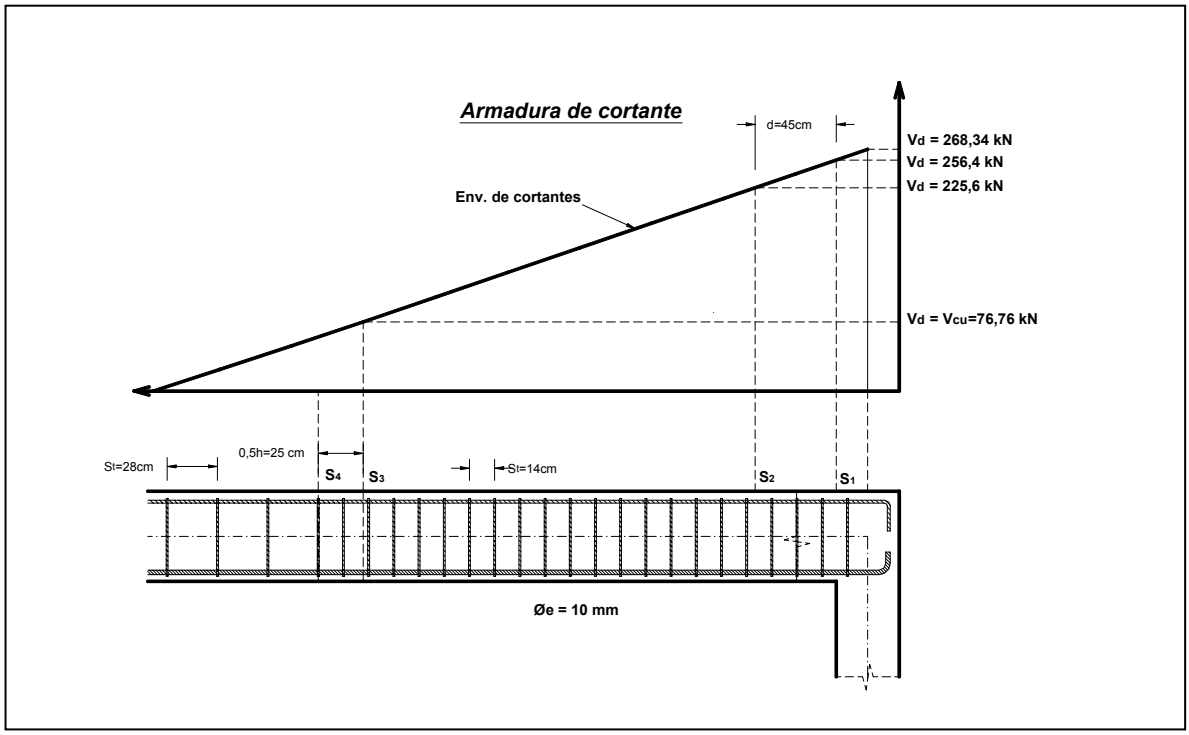


Figura 14.6. Armadura de cortante en dintel.

14.4. Armado de los pilares. Cálculo de la armadura longitudinal

Datos:

- *Nd = 290,88kN (axil más desfavorable)*
- *Md = 225,6 (momento máximo positivo)*
- *Md = -95,04 (momento máximo negativo)*
- *Pórtico translacional.*

14.4.1. Comprobación a pandeo *(EHE, Art. 43)*

a) Cálculo del coeficiente α de pandeo:

- Extremo A:

- $I(soporte) = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0{,}4 \times 0{,}35^3}{12} = 0{,}00143 m^4$

(Siendo h la dimensión de la sección en la dirección paralela al plano de pandeo)

- $I(vigas) = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0{,}4 \times 0{,}50^3}{12} = 0{,}00417 m^4$

$$\psi_A = \frac{\Sigma \frac{EI}{L}(soportes)}{\Sigma \frac{EI}{L}(vigas)} = \frac{\left(0{,}00143 / 5\right)}{\left(0{,}00417 / 8\right)} = 0{,}548$$

- Extremo B:

$$\psi_B = 0 \text{ (en el empotramiento vale 0)}$$

α = 1,097 *(Pórtico traslacional. Obtención de α a partir de los ábacos o fórmulas del Artículo 43.1.2 de la EHE)*

c) Cálculo de la esbeltez mecánica:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{5{,}488 m}{0{,}1010\ m} = 54{,}313 \text{ (esbeltez mecánica)}$$

35 < λ < 100 → Es necesario comprobar el estado límite de inestabilidad *(EHE, Art. 43.5.)*

Siendo:

- l_0 = $\alpha \times l$ = 1,097 × 5 m = 5,488 m. *(longitud de pandeo)*
- $i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{b \times h^3}{12}}{b \times h}} = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0{,}35}{\sqrt{12}} = 0{,}1010 m$ *(Radio de giro de la sección)*
- *h : dimensión de la sección paralela al plano de pandeo.*

d) Método aproximado. Flexión compuesta recta *(EHE, Art. 43.5.2)*:

$$e_{tot} = e_e + e_a < e_2$$

- **Obtención de e_e** *(excentricidad de cálculo de primer orden)*:

$$e_e = e_2$$

$$e_2 = \frac{160{,}66kN}{290{,}88} = 0{,}552m$$

- **Obtención de e_a** *(excentricidad ficticia):*

$$e_a = (1 + 0{,}12\beta) \times (\varepsilon_y + \varepsilon) \times \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \times \frac{{l_o}^2}{50i_c} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow e_a = (1 + 0{,}12 \times 1) \times (0{,}001739 + 0{,}004) \times \frac{0{,}35 + 20 \times 0{,}552}{0{,}35 + 10 \times 0{,}552} \times \frac{5{,}488^2}{50 \times 0{,}101} = 0{,}074m.$$

Donde :

- *β: factor de armado (EHE, tabla 46.5.3), β = 1*
- *ε = 0,004, el axil cuasipermanete supera el 70% del axil total.*
- $\varepsilon_y = \frac{f_{yd}}{E_S} \Rightarrow \varepsilon_y = \frac{347{,}83(N/mm^2)}{200.000(N/mm^2)} = 0{,}001739$
- *h: 0,35 m*
- *e_e: 0,552 m.*
- *l_0: 5,488 m.*
- *i_c: 0,1010 m.*

$$e_{tot} = e_e + e_a$$ **= 0,552 + 0,074 = 0,627 m.**

- **Solicitaciones de cálculo para el armado del soporte**:

  - **N_d = 290,88**

  - **$M_d = N_d \times e_{tot}$ = 290,88 x 0,627 = 182,29 mkN**

14.4.2. Flexión compuesta recta en sección rectangular con U_{s1}=U_{s2}. (EHE, Anejo 8.5.)

$$- \; d' \le \frac{h}{7} \qquad \textbf{\textit{Cumple}}$$

Siendo:

- *d´= 50 mm*
- $\frac{h}{7} = \frac{350}{7} = 50mm$

$$- \; 0 \le N_d \le 0{,}5U_0 \Rightarrow 0 \le 290{,}88 \le 850 \Rightarrow \textbf{\textit{Caso 2º}}$$

Donde:

- $U_0 = 0{,}85 \times f_{cd} \times b \times d = 0{,}85 \times 16{,}67 \times 10^{-3} \times 400 \times 300 = 1700kN$
- $0{,}5 \cdot U_0 = 0{,}5 \times 1700 = 850kN$

$$- \; U_{S1} = U_{S2} = \frac{M_d}{d - d'} + \frac{N_d}{2} - \frac{N_d \times d}{d - d'} \times \left(1 - \frac{N_d}{2 \cdot U_O}\right)$$

- $U_{S1} = U_{S2} = \frac{182,29}{0,30-0,05} + \frac{290,88}{2} - \frac{290,88 \times 0,30}{0,30-0,05} \times \left(1 - \frac{290,88}{2 \times 1700}\right) = 555,39kN$

14.4.3. Comprobaciones

a) Cuantía mecánica mínima *(EHE,Art.42.3.2.)*:

- **A tracción:**

$$A_S \times f_{yd} \geq 0,25 \times \frac{W_1}{h} \times f_{cd}$$ *(cuantía mecánica mínima a tracción)*

• $W_1 = \frac{b \times h^2}{6}$ *(módulo resistente en el caso de secciones rectangulares*

- $A_S \times f_{yd} \geq 0,25 \times \frac{b \times h}{6} \times f_{cd} = 0,25 \times \frac{0,4m \times 0,35m}{6} \times 16670 \frac{kN}{m^2} = 97,22kN$

- **A compresión:**

$$U_{s2} = A_{s2} \times f_{yd} \geq 0,05 \times N_d$$

- $0,05N_d = 0,05 \times 290,88 = 14,55kN$

e) Cuantía geométrica mínima *(EHE, Art.42.3.5.)*:

$$A_S = (A_{S1} + A_{S2}) \geq \frac{4}{1000} \times b \times h$$

- $(A_{S1} + A_{S2}) \geq \frac{4}{1000} \times 400 \times 350 = 5,6cm^2$

14.4.4. Armadura necesaria

$$A_s \times f_{yd} = U_{S1} = U_{S2}$$

- $A_{S1} = A_{S2} = \frac{U_{S1}}{f_{yd}} = \frac{555,39 \cdot 10^3 N}{347,83 \ N/mm^2} = 1597mm^2 \approx 15,97cm^2$ *(Armadura necesaria por cálculo)*

- $A_{S1} = A_{S2} = \frac{U_{S1}}{f_{yd}} = \frac{97,22 \cdot 10^3 N}{347,83 \ N/mm^2} = 279,5mm^2 = 2,8cm^2$ *(Armadura necesaria por cuantía mecánica a tracción)*

- $A_{S1} = A_{S2} = \frac{U_{S1}}{f_{yd}} = \frac{14,55 \cdot 10^3 N}{347,83 \ N/mm^2} = 41,8mm^2 = 0,48cm^2$ *(Armadura necesaria por cuantía mecánica a compresión)*

- $(A_{S1} + A_{S2}) \geq 5,6cm^2 \Rightarrow A_{S1} = A_{S2} = \frac{5,6}{2} = 2,8cm^2$ *(Armadura necesaria por cuantía geométrica)*

Cumpliendo las limitaciones anteriores:

$$\boxed{A_{s1} = A_{s2} \geq 15{,}97 cm^2}$$

Armando con redondos de ϕ 20mm:

$\phi = 20mm$; Area 1 barra: 3,14 cm^2; *Nº barras: 6 en cada cara:* $A_{s1} = A_{s2} = 18{,}85 cm^2$

En definitiva, en la pieza se colocarán 6 redondos de $\varnothing$ 20 mm en cada cara.

14.4.5. Separación entre barras *(EHE, Art.66.4.1. y Art.42.3.1.)*

$$S_h = \frac{b - (2 \times r_{ap}) - n \times \varnothing_{barra}}{n-1} \Rightarrow S_h = \frac{40cm - (2 \times 4cm) - 6 \times 2cm}{6-1} = 4cm$$ *(separación horizontal entre barras)*

Siendo:

- $r_{ap} = d' - \frac{1}{2}\phi = 50 - 10 = 40mm$

	Condiciones que debe cumplir	
• *Separación horizontal: 4 cm*	• *≥ 2 cm*	***Cumple***
	• *> ∅ = 2 cm*	***Cumple***
	• *1,25 × D = 1,25 × 20 mm = 2,5 cm*	***Cumple***
	• *< 30 cm*	***Cumple***

14.4.6. Recubrimientos *(EHE, Art. 37.4.2.)*

Para garantizar una durabilidad correcta de la pieza se deberán cumplir las siguientes limitaciones:

Clase General de exposición: I

Condición que debe cumplir	Dimensión del parámetro en la pieza	
• $r_{nom} \geq r_{\min} + \Delta r = 20 + 10 = 30mm$	34 mm	***Cumple***
• $r_{ap} \geq \phi = 20mm$	40 mm	***Cumple***
• $r_{ap} \geq 1{,}25D = 1{,}25 \times 20 = 25mm$	40 mm	***Cumple***

Donde:

• $r_{nom} = d' - 0{,}5\phi - \phi_t = 50 - 10 - 6 = 34mm$ *(recubrimiento nominal en la pieza)*

• $r_{ap} = d' - 0{,}5\phi = 50 - 10 = 40mm$ *(recubrimiento de la armadura principal en la pieza)*

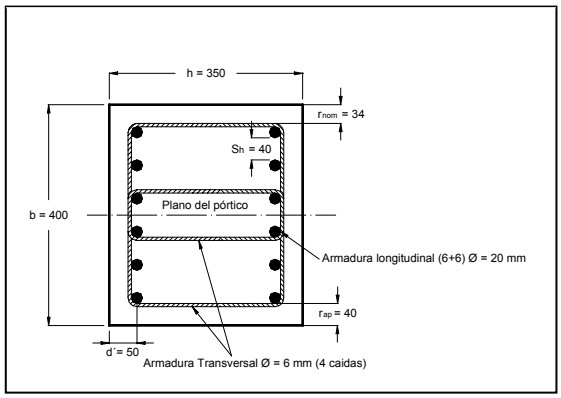


Figura 14.7. Esquema de armado de la sección.

14.5. Armado de los pilares. Cálculo de la armadura transversal.

Datos:

• *V_d = 55,79 kN (cortante en la sección más desfavorable)*

• *n = 4 (estribos de 4 caidas)*

• *A_{s1} = 18,84 cm^2 (Armadura longitudinal traccionada)*

14.5.1. Resistencia a compresión del alma V_{u1} *(EHE , Art. 44.2.3.1.)*

El cortante de cálculo debe de ser menor que la resistencia a compresión oblicua del alma:

$$V_{rd} \leq V_{u1} \Rightarrow \quad \textbf{\textit{Cumple}}$$

• $V_{u1} = 0{,}30 \times f_{cd} \times b_0 \times d \qquad \Rightarrow \qquad V_{u1} = 0{,}30 \times 16670 \frac{kN}{m^2} \times 0{,}4m \times 0{,}30m = 600kN$

• $V_{rd} = 55{,}79kN$ *(esfuerzo cortante de cálculo en la sección más desfavorable del soporte)*

En el caso de soportes, para realizar esta comprobación se toma el valor del cortante (V_{rd} = V_d) en la sección más desfavorable.

14.5.2. Resistencia a tracción del alma V_{u2} *(EHE, Art. 44.2.3.2.)*

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

Al igual que en el caso anterior, para ésta comprobación, en el caso de soportes, se tomará el valor del cortante en la sección más desfavorable

- $V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$

- $V_{su} = V_d - V_{cu}$

Siendo:

- V_{cu} *: esfuerzo cortante que resiste la sección sin contar con la armadura transversal.*
- V_{su} *: esfuerzo cortante que resiste la armadura transversal*
- $V_{rd} = V_d$ *: esfuerzo cortante de cálculo*

Conocemos el esfuerzo cortante a que se encuentra sometida la sección más desfavorable ($V_{rd} = V_d$), obtenemos el esfuerzo cortante que es capaz de resistir la sección sin armadura transversal (V_{cu}), y por diferencia de ambos se obtiene el esfuerzo cortante que deben resistir las la armadura transversal (V_{su}), con lo cual ya estamos en condiciones de dimensionarla.

- $V_{cu} = 0{,}10 \times \xi \times (100\rho_1 \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} \times b_0 \times d$ *(Simplificación válida para el caso de estribos a 90 º y bielas de compresión a 45º, despreciando el efecto favorable de las compresiones)*

- $\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} (con\ d\ en\ mm) = 1 + \sqrt{\frac{200}{300}} = 1{,}816$

- $b_0 = b$ (en piezas de sección constante)= 400 mm

- $\rho_1 = \frac{A_S}{b_0 \times d} < 0{,}02 \Rightarrow \rho_1 = \frac{18{,}84 cm^2}{40cm \times 30cm} = 0{,}0157 < 0{,}02$ *(cuantía geométrica de la armadura longitudinal traccionada)*

$$V_{cu} = 0{,}10 \times 1{,}816 \times (100 \times 0{,}0157 \times 25)^{\frac{1}{3}} \times 400 \times 300 = 74080N = 74{,}78kN$$

- $V_{su} = V_d - V_{cu} = 55{,}79kN - 74{,}78kN = -18{,}29kN$

Como podemos observar, el esfuerzo cortante de cálculo al que se encuentra sometido la pieza ($V_{rd} = V_d$) es inferior al que puede resistir la sección sin armadura transversal (V_{cu}), con lo cual, no sería necesario colocar armadura de cortante. Sin embargo, la EHE obliga a colocar armadura transversal para evitar el pandeo de las barras comprimidas de la armadura longitudinal *(ver figura 8.8 en el capítulo 8).*

Colocaremos por tanto una armadura que cumpla las cuantías mínimas.

14.5.3. Limitaciones y cuantías mínimas

Fijamos el diámetro de los estribos y la separación entre los mismos:

$$\phi_e = 6mm\ ; \qquad S_t = 24cm\ ; \qquad n = 4(Caidas)$$

14.5.3.1. Limitaciones a la separación entre estribos *(EHE, Art. 44.2.3.4.1.)*

$$\text{Si } V_{rd} \le \frac{1}{5}V_{u1} \ \Rightarrow\ S_t = 24cm \le 0{,}8d = 24cm \le 300mm \ \Rightarrow\ \textbf{\textit{Cumple}}$$

Donde:

- $V_{rd} = 55{,}79\ kN$
- $\frac{1}{5}V_{u1} = 120$

14.5.3.2. Cuantía mínima *(EHE Art. 44.2.3.4.1.)*

Se debe de cumplir la siguiente condición:

$$\sum A_{90} \times f_{yd} = \frac{A_e}{S_t} \times f_{yd} \ge 0{,}02 \times f_{cd} \times b \Rightarrow \quad \textbf{\textit{Cumple}}$$

Siendo:

- $A_e = \frac{\pi \times \phi_e^2}{4} \times n = \frac{\pi \times 6^2}{4} \times 4 = 113{,}10mm^2$
- $\frac{A_e}{S_t} \times f_{yd} = \frac{113{,}1mm^2}{240mm} \times 347{,}83\frac{N}{mm^2} = 163{,}91\frac{N}{mm}$
- $0{,}02 \times f_{cd} \times b = 0{,}02 \times 16{,}67\frac{N}{mm^2} \times 400mm = 133{,}33\frac{N}{mm}$

14.5.3.3. Limitaciones cuando existen barras en compresión *(EHE, Art. 44.2.3.4.1. y 42.3.1.)*

a)

$$S_t \le 15\phi_{\min} \le 30cm \ \Rightarrow\ \textbf{\textit{Cumple}}$$

Siendo:

- $S_t = 24cm$
- $15\phi_{\min} = 15 \times 2 = 30cm$

b)

$$\phi_e \ge \frac{0{,}25 \times \phi_{\max} \times S_t}{15 \times \phi_{\min}} \Rightarrow \quad \textbf{\textit{Cumple}}$$

Siendo:

- $\phi_e = 6mm$
- $\frac{0{,}25 \times \phi_{\max} \times S_t}{15 \times \phi_{\min}} = \frac{0{,}25 \times 20mm \times 240mm}{15 \times 20} = 4mm$

c)

$$S_t \leq b \text{ ó } h \Rightarrow \quad \textbf{\textit{Cumple}}$$

Siendo:

- $S_t = 24cm$
- $h = 35cm$
- $b = 40cm$

14.6. Detalles de armado

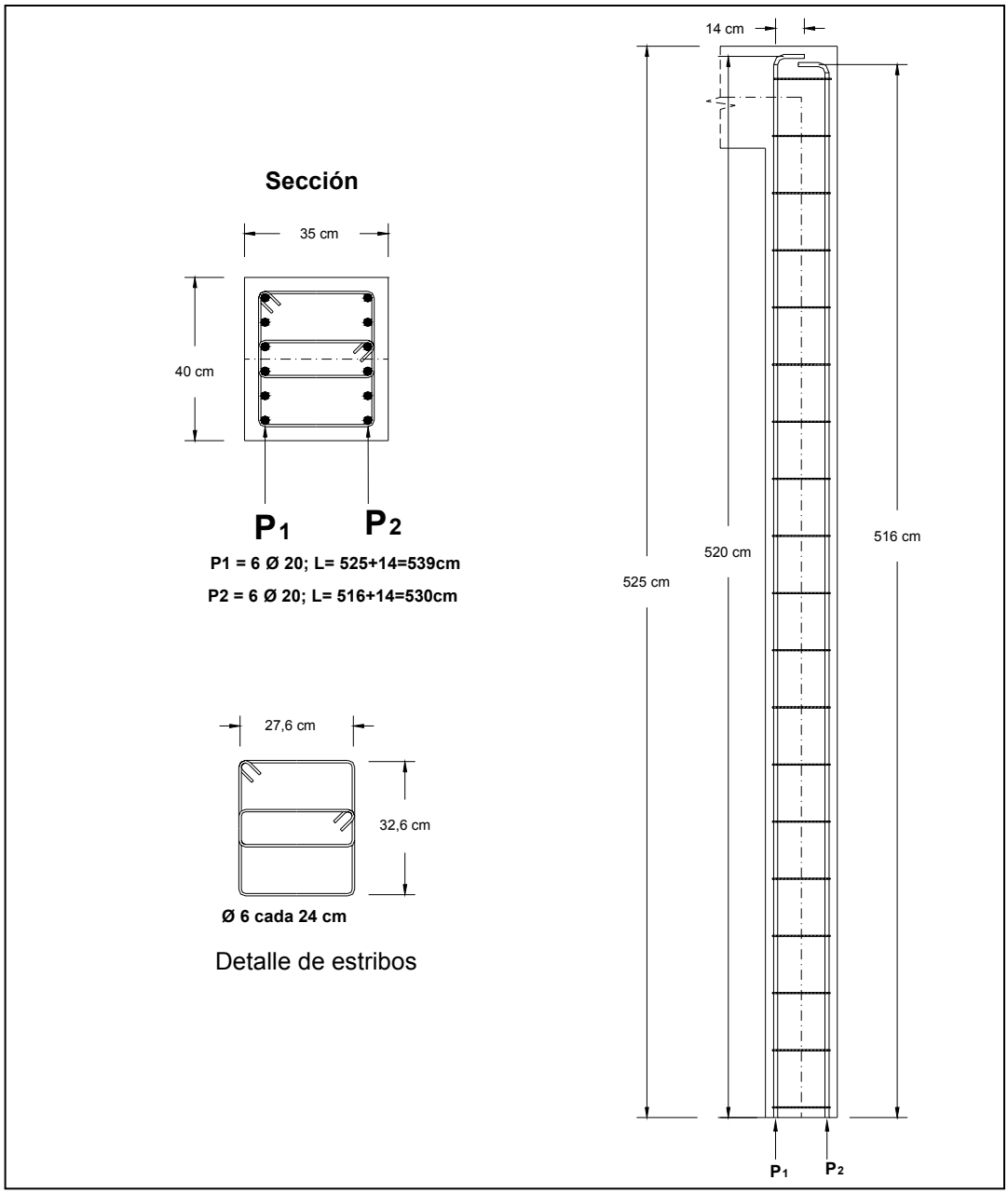


Figura 14.8. Detalle de armado de pilares.

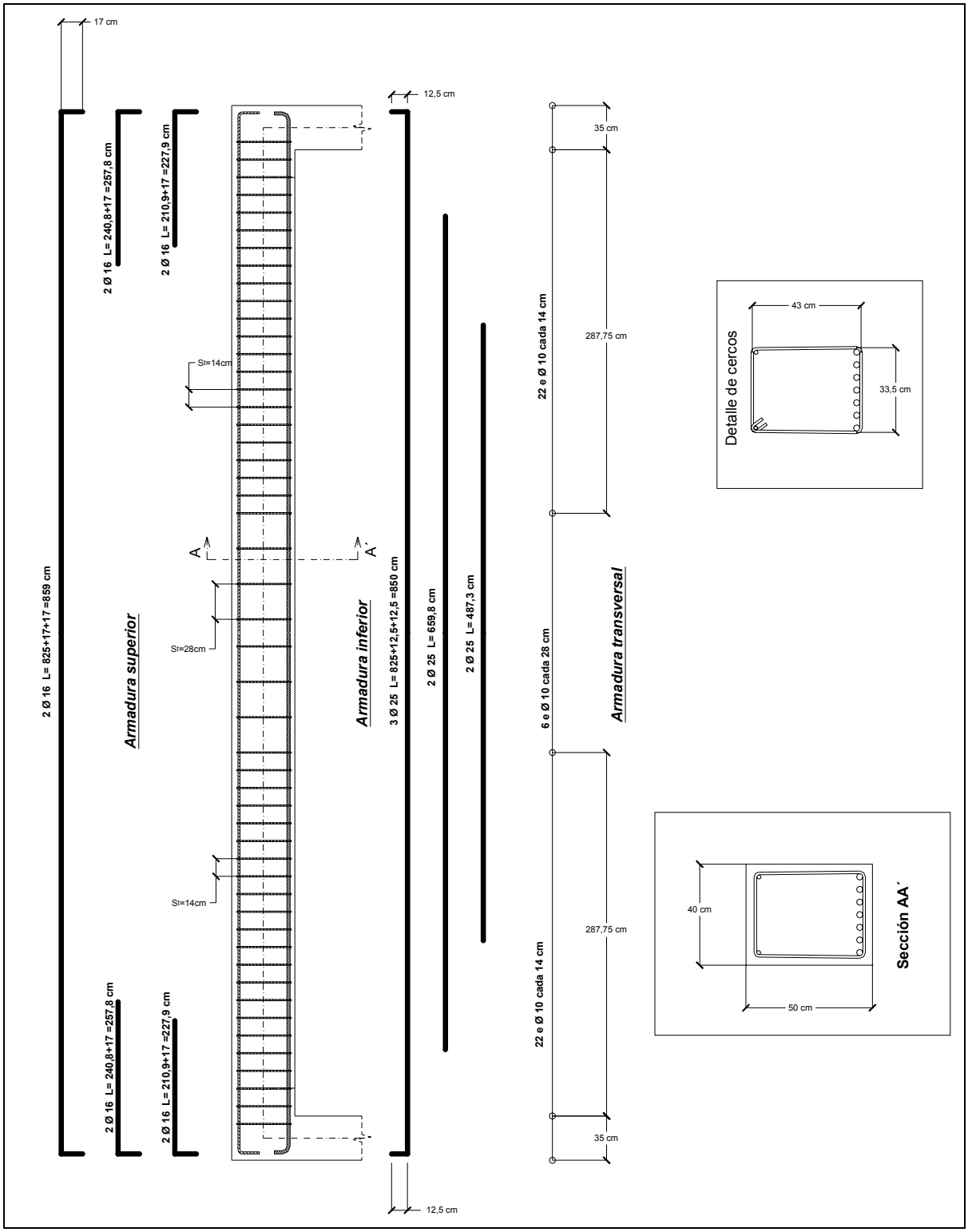


Figura 14.9. Detalle de armado del dintel.

EJEMPLO 15. Combinación de hipótesis en pórtico triarticulado

Calcular los esfuerzos que transmite a la cimentación el pórtico triarticulado de la *figura 15.1.*

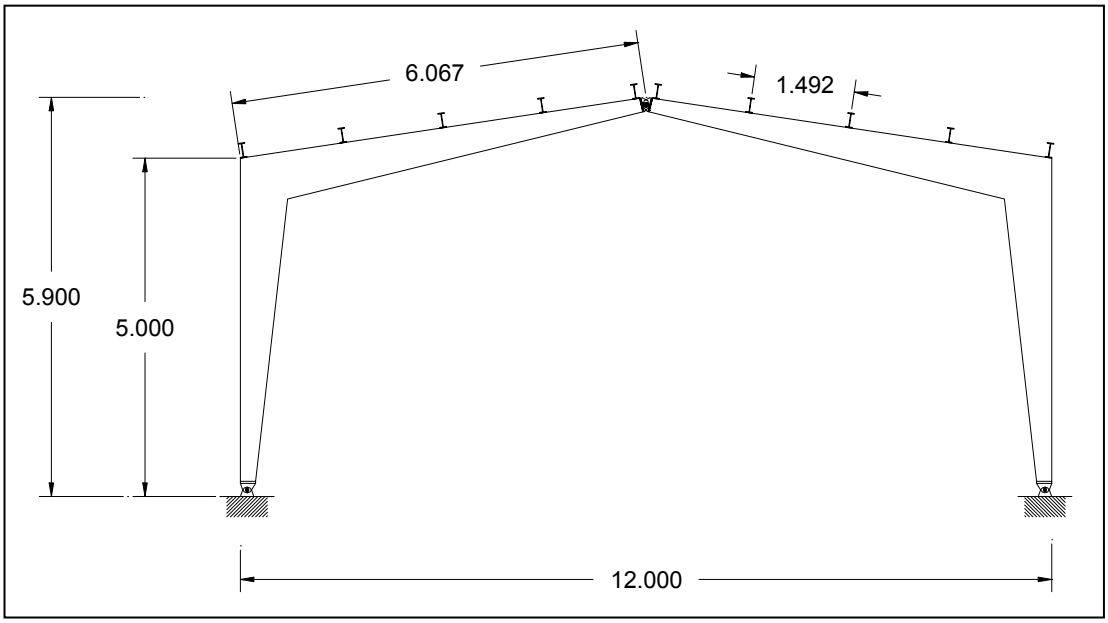


Figura 15.1. Geometría del pórtico.

Datos:

- *Luz = 12 m*
- *Pte = 15%*
- *α = 5,71°*
- *Nºc = 5 (número de correas/faldón)*
- *Sc = 1,5 m (separación entre correas en el plano del faldón)*
- *Sp = 6 m (separación entre pórticos)*
- *H = 5,9m (altura de coronación)*
- *0,12 kN/m^2 (peso material cubierta)*
- *0,258 kN/ml (peso correas)*
- *Zona eólica Y*
- *Edificación cerrada*
- *Situación topográfica Normal*
- *Altitud 500 m; Zona I: Norte Atlántica*
- *Nivel de control de la ejecución: Normal*

SOLUCIÓN

15.1. Acciones en el pórtico

a) Acciones permanentes

- P1= 0,12 kN/m^2 *(Peso material cubierta)*

$$- \; G_{k,1} = P_1 \times S_p = 0{,}12 \times 6 = 0{,}72 \text{kN/m}$$

- P2= 0,258 kN/m *(Peso correas)*

$$- \; G_{k,2} = \frac{P_2 \times S_p \times N^{\circ}{}_c}{L_f} = \frac{0{,}258 \times 6 \times 5}{6{,}067} = 1{,}276 \text{kN/m}$$

- P3 = Peso propio del pórtico. *(Se considera una carga trapezoidal debida al dintel de sección variable y para los soportes se considera una carga uniforme. ver figura 15.2)*

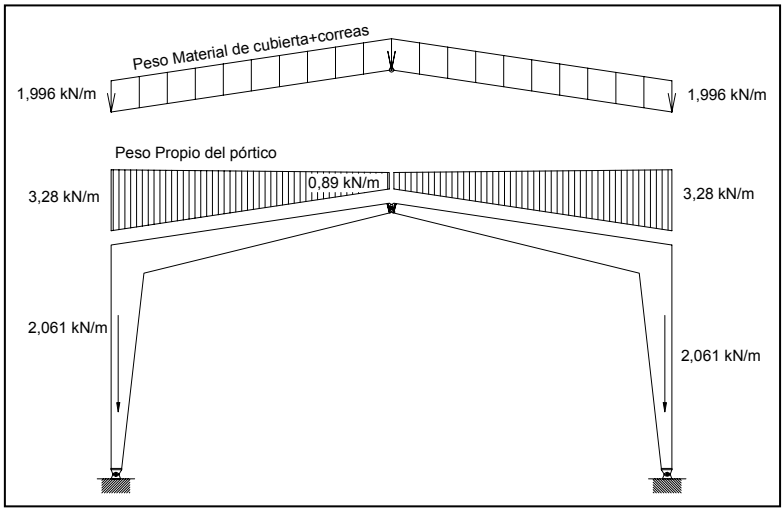


Figura 15.2. Cargas permanentes: cubierta, correas, peso del pórtico..

b) Acciones variables

- **Nieve**: *(EHE A.3. Sobrecarga de nieve)*

• P4= s· μ = 0,3·0,8 = 0,24 kN/m^2

• $Q_{k,4} = \frac{P_4 \times S_p}{\cos\alpha} = \frac{0{,}24 \times 6}{\cos 8{,}53} = 1{,}456 kN/m$

(Figura 15.3.)

- **Viento**: *(NTE, Cargas de viento)*

• Zona eólica Y

• Edificación cerrada

• Situación topográfica Normal

⇨ Interpolando obtenemos el esquema de cargas de viento de la *figura 15.4.*

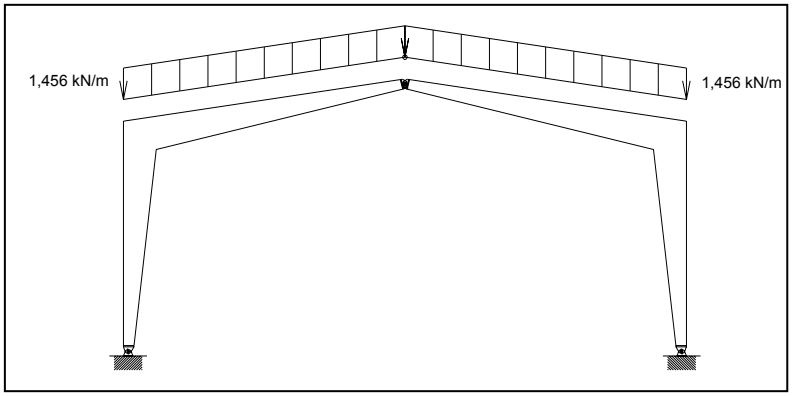


Figura 15.3. Carga de nieve.

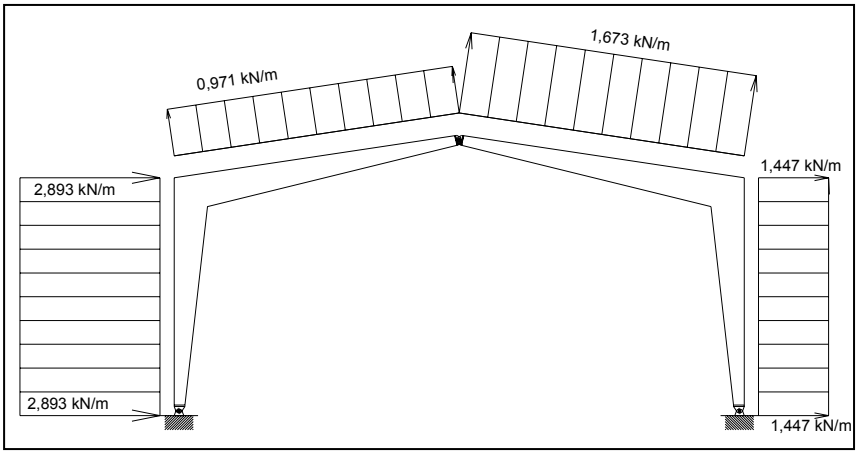


Figura 15.4. Carga de viento.

En la *figura 15.5.* se muestran los diagramas de esfuerzos característicos para cada una de las hipótesis básicas. Para la obtención de los mismos se empleó un programa informático de análisis de estructuras mediante cálculo matricial.

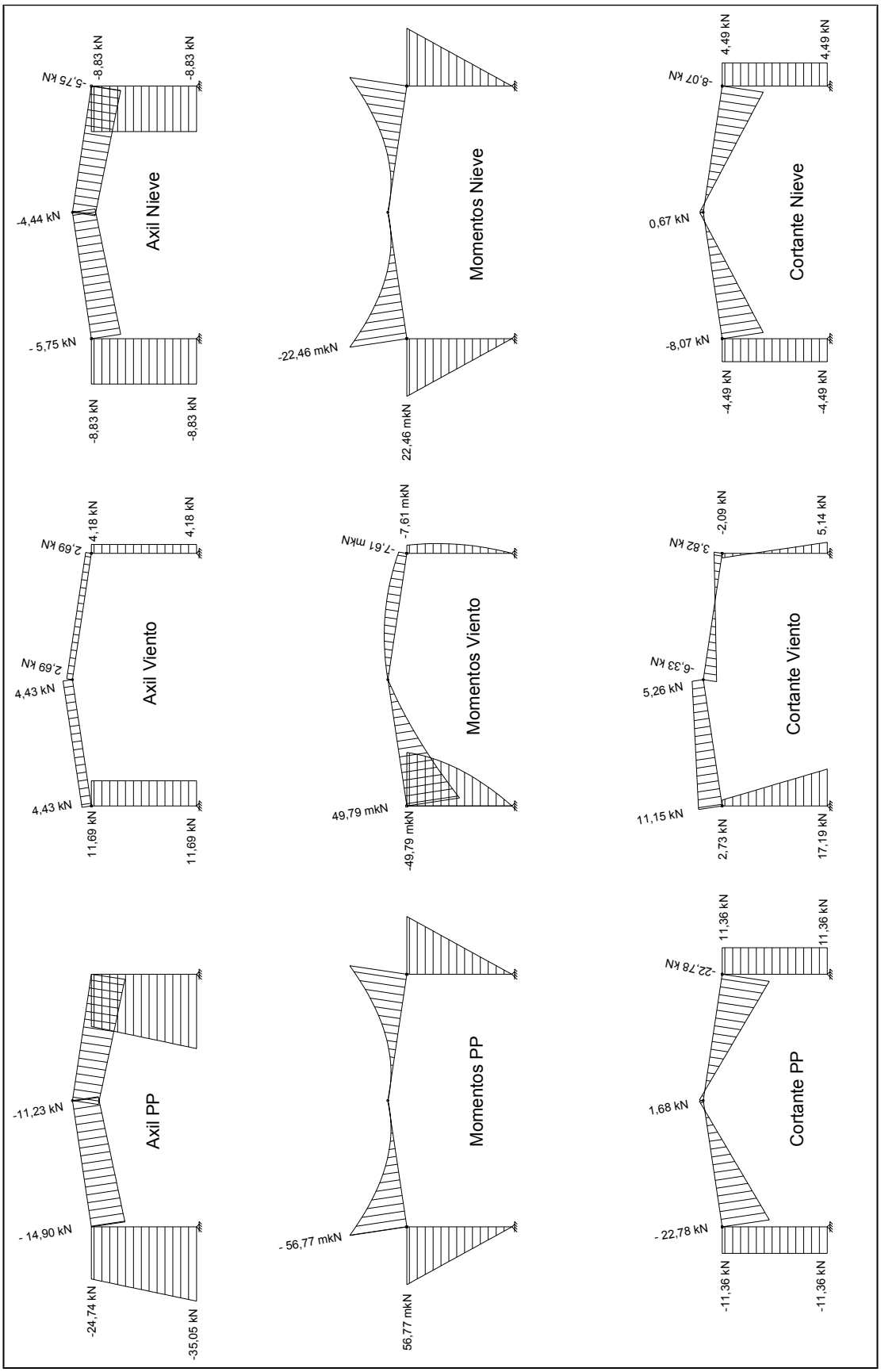


Figura 15.5. Diagramas de esfuerzos característicos, correspondientes a las hipótesis básicas de carga.

15.2. Coeficientes parciales de seguridad

Coeficientes de mayoración de acciones Nivel de control de ejecución considerado: Normal (EHE Art 12.1.y 95.5)		
Tipo de acción	***Efecto desfavorable***	***Efecto favorable***
Permanentes	1,5	1
Variables	1,6	0

15.3. Axil de cálculo en la unión con la cimentación

a) Axil de compresión pilar izquierdo

• Hipótesis I: Permanentes + Nieve

$$N_d = (-35{,}05 \times 1{,}5) + (-8{,}83 \times 1{,}6) = \text{-}66{,}703 kN$$

• Hipótesis II: Permanentes + Viento

$$N_d = (-35{,}05 \times 1{,}5) + (11{,}69 \times 0) = \text{-}52{,}58 kN$$

• Hipótesis III: Permanentes + 0,9·(Nieve+Viento)

$$N_d = (-35{,}05 \times 1{,}5) + 0{,}9 \times ((-8{,}83 \times 1{,}6) + (11{,}69 \times 0)) = \text{-}65{,}29 kN$$

b) Axil de compresión pilar derecho

• Hipótesis IV: Permanentes + Nieve

$$N_d = (-35{,}05 \times 1{,}5) + (-8{,}83 \times 1{,}6) = \text{-}66{,}703 kN$$

• Hipótesis V: Permanentes + Viento

$$N_d = (-35{,}05 \times 1{,}5) + (4{,}18 \times 0) = -52{,}58 kN$$

• Hipótesis VI: Permanentes + 0,9·(Nieve+Viento)

$$N_d = (-34{,}62 \times 1{,}5) + 0{,}9 \times ((-8{,}83 \times 1{,}6) + (4{,}18 \times 0)) = \text{-}65{,}29 kN$$

c) Axil de tracción pilar izquierdo

• Hipótesis VII: Permanentes + Viento

$$N_d = (-35{,}05 \times 1) + (11{,}69 \times 1{,}6) = \text{-}16{,}35 kN$$

(No se produce tracción en la unión con la cimentación)

15.4. Cortante de cálculo en la unión con la cimentación

a) Cortante (-) pilar izquierdo

• Hipótesis I: Permanentes + Nieve

$$V_d = (-11{,}36 \times 1{,}5) + (-4{,}49 \times 1{,}6) = \text{-}24{,}22 kN$$

• Hipótesis II: Permanentes + Viento

$$V_d = (-11{,}36 \times 1{,}5) + (17{,}19 \times 0) = -17{,}04 kN$$

• Hipótesis III: Permanentes + 0,9·(Nieve+Viento)

$$V_d = (-11{,}36 \times 1{,}5) + 0{,}9 \times ((-4{,}49 \times 1{,}6) + (17{,}19 \times 0)) = -23{,}51 kN$$

b) Cortante (+) pilar izquierdo

• Hipótesis IV: Permanentes + Viento

$$V_d = (-11{,}36 \times 1) + (17{,}19 \times 1{,}6) = 16{,}14 kN$$

c) Cortante (+) pilar derecho

• Hipótesis V: Permanentes + Nieve

$$V_d = (11{,}36 \times 1{,}5) + (4{,}49 \times 1{,}6) = 24{,}22 kN$$

• Hipótesis VI: Permanentes + Viento

$$V_d = (11{,}36 \times 1{,}5) + (5{,}14 \times 1{,}6) = 25{,}26 kN$$

• Hipótesis VII: Permanentes + 0,9·(Nieve+Viento)

$$V_d = (11{,}36 \times 1{,}5) + 0{,}9 \cdot ((4{,}49 \times 1{,}6) + (5{,}14 \times 1{,}6)) = 30{,}91 kN$$

15.4.1. Resultado

Las acciones obtenidas para el pilar derecho o el izquierdo pueden intercambiarse, ya que solo hemos considerado la acción del viento hacia la derecha.

Considerando una zapata centrada, a la hora de calcular la estabilidad del elemento de cimentación deberíamos de considerar las dos combinaciones de carga que se muestran en la *figura 15.6*, con sus valores característicos, ya que la disminución del axil en la combinación **b**) podría penalizar la estabilidad del elemento de cimentación; mientras que para realizar los cálculos estructurales bastaría con considerar únicamente la combinación **a)**.

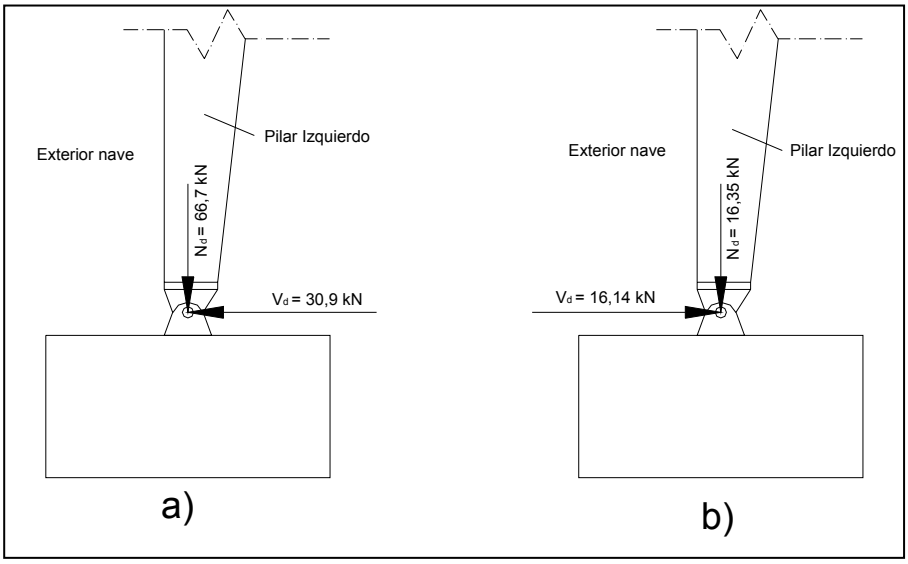


Figura 15.6. Acciones a considerar para el cálculo de la cimentación.

BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA

1. Calavera, J. 2000.” Cálculo de Estructuras de Cimentación”. INTEMAC. Madrid.
2. Calavera, J. 2000.” Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón” 2 Tomos. INTEMAC. Madrid.
3. Calavera, J.et al. 2000.” Manual de ferralla”. INTEMAC. Madrid.
4. Dal Ré Tenreiro, R. Ayuga Tellez, F. 2001. “Cimentaciones superficiales. Zapatas aisladas” . Monografía. ETSIA. Universidad Politécnica de Madrid.
5. EHE.1998. Instrucción de Hormigón Estructural. Ministerio de Fomento.
6. Ferreras, R. 1999. “Manual de hormigón armado” 7ª Edición adaptada a la EHE. Colección Señor nº 4. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
7. Jiménez Montoya,P. et al. 2000. “Hormigón Armado. 14ª Edición basada en la EHE ajustada al Código Modelo y al Eurocódigo. Gustavo Gili.
8. NCSR-02. Norma de construcción sismorresistente
9. Ortiz Sanz, J. Lopez Villar, M:J. 2000.”Problemas resueltos de hormigón conforme con la Instrucción EHE. Trymar.
10. RC - 03. Intrucción para la recepción de cementos