

UNIVERSIDADE DA CORUÑA

ESCUELA UNIVERSITARIA DE ARQUITECTURA TÉCNICA

DEPARTAMENTO DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

TRABAJO FIN DE GRADO:

ANÁLISIS DE PILARES DE HORMIGÓN EN EDIFICACIÓN
MEDIANTE METODOLOGÍA PROBABILISTA

David Fernández Pérez

Director: Dr. Emilio Mosquera Rey

Junio 2014

En primer lugar agradecer a mi Director de TFG, Dr. Emilio Mosquera Rey, por la orientación y ayuda que me brindó para la realización de este trabajo, por su apoyo y amistad que me permitieron aprender mucho más que lo estudiado en este proyecto.

Agradecer también al profesor D. Manuel Martín López su apoyo, consejo y docencia durante estos años, impulsándome siempre a seguir adelante.

Con todo mi cariño para las personas que hicieron todo en la vida para que yo pudiera lograr mis sueños. Papá, Mamá, Jeny. Gracias.

Leti, gracias por tu apoyo y ánimos, sin ello no habría sido lo mismo.

Gracias también a mis queridos compañeros, que me apoyaron y me permitieron entrar en su vida durante estos años de convivir dentro y fuera de la escuela. Iván G, Óscar, Noé, Carlos, Alberto, Pablo, Iván F, Rubén, Manuel, Mario, Adriana y Laura, gracias.

Gracias a todos

La metodología de cálculo basada en el probabilismo, se lleva utilizando a lo largo de la historia para proyectos de ingeniería compleja, ejemplos como métodos de evaluación de riesgos en aviones o en centrales nucleares, puentes, etc... en edificación, utilizamos esta metodología de forma implícita en nuestra normativa, buscando la comodidad del determinismo, la comodidad de utilizar lo que nos dicen sin saber por qué y de donde viene, añadiendo además coeficientes de seguridad que nos hacen sentir optimistas en nuestros cálculos, pero pocas veces y sin dar solución a nuestra pregunta, nos cuestionamos ¿y porque no se cae esto?, de ahí la verificación estructural, el probabilismo intenta dar respuesta a la verificación estructural más real y por tanto más segura.

Esta metodología de cálculo, la probabilista, es la que deberemos de utilizar en nuestras investigaciones, por ser la metodología más rigurosa y científica.

En este trabajo además de una introducción y análisis al mundo de la metodología probabilista, se expone una comparación entre los métodos de cálculo de un pilar sometido a flexión compuesta. En primer lugar se realizará un cálculo apoyándose en la normativa española actual, mediante la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08) y el Código Técnico de la Edificación (CTE), y en segundo lugar mediante metodología probabilista (análisis de fiabilidad), como se verá se obtendrán resultados bastante discordantes entre ambos métodos que son recogidos en la norma.

PALABRAS CLAVE: Fiabilidad, Probabilidad, Incertidumbre, Estados Límite, Variables Aleatorias

The methodology of calculation based on probabilism, has been in use throughout history in complex engineering projects, examples like methods of risk assessment in aircraft or nuclear power stations, bridges, etc ... In building construction, we use this methodology implicitly in our regulations, seeking the comfort of determinism, the convenience of using what they say without knowing why and where it comes from, adding also safety coefficients that make us feel optimistic in our calculations, but seldom without a solution to our question, we ask ourselves ... why doesn't this fall?, thus the structural verification, probabilism tries to give a more realistic answer to structural verification and therefore safer.

This calculation methodology, the probabilistic, is what we must use in our researches as the most rigorous and scientific methodology.

In this project, apart from an introduction and analysis of the world of probabilistic methodology, a comparison is made between the methods of calculating of a column under composite bending.

To begin with, a calculation will be made using the current spanish regulations in the Hormigón Estructural (EHE-08) and the Código Técnico de la Edificación (CTE) [*Structural Concrete Code (EHE-08) and the Building Technical Code (CTE)*], and secondly by probabilistic methodology (reliability analysis), as will be seen, quite discordant results were obtained between the two methods that are included in the regulations.

KEYWORDS: Reliability, Probabilistic, Probability, Uncertainty, Boundary states, Random variables.

Contenido

0	INTRODUCCIÓN.....	1
1	ESTADO DEL PROBABILISMO	3
1.1	Reseña histórica de la teoría de la probabilidad.....	3
1.2	Algunos precursores del pensamiento probabilista.....	4
1.2.1	Pierre Simon de Laplace.....	4
1.2.2	Bohr versus Einstein (Probabilismo versus Determinismo).....	5
1.3	Conceptos generales.....	7
1.3.1	Riesgo: Identificación y escenario.....	7
1.3.2	Seguridad y fiabilidad estructural.....	11
1.4	Métodos de Cálculo	14
1.4.1	Definición de los métodos de cálculo.....	15
1.4.2	Conclusión respecto a los métodos.....	20
2	TEORÍA DEL PROBABILISMO.....	21
2.1	Enfoque determinista	21
2.2	Enfoque probabilístico	22
2.3	Enfoque semi-probabilístico	23
2.4	Enfoque probabilístico “exacto”	24
2.4.1	Caso de un espacio de dos dimensiones (R, S).....	25
2.5	Enfoque probabilístico simplificado	27
2.5.1	Cálculo de β en el caso de un espacio bidimensional y la función de estado lineal.....	27
2.6	Métodos de análisis: FORM y SORM.....	29
2.6.1	Transformaciones probabilísticas.....	30
2.6.2	Form	32

2.6.3	Sorm	33
2.6.4	La determinación del "punto de diseño".....	34
2.7	Métodos para la simulación numérica	35
2.7.1	Simulación de Monte Carlo.....	36
2.7.2	Técnicas de simulación con la reducción de la varianza.....	36
3	ANÁLISIS DE NORMATIVAS.....	39
3.1	JCSS (Joint Committee on Structural Safety) Probabilistic Model Code.....	39
3.2	Normas ISO: Organización Internacional para la Estandarización	43
3.2.1	ISO 2394 <i>General principles on reability for structures</i>	43
3.2.2	ISO 13822 <i>Bases for desing of structures – Assessment of existing structures</i>	45
3.3	Normativa española	47
3.3.1	UNE-EN 1990 Eurocódigos. Bases de cálculo de estructuras	47
3.3.2	Código Técnico de la Edificación: CTE DB-SE, Anexo C.....	49
3.3.3	EHE-08 Instrucción de Hormigón Estructural	54
4	APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA SEMI-PROBABILISTA AL CÁLCULO DE PILARES DE EDIFICACIÓN SEGÚN EL CTE Y EHE-08.....	57
4.1	Objetivos.....	57
4.2	Características de la estructura a estudio	57
	PLANOS.....	58
	Plano A01 DISTRIBUCIÓN.....	58.1
	Plano A02 SECCIÓN.....	58.2
	Plano A03 ALZADOS.....	58.3
4.3	Estimación de acciones CTE DB SE	60
4.4	Áreas tributarias y determinación de axiles	61
4.5	Dimensionado	76
4.6	Variables consideradas para el cálculo	82

5	APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PROBABILISTA AL CÁLCULO DE PILARES DE EDIFICACIÓN	85
5.1	Introducción al cálculo.....	85
5.2	Función de estado límite a emplear	89
5.3	Análisis de las variables aleatorias	90
5.3.1	Materiales	90
5.3.2	Acciones	94
5.3.3	Incertidumbres de los modelos	96
5.4	Cuadro resumen de variables consideradas para el cálculo	98
5.5	RCP GmbH y Comrel-TI 8.1	99
5.6	Programación de Comrel-TI 8.1	100
6	ANÁLISIS DE RESULTADOS	105
6.1	Parámetro “X” para el análisis de resultados.....	105
6.2	Planta 7	107
6.3	Planta 6	110
6.4	Planta 5	113
6.5	Planta 4	116
6.6	Planta 3	119
6.7	Planta 2	122
6.8	Planta 1	125
6.9	Planta Baja	128
6.10	Interpretación de resultados en función de las dimensiones del pilar.....	131
7	CONCLUSIONES	141
8	BIBLIOGRAFÍA.....	143
9	INFOGRAFÍAS.....	145

INTRODUCCIÓN

Siempre hemos utilizado el probabilismo como pensamiento a la hora de tomar decisiones, cuando se siembra la duda o indecisión sobre algún tema desconocido. Este tipo de pensamiento nos permite predecir hechos o comportamientos nuevos, basándonos en hechos o comportamientos conocidos. El probabilismo es un tipo de pensamiento que se caracteriza, fundamentalmente, por su carga de indiferencia, es decir, por su carácter predictivo, prevemos lo que podría pasar, basándonos en algo real, en lo que sabemos que ha pasado, es un pensamiento que utilizamos de forma habitual, aunque no somos siempre conscientes de ello, en la mayoría de decisiones que tomamos o de acciones que emprendemos, tanto en la vida personal como en la profesional.

En definitiva, recurrimos a esta tipología de pensamiento, ante cualquier diagnóstico que realicemos, juicio que emitamos, o decisión que adoptemos, basándonos en datos y en hechos, a partir de los cuales deducimos y predecimos una probabilidad.

Desde coger (o no) el paraguas por la mañana, al salir de casa, hasta realizar (o no) una inversión.

La metodología de cálculo basada en el probabilismo, se lleva utilizando a lo largo de la historia para proyectos de ingeniería compleja, ejemplos como métodos de evaluación de riesgos en aviones o en centrales nucleares, puentes, etc... en edificación, utilizamos esta metodología de forma implícita en nuestra normativa, buscando la comodidad del determinismo, la comodidad de utilizar lo que nos dicen sin saber por qué y de donde viene, añadiendo además coeficientes de seguridad que nos hacen sentir optimistas en nuestros cálculos “por si las moscas”, pero pocas veces y sin dar solución a nuestra pregunta, nos cuestionamos ¿y porque no se cae esto?, de ahí la verificación estructural, el probabilismo intenta dar respuesta a la verificación estructural más real y por tanto mas segura.

Esta metodología de cálculo, la probabilista, es la que deberemos de utilizar en nuestras investigaciones, por ser la metodología más rigurosa y científica.

Por ello este Trabajo Fin de Grado tiene como objetivo, acercar a la edificación la metodología probabilista, llegando a mostrar que esta metodología es la evolución del cálculo estructural en la edificación. Se expone una comparación entre los métodos de cálculo de un pilar sometido a flexión compuesta, en primer lugar un cálculo apoyándose en la normativa española mediante la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08) y el Código Técnico de la Edificación (CTE), en segundo lugar mediante metodología

probabilista (análisis de fiabilidad), analizando los resultados y tratando de obtener las diferencias comparando ambos métodos.



1 ESTADO DEL PROBABILISMO

1.1 Reseña histórica de la teoría de la probabilidad

En primer lugar se trata de situar la teoría de la probabilidad en la historia, hacer mención de en qué época comenzó a desarrollarse y quienes fueron sus precursores.

En 1654 que comienza a desarrollarse el cálculo de probabilidades, cuando Fermat (1601-1665) y Pascal (1623-1662) en 1654, en correspondencia no publicada, comienzan a aplicar métodos matemáticos para resolver problemas de juegos de azar con cartas y dados. Otros nombres destacados en el desarrollo del cálculo de probabilidades son Jakob Bernoulli (1654-1705) (“Ars Conjectandi”, publicado póstumo en 1713, que contiene la hoy llamada “ley de los grandes números de Bernoulli”) y Abraham de Moivre (1667-1754) (“Doctrina de las Chances, 1718).

En el siglo siguiente se destaca Laplace (1749-1827) y su obra “Teoría analítica de la probabilidad” (1812).

Después de un lento progreso, se acelera el desarrollo de la teoría de probabilidades a mediados del siglo XIX. Tchebycheff (1821-1894) es el primero de la escuela rusa que contribuyó mucho al desarrollo de la teoría de probabilidades, con matemáticos como Markov (1856-1922) y Kolmogorov (1903-1987)). Problemas de genética que se plantearon a fines del siglo XIX (Galton) y el rápido desarrollo al comienzo del siglo XX en Física de las teorías de movimiento browniano y mecánica estadística le dieron a la teoría de probabilidades fuentes de nuevos problemas.

La definición que se usa actualmente de Probabilidad fue dada en 1933, por Kolmogorov. Es una definición axiomática, similar a la definición de medida de la teoría de la medida (teoría desarrollada en 1898 por Borel (1871-1956) y que sirve de base a la teoría de integración de Lebesgue (1910) (1875-1941).

Actualmente, la teoría de la probabilidad encuentra aplicación en las más variadas ramas del conocimiento, como puede ser la física, la tecnología y en la investigación, específicamente en la toma de decisiones.

1.2 Algunos precursores del pensamiento probabilista

1.2.1 Pierre Simon de Laplace

En 1812, con la *Teoría Analítica de las Probabilidades*, expone los principios y las aplicaciones de lo que él llama "*geometría del azar*". Esta obra representa la introducción de los recursos del análisis matemático en el estudio de los fenómenos aleatorios y recopila toda una serie de memorias publicadas desde 1771.

Laplace expresa de forma sencilla el significado del cálculo de probabilidades: "*En el fondo, la teoría de probabilidades es sólo sentido común expresado con números*".

La importancia de esta materia la resalta Laplace

con las siguientes palabras : "*Es notable que una ciencia que comenzó con las consideraciones de juegos de azar había de llegar a ser el objeto más importante del conocimiento humano. Las cuestiones más importantes de la vida constituyen en su mayor parte, en realidad, solamente problemas de probabilidad*".

Sin embargo, su comentario se puede considerar profético ya que hoy día no se concibe el progreso en ninguna ciencia ni en cualquier actividad humana sin la presencia de la probabilidad.

Resaltar que el método para estimar la proporción entre el número de casos favorables y el número de casos posibles ya había sido propuesto por Laplace en un documento escrito en 1779.

Después de Laplace el interés por esta materia fue disminuyendo hasta prácticamente desaparecer como disciplina matemática durante el siglo XIX.

Surge la materia de nuevo a principios del siglo XX con el nacimiento de la teoría de la mecánica cuántica en la que participan desarrollándola físicos y matemáticos de la época como Schrödinger, Heisenberg, Einstein, Dirac, Bohr y Von Neumann entre otros.



Imagen 1: Pierre Simon de Laplace
1749-1827

1.2.2 Bohr versus Einstein (Probabilismo versus Determinismo)

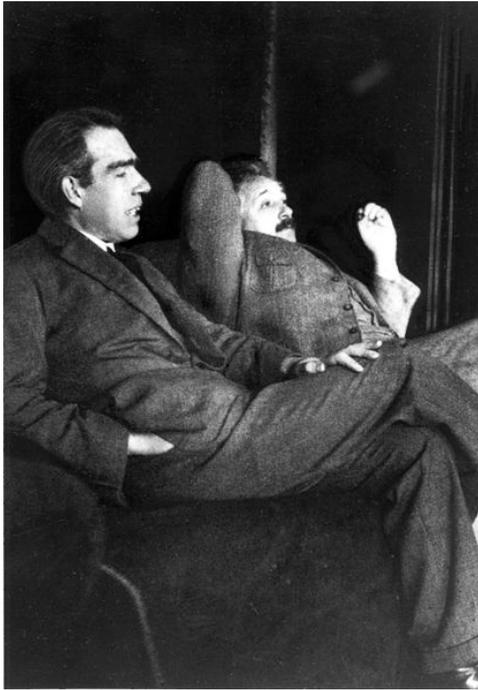


Imagen 2: Niels Bohr y Albert Einstein debatiendo la teoría cuántica en casa de Paul Ehrenfest en Leiden (diciembre de 1925).

Bohr sostuvo con Einstein varios debates sobre el nuevo principio cuántico, Einstein aferrado a su determinismo radical no compartía ideas con Bohr quien defendía las leyes de probabilidad.

Son célebres las frases críticas de Einstein dirigidas a la entonces «forastera» mecánica cuántica:

«Dios no juega a los dados con el Universo»

A lo que se dice que Bohr respondía:

«Deja de decirle a Dios cómo debe construir el Universo.»

1.2.2.1 Los pares indeterminables de Bohr frente a los pares predeterminados de Einstein

Para solventar sus diferentes criterios, aceptan la proposición de realizar un experimento:

Un ayudante (*empaquetador*) pasa a una estancia contigua, toma un par de guantes y los empaqueta por separado, uno en cada paquete, por lo que *el empaquetador determina, y es el único que sabe con certeza qué guante pone en cada paquete*. Seguidamente pasa a una segunda estancia contigua, y entrega ambos paquetes a otro ayudante, cuya tarea es enviar uno de ellos por correo al polo norte; *este segundo ayudante, al igual que los observadores, también desconoce en qué paquete está cada guante, introduciendo su indeterminismo circunstancial o factor de probabilidad en el experimento*. Una vez hecho esto, este ayudante o (*remitente*) entrega el paquete *que no ha enviado*, a los observadores de la primera estancia.

Estos lo abren, observan y constatan que es el guante izquierdo:

- Einstein exclama "El guante que se ha enviado al polo norte es el derecho, lo sabemos instantáneamente y el guante ya era, siempre fue, el derecho, porque esto ya estaba o había sido predeterminado por el *empaquetador*".
- Pero Bohr concluye: "El guante estaba en un estado indeterminado e indeterminable hasta que hemos abierto el paquete, porque hasta ese instante determinista, no teníamos la certeza y existía, matemáticamente, un 50% de probabilidad de que fuera el derecho o el izquierdo, sólo al abrirlo hemos tenido esa certeza, *ergo* hasta entonces era «*derecho e izquierdo al mismo tiempo*» pues estaba en un estado de «*probabilidad equivalente*» establecida por el *remitente* que es realmente quien ha tomado la decisión última y que ahora observamos.

En realidad, el concepto de Bohr de que "era derecho e izquierdo al mismo tiempo", significa que si debemos tener en cuenta el hecho de que sea derecho o izquierdo para algo importante (como para hacer un cálculo matemático), mientras no hayamos abierto la caja, debemos considerar al 50% la posibilidad de que sea izquierdo y al 50% de que sea derecho, para poder hacer el cálculo correcto, y esto es importante especialmente si nunca nos va a ser posible abrir la caja y determinar cuál era.

Por qué pongo este ejemplo, pues bien, vayamos a nuestro campo, la probabilidad en las estructuras, mientras no desvelemos lo que la estructura esconde "la caja", deberemos de considerar probabilidades para poder realizar un cálculo correcto. Bohr hace hincapié en la importancia de no poder abrir la caja, en el caso de análisis de estructuras mediante el probabilismo, no vamos a poder abrir la estructura para saber que esconde; no podemos pretender saber antes de realizar la investigación, en ese instante todo son suposiciones. Cuando desvelamos la estructura, "abrimos el paquete", tenemos toda la autoridad para hablar.

1.3 Conceptos generales

1.3.1 Riesgo: Identificación y escenario

Entendemos como riesgo según el DB-SE como la “medida del alcance del peligro que representa un evento no deseado para las personas. Un riesgo se expresa en términos de la probabilidad vinculada a las consecuencias de dicho evento.”

Podemos concebir que es un conjunto de circunstancias capaces de causar sucesos con consecuencias indeseables. A veces se podría entender el riesgo como sinónimo de peligro, posibilidad de daño.

Por ejemplo el riesgo en un sistema estructural puede definirse como un conjunto de circunstancias con el potencial de originar una acción accidental (p. ej. un incendio o una explosión) o ambiental (corrosión) y/o una insuficiente resistencia o una excesiva desviación de las magnitudes respecto a las previstas.



Imagen 3: Incendio edificio Windsor, febrero de 2005 (izqda.); Imagen 4: Ataque terrorista en Kenia, centro comercial de Nairobi, septiembre de 2013 (dcha.)



Imagen 5: Efectos del terremoto de Chile febrero de 2010 (izqda.); Imagen 6: Corrosión de armaduras, Poblado Peña del Seo fotografía tomada en 2013 (dcha.)

Los elementos que generan riesgo en el mundo real:

- La gravedad;
- Las acciones climáticas, el hielo, la nieve, el viento, etc.;
- Las acciones dinámicas;
- La temperatura;
- El agua;
- El suelo;
- Los productos químicos;
- El hombre;
- Etc.

Todos estos factores están relacionados con las incertidumbres que los caracterizan, que no se pueden eliminar; por lo que no es posible predecir con absoluta precisión su comportamiento.

Podemos distinguir diferentes tipos de incertidumbre, generados por diferentes causas:

- Los modelos no son precisos;
- Los datos no son suficientes;
- Los materiales tienen variabilidad;
- La experiencia es subjetiva;
- Etc.

Sin embargo estamos obligados a tomar decisiones, por lo que es correcto hacer una estimación del riesgo. Esta evaluación sirve de base para la toma de decisiones

racionales y para tener en cuenta las incertidumbres y las informaciones incompletas con las que se trabaja.

Escenarios

La identificación y el modelado del riesgo suponen un proceso de admisión y reconocimiento de la existencia riesgo y de definición de sus características en el tiempo y el espacio.

En el caso de sistemas estructurales en edificación, los riesgos R_i quedan asociados a diversas situaciones de cálculo del edificio, clasificadas en situaciones de dimensionado persistente, transitoria y extraordinarias (accidental).

Por lo general R_i son situaciones mutuamente excluyentes. Entonces cada situación R_i acontece con una probabilidad $P\{R_i\}$ tal que $\sum P\{R_i\} = 1$.

Un escenario de riesgo es una secuencia de posibles sucesos asociada a un riesgo determinado y que tiene consecuencias indeseables. En estructuras tales escenarios lo pueden constituir el planteamiento de los Estados Límite, dentro de cada clasificación de riesgo.

En cualquier caso, el riesgo es un elemento a minimizar y a asumir por parte de la sociedad ya que cualquier actividad va a estar sujeta a un determinado riesgo.

Estimación

Se estima a menudo la esperanza matemática de las consecuencias de un suceso indeseable. Entonces el riesgo es el producto:

$$\text{Riesgo} = \text{Probabilidad} \cdot \text{Consecuencias}$$

La estimación del riesgo está basada en la identificación del peligro y generalmente consta de los siguientes pasos:

- Definición del alcance;
- Análisis de frecuencias;
- Análisis de consecuencias;
- Suma.

Si se da correspondencia uno a uno entre las consecuencias $C_{ij,k}$ y los sucesos E_{ij} , entonces la componente de riesgo R_k asociada a las situaciones consideradas H_i viene dada como la suma:

$$R_k = \sum_{ij} C_{ij,k} P\{E_{ij} | H_i\} P\{H_i\}$$

La probabilidad de sucesos indeseados puede depender del vector de variables básicas \mathbf{X} . En estas circunstancias el riesgo total puede escribirse formalmente como:

$$R_{tot} = \int C(x) f_x(x) dx$$

Donde $C(x)$ es el grado de riesgo según una función de variables básicas \mathbf{X} , y $f_x(x)$ es la función de densidad de probabilidad conjunta \mathbf{X} .

La probabilidad es la verosimilitud o el grado de certeza con respecto a que ocurra un suceso particular durante un determinado periodo de tiempo. En particular, la fiabilidad de una estructura a menudo se define como la probabilidad relativa a un requisito específico y a un periodo de tiempo dado, por ejemplo 50 años.

El fallo F de un sistema (p. ej. De la estructura o de alguno de sus elementos), dada una situación particular H_i , ocurre con la probabilidad condicionada $P\{F | H_i\}$, entonces la probabilidad total de fallo P_f viene dada como:

$$P_f = \sum_i P\{H_i\} P\{F | H_i\}$$

Desde el punto de vista de las consecuencias, estos son posibles desenlaces de un suceso deseable o indeseable para definir la magnitud de las fatalidades humanas, los perjuicios o daños ambientales y las pérdidas económicas. Un procedimiento para describir dichos desenlaces es el denominado análisis de consecuencias.

1.3.2 Seguridad y fiabilidad estructural

El objetivo principal del diseño de las estructuras es asegurar que el trabajo cumple la función para la que fue diseñado, manteniendo al mismo tiempo un nivel predeterminado de seguridad. Este término se refiere al grado de protección de las personas y los bienes respecto a las consecuencias de un colapso, lo que también se conoce como una condición límite (estado límite) que determina el mal funcionamiento de la estructura o parte de la misma.

La seguridad estructural sigue el mismo camino definido previamente con el riesgo, de hecho, están estrechamente relacionados con el concepto de fiabilidad. Esta representa la probabilidad que los caracteriza, de hecho, una estructura se define como fiable cuando su comportamiento es lo más parecido a lo que se prevé en el proyecto, lo que significa que no vamos a tener un comportamiento inesperado, a excepción de los sucesos con porcentajes de ocurrencia mínimos. Sin embargo, no es cierto que una estructura que se defina fiable sea por lo tanto también segura, ya que hay que considerar también la magnitud de las consecuencias de un colapso estructural.

El término “fiabilidad” se utiliza con cierta frecuencia de una manera un tanto vaga e imprecisa. A menudo el concepto de fiabilidad se percibe de una forma radical, la estructura es o no es fiable. Conforme a esta mentalidad, si una estructura es calificada como fiable se transmite la idea de que “un fallo en esta estructura no sucederá nunca”.

La aseveración en términos negativos (“esta estructura no es fiable”) suele ser entendida con mucho más acierto: los fallos se aceptan como una parte del mundo real y la probabilidad o frecuencia de su aparición puede ser, en consecuencia, objeto de estudio.

La definición de fiabilidad estructural, debe recoger cuatro conceptos importantes:

- Requisitos (prestaciones): definición del fallo estructural;
- Periodo de tiempo: estipulación de un determinado tiempo de servicio T ;
- Nivel de fiabilidad: determinación de la probabilidad de fallo P_f ;
- Condiciones de uso: acotación de las incertidumbres.

Para una definición completa del término podemos referirnos a la norma ISO2394, que se expresa así: “Fiabilidad es la capacidad de la estructura para cumplir con unos requisitos determinados durante el tiempo de utilización (vida útil) para el que fue calculada y bajo unas condiciones específicas”.

Tanto las normas, como eurocódigos EN-1998, la ISO 2394 o el DB-SE, recogen que la fiabilidad tiene que incluir la capacidad de carga, el servicio y la durabilidad que tiene que ver con las influencias estructurales.

El análisis estructural y el dimensionado de una estructura de edificación, requiere la verificación de determinadas situaciones, para que no sobrepasen ciertos estados que denominamos límite. Pueden ser de 3 tipos:

- Estados límite últimos (ELU): aquéllos que, si se sobrepasan, originan una puesta fuera de servicio de la estructura, por fallo global o de una parte de la misma (inestabilidad, agotamiento, equilibrio, etc.).
- Estados límite de servicio (ELS): aquéllos que, si se sobrepasan, hacen que no se cumplan los requisitos de funcionalidad, durabilidad o estética (deformaciones, vibraciones, fisuración, etc.).
- Estados límite de durabilidad (ELD): aquéllos que, si se sobrepasan, afecta al comportamiento respecto de la vida útil (corrosión, funcionamiento, etc...)

La comprobación de cada uno de los estados límite se realiza evaluando por una parte el efecto de las sollicitaciones o influencias (E_S) y, por otra, el efecto de las resistencias intrínsecas de los materiales constructivos de la estructura (E_R). El estado límite se verifica si el efecto de las acciones no supera a la capacidad estructural, es decir:

$$E_R > E_S, \text{ o lo que viene a ser lo mismo, } E_S \leq E_R$$

En el caso de los estados límite últimos, E_S corresponde a las sollicitaciones (normalmente esfuerzos) y E_R a las resistencias; sin embargo, para los estados límite de servicio, E_S representa efectos diversos (deformaciones, tensiones, abertura de fisuras, etc.) y E_R valores límite admisibles para los mismos.

Para la determinación de los efectos de las sollicitaciones E_S (esfuerzos, deformaciones...) hay que considerar diversos factores: las acciones aplicadas (cargas, deformaciones impuestas, etc.), la geometría (secciones transversales, luces, etc.) y el modelo estructural. Además, para la evaluación de la respuesta estructural E_R se considerarán las propiedades de los materiales, la geometría y el modelo estructural de la resistencia.

En un planteamiento probabilista, cada una de las variables que intervienen en la evaluación de los efectos E_S y capacidad estructural E_R son variables aleatorias que no están definidas por un único valor fijo, sino mediante una distribución de probabilidad.

Por tanto, la definición de la probabilidad de fallo depende de dos variables aleatorias E_S y E_R , que a su vez dependen de otra serie de variables aleatorias, resultando un problema cuya resolución presenta una gran complejidad. Los procedimientos para abordar la resolución de este problema se clasifican según el grado de complejidad o sofisticación en cuatro niveles:

NIVEL 1: Método de los coeficientes parciales de seguridad. Se trata de métodos semiprobabilísticos, en los que cada una de las variables del problema se define mediante un único valor, denominado valor nominal, que puede ser un valor medio, un cierto cuantil, un valor característico, etc.

Con el valor nominal y utilizando los coeficientes parciales de seguridad se determina el valor de cálculo. Finalmente, a partir de los valores de cálculo de las distintas variables se evalúa la sollicitación E_S y la capacidad E_R y se realiza la comprobación del estado límite correspondiente. Éste es el procedimiento utilizado por la mayoría de las normativas y códigos de proyecto de estructuras tanto nacionales como internacionales. En estos métodos no puede obtenerse la probabilidad de fallo de la estructura.

NIVEL 2: Son métodos probabilísticos, en los que se suponen unos determinados tipos de distribución de probabilidad para las distintas variables, de las que se introducen normalmente dos valores: la media y la desviación típica. Este tipo de métodos se utiliza en la calibración de las normativas de proyecto estructural. Las probabilidades de fallo obtenidas tienen un carácter nominal y no deben utilizarse como valores absolutos, aunque resultan de gran utilidad en comparaciones estructurales.

NIVEL 3: Se trata de los métodos probabilísticos “exactos”, en los que se introducen las funciones de distribución reales de cada una de las variables.

Las probabilidades de fallo se determinan de forma exacta, obtenidas pueden ser utilizadas en un contexto más amplio que en las anteriores fases y su calidad será función de los datos introducidos para las variables. No hay que olvidar que, en la probabilidad de fallo calculada, no se han tenido en cuenta los errores humanos.

NIVEL 4: Utilizan como medida de fiabilidad el concepto de Riesgo (producto de las consecuencias del fallo por su probabilidad de suceso). Se puede tener en cuenta medidas económicas, sociales, etc. Optimizando diferentes soluciones en un entorno económico teniendo en cuenta las incertidumbres, costes y beneficios.

1.4 Métodos de Cálculo

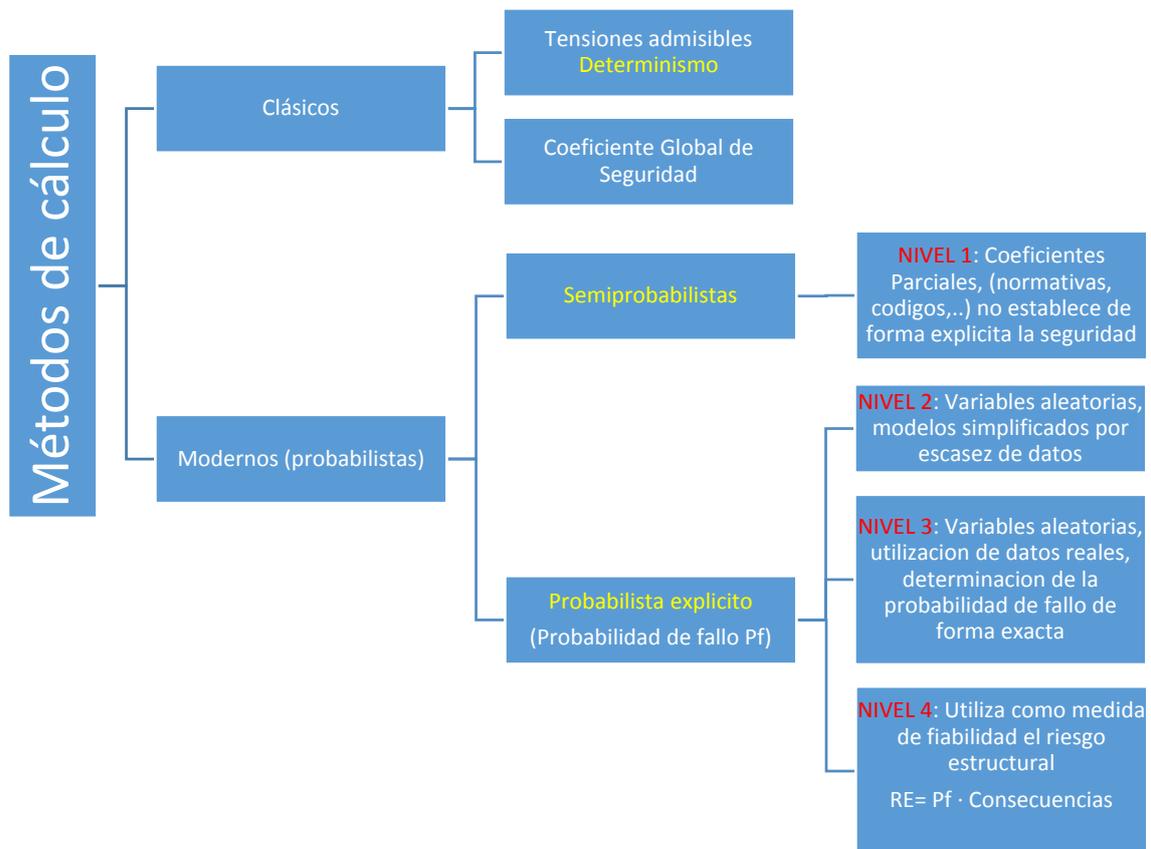


Figura 1. Esquema de los Métodos de Cálculo

1.4.1 Definición de los métodos de cálculo

1.4.1.1 Método clásico: tensión admisible

Comenzando al final del siglo XIX, también para las estructuras de hormigón armado, la verificación de la seguridad de las estructuras se llevó a cabo con el Método de Tensión Admisible (MTA), suponiendo un comportamiento elástico-lineal de los materiales. Esta metodología se ha extendido con facilidad y ha sido ampliamente utilizada especialmente para la simplificación asumida en el cálculo de las tensiones en los materiales, realizada por la teoría elástica (por ejemplo, flexión: distribución lineal de las tensiones en la sección). En el MTA el proceso de verificación de un elemento estructural se divide en las siguientes fases:

- Estimación de las cargas;
- Evaluación de las acciones internas con un cálculo elástico basado en la definición de una determinada situación de peligro;
- Estimación de la resistencia de los materiales;
- Cálculo de tensiones elásticas (σ , τ);
- Comparación de los esfuerzos máximos, con un valor límite de tensión admisible del material.

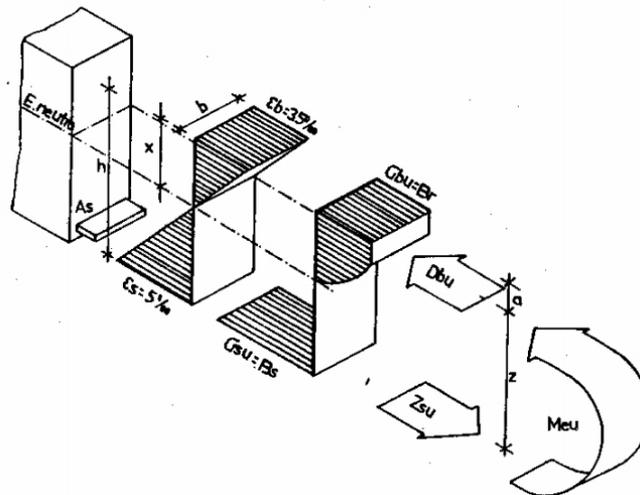


Figura 2. Comportamiento asumido en el MTA

$$\sigma_{es} = \frac{M_{es}}{W} < \sigma_{s,amm}$$

$$\sigma_{s,amm} = \frac{\sigma_{crit}}{C_0}$$

El MTA toma entonces los siguientes supuestos:

- Secciones giran permanecen planas;
- Material elástico-lineal;
- Examen detallado de la tensión máxima: $\sigma_{\max} < \sigma_{\text{amm}}$

Se pueden hacer muchos comentarios y críticas sobre el uso de MTA para evaluar la seguridad de una estructura:

- a. Los materiales tienen en general un comportamiento no lineal y por lo tanto el logro de un cierto estado de tensión en la fibra más destacada no indica que la capacidad de carga máxima de una sección sea la de toda la estructura. La carga de rotura de una estructura depende del tipo de estructura bajo consideración y el comportamiento inelástico de materiales. El comportamiento no lineal de los materiales permite una redistribución de esfuerzos en la sección. La capacidad de carga de una sección debe definirse en función de lograr la capacidad de deformación máxima de los materiales, y no de llegar a un valor máximo de la tensión de las fibras más estresadas;
- b. No se considera la aleatoriedad de las variables involucradas, en particular, de cargas, siendo las resistencias y las cargas de las variables aleatorias, no es posible calcular la probabilidad de lograr un estado límite determinado, como el colapso de la estructura o parte de la misma. Los únicos parámetros que intervienen son la resistencia y las cargas, considerándolas como variables deterministas.
- c. Con el Método de Tensión Admisible no se evalúan la capacidad de la deformación de secciones (ductilidad), propiedad particularmente importante para el diseño sísmico de las estructuras (por ejemplo, el diagrama de momento-curvatura de una sección flexionada).
- d. Las propiedades del material pueden variar en el tiempo debido a los efectos de la contracción, la viscosidad, la corrosión y la degradación de los materiales en general.

1.4.1.2 Método probabilístico

El enfoque más correcto para la evaluación de la seguridad estructural sería el método probabilístico. Este método supone que tanto las cargas como las resistencias de los materiales son variables aleatorias y tiene como objetivo evaluar la probabilidad de que

las tensiones sean más bajas que las resistencias en cada sección de la estructura (Acción < Resistencia).

Se cree que la prueba se satisface si la probabilidad P_r calculada está por debajo de un valor predeterminado P_r^* , determinado sobre la base de las consideraciones económicas, estéticas y en relación al tipo de estructura. La probabilidad P de que las acciones A sean más bajas que la resistencia R se toma como una medida de fiabilidad estructural.

Entre las variables aleatorias se deben contar: la geometría de la estructura, las características de la respuesta estructural a la tensión, las leyes que gobiernan la evolución temporal de los fenómenos de degradación y envejecimiento de los materiales.

La incertidumbre en el valor asumido por cada variable aleatoria VA puede caracterizarse a través de la función de distribución acumulativa $F(x)$ (CDF). Esta función asocia para cada valor posible de la variable \mathbf{X} , la probabilidad de que se asume un valor de menos de x (Figura 1.8). La función de densidad de probabilidad (PDF), que se denota por $f(x)$, es la derivada de $F(x)$. La PDF multiplicado por el infinitesimal dx , asocia cada valor específico de x , la probabilidad de que la variable \mathbf{X} es entre x y $x+dx$ (Figura 1.7).

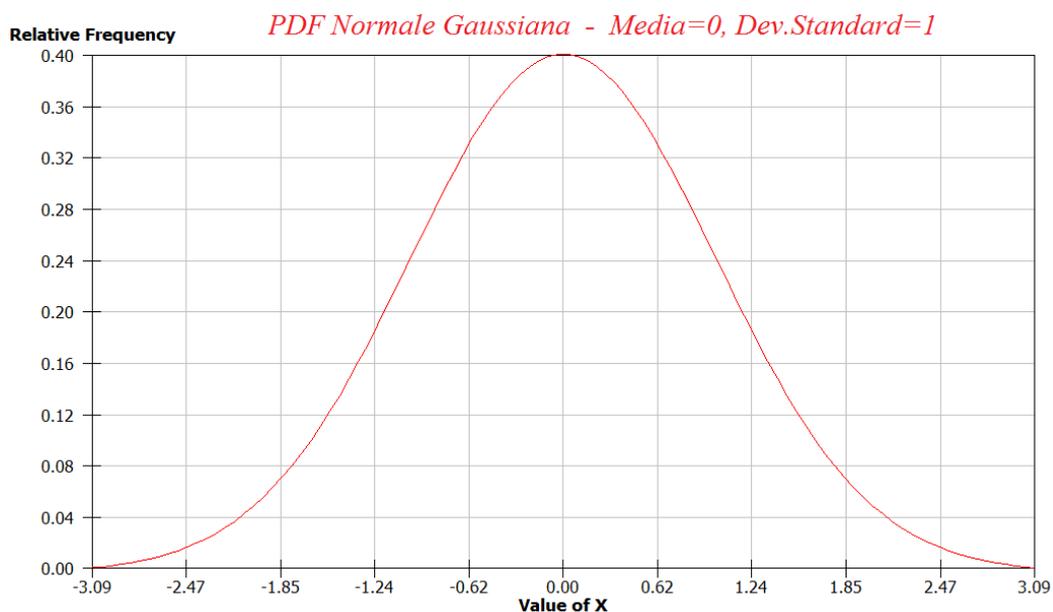


Figura 3. Ejemplo de un PDF con distribución normal y $\mu = 0$ e $\sigma = 1$

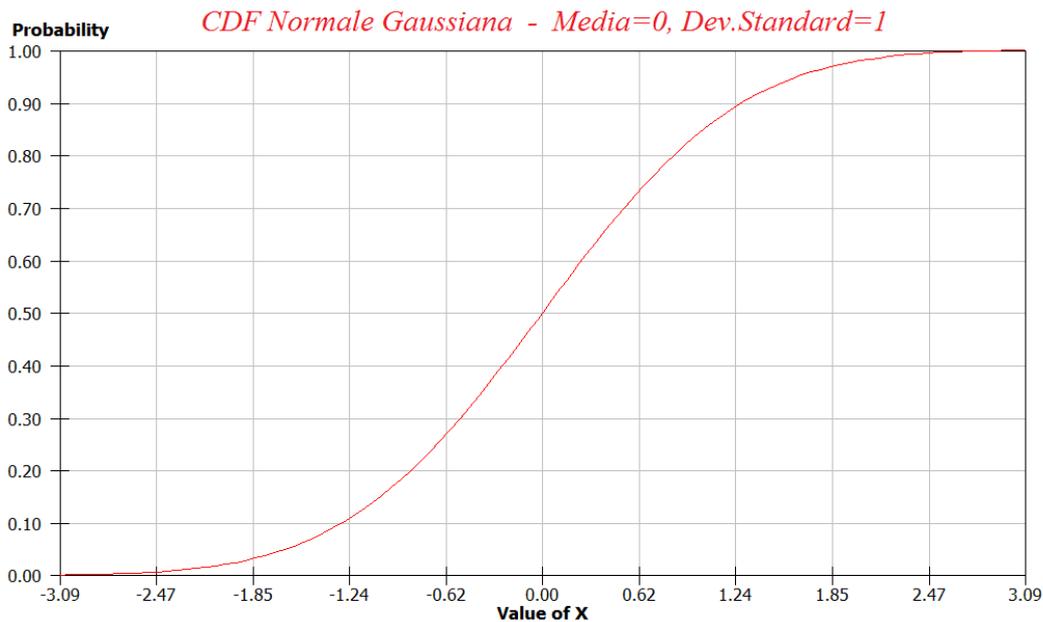


Figura 4. Ejemplo de un CDF con distribución normal y $\mu = 0$ e $\sigma = 1$

Un fractíl se define como el valor posible de la VA asociado con una probabilidad específica de minoramento (por ejemplo, la resistencia característica $f_{ck}=25$ MPa es el cuantíl 5% de la distribución de resistencias del hormigón).

Como ya se ha mencionado, las variables aleatorias tradicionalmente asumidas son las cargas y las resistencias de los materiales, en las que la incertidumbre está sustancialmente vinculada al proceso de producción. Por ejemplo, el hormigón es generalmente de obra y su producción no se caracteriza por un estricto control de calidad; presenta también una composición muy heterogénea, lo que le da un alto grado de incertidumbre. Por otro lado, el acero es un material más homogéneo, que se produce en la fábrica y por lo tanto tiene un menor grado de incertidumbre.

Se puede demostrar que la probabilidad de fallo se puede calcular como la suma de la probabilidad de fallo calculada condicionalmente a cada valor de tensión específico. Se calcula la probabilidad de fallo en la hipótesis de que la tensión asuma un valor preciso:

$$P_r\{R \leq S \mid S = s\}$$

El cálculo se repite para cualquier valor de la solicitud y luego se adicionan los resultados pensándolos con la probabilidad $P_r\{S = s\}$ que cada uno de esos valores de la tensión tiene que ocurrir (Figura 4).

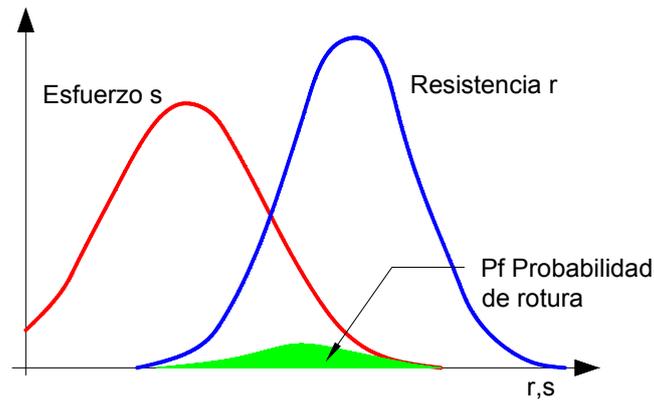


Figura 5. Intersección de las curvas de distribución de la resistencia "r" y el esfuerzo "s"

1.4.1.3 Método semiprobabilístico a los estados límite

Representa una solución de compromiso con la que se renuncia a calcular la probabilidad de lograr un estado límite dado. Consiste en cubrir parte de la incertidumbre de los coeficientes parciales de seguridad de las cargas (γ_G, γ_Q) y resistencias de los materiales (γ_M). De acuerdo con este método, la fiabilidad estructural puede evaluarse mediante la siguiente ecuación:

$$S_d(\gamma_G \cdot G_{ki}; \gamma_{Qi} \cdot Q_{ki}) \leq R_d \left(\frac{f_{ki}}{\gamma_{Mi}} \right)$$

Dónde: S_d = esfuerzo de diseño

R_d = resistencia de diseño

$\Psi = \frac{R_d}{S_d}$ = factor de seguridad

Esta expresión de la verificación de la seguridad es completamente análoga a una verificación del tipo determinista, sin embargo, los valores que se comparan se derivan de una caracterización probabilística de las acciones, las características de los materiales y de la estructura. Por esta razón se habla de método semi-probabilístico. En general, el valor característico de las cargas corresponde a un cuantil del 95%, mientras el valor característico de los materiales corresponde al cuantil 5%.

Lo relevante consiste en la necesidad de tener que verificar la estructura con respecto a los diferentes estados límite:

- Estado límite último: estado correspondiente a la capacidad máxima de carga de la estructura o parte de la misma. Por lo general son irreversibles.

- Estado límite de servicio: referente a la idoneidad de uso de la estructura en funcionamiento.

1.4.2 Conclusión respecto a los métodos

Para concluir este capítulo, se enuncia de forma resumida la problemática habitual que nos podemos encontrar a la hora de evaluar la seguridad en una estructura:

Los métodos deterministas, aunque son sencillos de aplicar, no dan unos resultados lo suficientemente ajustados y precisos para evaluar la seguridad en una estructura. Esto es debido a su carácter generalista: son normas aplicables a muchas tipologías estructurales. También es debido a que, al tratarse de normativas de diseño y proyecto de nuevas estructuras, las incertidumbres en las propiedades mecánicas materiales, acciones, etc..., son mucho mayores que si se consideraran lo que en la realidad sucede en estructuras existentes: las características de los materiales, acciones, etc... pueden actualizarse y ajustarse mucho más ya que es posible hacer tomas de datos y reducir dichas incertidumbres considerablemente.

Teniendo en cuenta el punto anterior, una evaluación estructural por métodos deterministas puede suponer soluciones antieconómicas e incluso innecesarias desde el punto de vista de la seguridad, de manera que es necesario recurrir a los métodos probabilistas y, por tanto, la estimación de la probabilidad de fallo.

La utilización de los métodos probabilistas supone muchas veces enfrentarse a la integración de una función de distribución conjunta de probabilidad (función de estado límite) que depende de multitud de variables aleatorias, o al desconocimiento de una expresión explícita de dichas variables. En el mejor de los casos habría que recurrir a la programación utilizando técnicas de simulación adaptadas a las características de la estructura, o parte de ella a estudiar.

La determinación de las variables básicas, como las variables aleatorias, que constituyen el modelo adoptado, son esenciales y representan el mayor desafío al que nos enfrentamos si se pretende dar una respuesta explícita a la seguridad estructural de los edificios.

2 TEORÍA DEL PROBABILISMO

En el capítulo anterior se daban unas pinceladas de los tres métodos de cálculo, a continuación se profundizará más, dando un enfoque de cada uno y tratando también de explicar métodos de análisis que nos facilitarán la determinación de los índices de fiabilidad.

2.1 Enfoque determinista

La primera aproximación en la definición de seguridad se puede decir que fue la “tensión admisible”, ya que es el método utilizado desde el año 1990, basado inicialmente en estudios de Coignet y Tedesco, y posteriormente utilizado para muchas simplificaciones matemáticas, suponiendo una distribución normal de esfuerzos, la teoría proporcionada en los últimos años y numerosos ensayos han demostrado el comportamiento satisfactorio y el adecuado margen de seguridad con respecto al colapso de las estructuras diseñadas con ella.

El principio de la seguridad consiste en verificar la máxima tensión calculada en la sección más solicitada de la estructura, en las condiciones más desfavorables de la carga, está por debajo de una cierta tensión permisible. Esta tensión de referencia se deriva de la tensión de ruptura del material, adecuadamente escalado a través de un factor de seguridad, medida de las incertidumbres relacionadas tanto con la carga y la sollicitación. En este procedimiento, se hace la siguiente comparación:

$$S \leq R_{amm} = \frac{R_f}{\gamma} \quad (1)$$

donde S es la tensión aplicada, R_f es la tensión de ruptura del material y γ es el factor de seguridad.

Los problemas relacionados con el uso de este método para la verificación de la seguridad estructural son varios: en primer lugar, la dificultad de definir una medida, adecuada a la evaluación de las estructuras existentes, y en segundo lugar la necesidad de identificar las variables para expresar el problema de seguridad, y finalmente el exceso de simplificación del problema mecánico en el que hay varios fenómenos complejos tales como la plasticidad, inestabilidad, etc...

2.2 Enfoque probabilístico

A causa de los problemas y las incertidumbres relacionadas con el método de tensión admisible, los ingenieros han intentado a lo largo de los años abordar el problema desde una perspectiva diferente, mediante la definición de la seguridad a través de métodos probabilísticos.

A través del enfoque probabilístico es la tensión la que actúa sobre el elemento, que su resistencia se modela mediante variables aleatorias, que describen la incertidumbre, una cantidad innumerable de fenómenos que no se componen de forma determinista. Este punto de vista es el denominado “estado límite”, que se define como el efecto de un estado límite de la estructura, cuando un determinado parámetro que caracteriza la respuesta estructural alcanza un valor límite. Se verifica en este caso:

$$S \leq R \quad (2)$$

Donde S representa la solicitud en términos de rendimiento y R representa la resistencia disponible, si se alcanza el signo igual corresponde al estado límite.

En general, para cada estado límite posible podemos definir una desigualdad fundamental e identificar en un espacio de variables significativas, por ejemplo, en un espacio R-S la ecuación (2), S “dominio de seguridad” en el que se verifica la desigualdad y R “dominio de rotura en la que no se ha verificado.

Podemos entonces definir la probabilidad de rotura y la fiabilidad del sistema, respectivamente, como la probabilidad de que la desigualdad es vulnerada o menos crítica:

$$P_{fail} = Prob[S > R] \quad (3)$$

$$P_{succ} = 1 - P_{fail} = Prob[S \leq R] \quad (4)$$

Las relaciones (3) y (4) se pueden expresar como la probabilidad de que en un espacio de variables aleatorias, un punto X, que representa los parámetros significativos de entrada y sistema, está en el dominio de R o romper el dominio de seguridad S:

$$P_{fail} = Prob[X \in U] \quad (5)$$

$$P_{succ} = Prob[X \in S] \quad (6)$$

2.3 Enfoque semi-probabilístico

Los códigos y reglamentos de evaluación más recientes de la seguridad estructural son realizados a través de un enfoque llamado "estados límite semi-probabilísticos", que puede tratarse como una simplificación del enfoque probabilístico en el que el cálculo de la probabilidad de que se rompa, eq. (3) se sustituye por la verificación de la desigualdad críticas (2) mediante la inserción en el lugar de las variables aleatorias R y S y valores característicos de este último (R_k, S_k), junto con "factores parciales de seguridad" (γ_S, γ_R). De este modo el proyectista debe verificar que se cumple, para el estado límite genérico, la siguiente desigualdad:

$$\gamma_S \cdot S_k \leq \frac{R_k}{\gamma_R} \quad (7)$$

Donde (R_k) y (S_k) se definen respectivamente como p-fractil superior e inferior:

$$\text{Prob}[R < R_k] = p \quad \text{Prob}[S > S_k] = p \quad (8)$$

siendo p un valor muy pequeño (variable entre 2 y 5) (Figura 2.1).

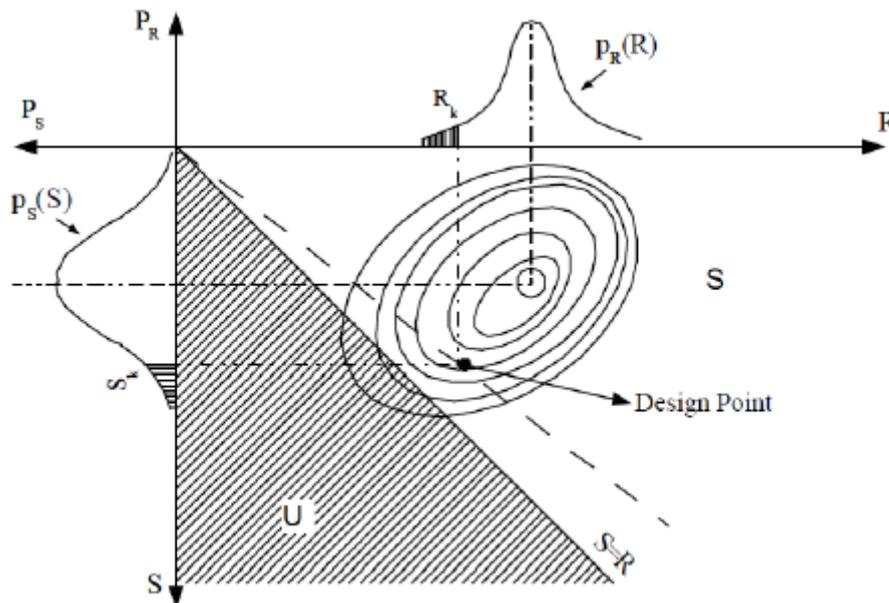


Figura 6. Valores característicos y acercarse al nivel 1

Este enfoque se denomina el semiprobabilístico ya que la evaluación de los datos de entrada y coeficientes se deriva de las consideraciones de probabilístico / estadístico; desde un punto de vista de la ingeniería, sin embargo, la aplicación de los coeficientes

parciales de seguridad puede ser considerado todavía como un enfoque similar a la tensión admisible con una evaluación comparativa de las variables individuales (R_k, S_k) , adecuadamente modificada (γ_S, γ_R)

2.4 Enfoque probabilístico “exacto”

Tratamos en esta sección, una introducción de las definiciones analíticas de algunas variables necesarias para el análisis del problema de la probabilidad de fallo, así como la presentada en la ecuación (5). Utilizando el JPFD (*Joint Probability Density Function*) (*función de densidad de probabilidad conjunta*) $f(x)$ del vector X que representa las variables aleatorias que caracterizan el problema, introduciendo la probabilidad de colapso (error) como:

$$P_{fail} = \int_U f_x(x) \quad (9)$$

y, a continuación, en consecuencia, la probabilidad de éxito parece ser:

$$P_{succ} = \int_S f_x(x) \quad (10)$$

Además, se puede definir una función $G = G(x)$ de tal manera que:

$$\begin{aligned} \{G(x) > 0\} &\rightarrow \{Suceso\} \\ \{G(x) < 0\} &\rightarrow \{Rotura\} \end{aligned} \quad (11)$$

Esta función generalmente se le llama *función de rendimiento (performance)*, si por ejemplo nos referimos a dos variables aleatorias R y S (resistencia y sollicitación) la función más simple de la actuación satisfactoria (11) es, $G(R, S) = R - S$

Con la introducción de G , se puede escribir:

$$P_{fail} = \int_{G(x) \leq 0} f_x(x) dx \quad (12)$$

El problema de la fiabilidad estructural se reduce (aparentemente) a la solución de esta integral multidimensional, pero en realidad la solución forma parte de la integral (12), es posible sólo en casos muy raros y bajo hipótesis muy restrictivas en las que tanto la función de los resultados como la función de densidad de probabilidad conjunta JPFD se puede expresar de forma muy simple, en general se puede decir integrante que sólo hay que resolver a través de simulaciones de Monte Carlo, que suele ser muy costoso computacionalmente.

Para resolver el problema de la fiabilidad estructural con un enfoque de necesidad probabilística se ha de seguir los siguientes pasos:

- 1) Determinación de JPDF de X, o la forma funcional de $f_x(x)$;
- 2) determinación de la forma funcional de la función de rendimiento;
- 3) el cálculo de la integral (12);
- 4) optimización de la estructura con respecto a la P_{fail}

El primer paso es un problema estándar de la estadística inferencial considerablemente simplificada si se puede hacer la hipótesis de independencia estadística entre las variables y luego:

$$f_x(x) = f_{x_1}(x_1) \cdot f_{x_2}(x_2) \dots f_{x_n}(x_n) = \prod_{i=1}^n f_{x_i}(x_i) \quad (13)$$

El segundo punto es un tema más específico de la teoría de la fiabilidad, en muchos casos se tendrá que conocer la forma analítica de la función de estado límite G, pero en otros casos esta función debe estimarse a partir de los datos y, por tanto, sólo se conoce en forma numérica.

Será necesario en estos casos utilizar enfoques particulares (tales como la de la superficie de respuesta) para determinar la forma de G. El tercer punto es puramente computacional, que se intentará resolver con los métodos adecuados de análisis numérico siendo eso un problema de integración multidimensional con dominios de integración definida en forma implícita (en forma de desigualdades en un espacio en general a n dimensiones).

Como se mencionó en un principio, sólo en el caso de un problema bidimensional de variables independientes y funciones de prestación lineal es posible encontrar una solución en forma cerrada como el introducido en el siguiente párrafo.

2.4.1 Caso de un espacio de dos dimensiones (R, S)

Se presenta la formulación del problema de la fiabilidad estructural, a continuación, la evaluación de P_f , cuando la función de estado límite es del tipo $G(R, S) = R - S$, siendo R y S variables independientes de la densidad de probabilidad marginal, PDFs (*Probability Density Functions*) (*Funciones de densidad de probabilidad*), $f_R(r)$ y $f_S(s)$.

En este caso la (12) se puede escribir en esta forma:

$$P_f = \iint_{[R-S < 0]} f_{R,S}(r, s) dr ds \quad (14)$$

siendo las variables independientes que podemos escribir:

$$f_{R,S}(r, s) = f_R(r) \cdot f_S(s) \quad (15)$$

y sustituyendo (15) en (14) la integral se convierte en:

$$P_f = \iint_{[R-S < 0]} f_R(r) \cdot f_S(s) dr ds = \int_0^\infty f_S(s) [\int_0^\infty f_R(r) dr] ds = \int_0^\infty f_S(s) \cdot F_R(s) ds \quad (16)$$

y luego P_{fail} está dada por la integral de convolución de dos funciones de s , en donde $f_S(s)$ es el PDF de S y $F_R(s) = Prob[R < S]$ es el CDF (*Cumulative Distribution Function*) de R . En (Figura 2.2) ilustra el significado geométrico de (14).

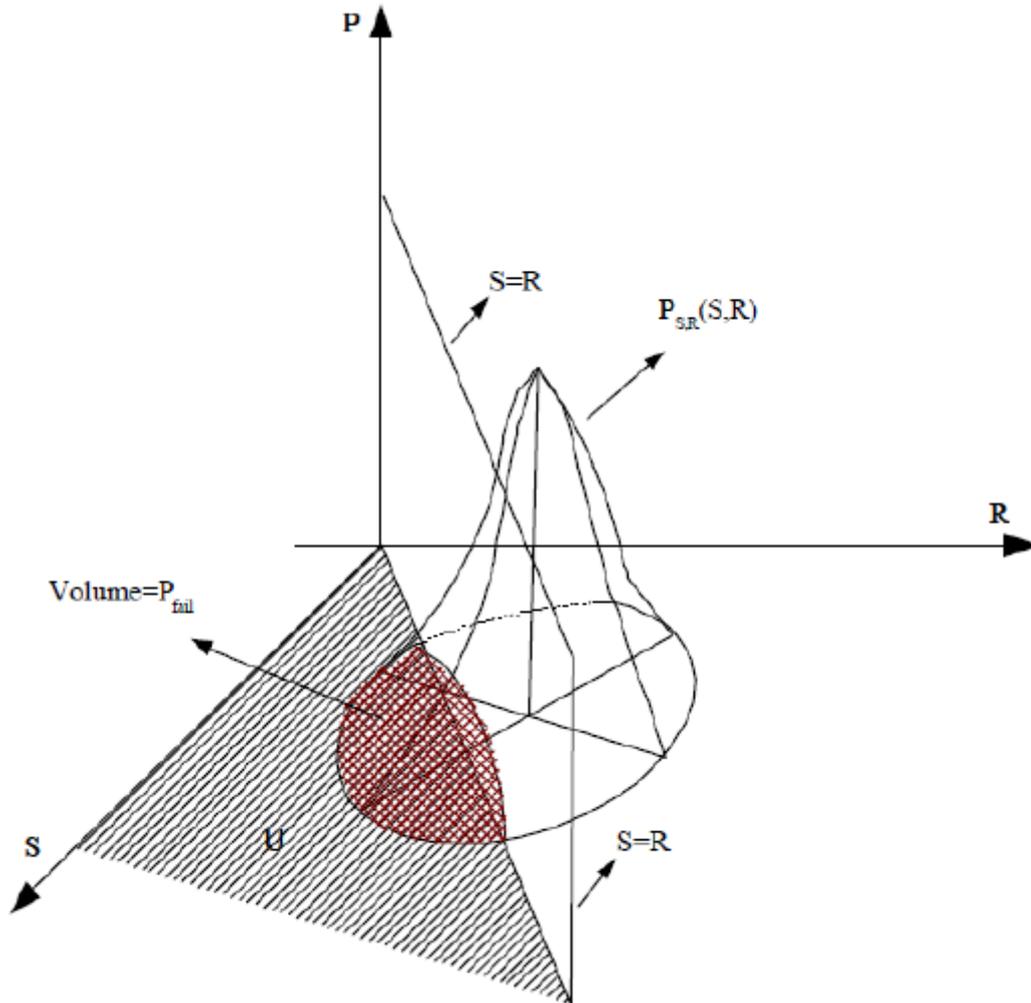


Figura 7 - significado geométrico de la integral (14)

2.5 Enfoque probabilístico simplificado

El cálculo de la integral (9) representa un problema matemático de resolución trivial que en la mayoría de los casos sólo puede resolverse numéricamente con simulaciones costosas en términos de tiempo y potencia de cálculo.

Los principales problemas relacionados con el cálculo de la integral se pueden resumir como:

- 1) El dominio de la integración se conoce sólo en forma implícita;
- 2) el dominio de la integración esta generalmente "lejos" de la media del vector X;
- 3) el valor del integrando varía rápidamente en el dominio de la integración.

El primer punto hace que sea difícil encontrar los límites (*bounds*) para el dominio de la integración y para la generación de números aleatorios. El segundo punto también hace que sea difícil una eficiente generación de números al azar, mientras que el tercer punto tiene que elegir adecuadamente el esquema de integración para no perderse ningún valor pico de la función integrada.

Por estas razones, varios autores desde los años sesenta han propuesto la idea de evaluar la fiabilidad a través de un índice, que es el índice de fiabilidad. Este índice mide, en unidades de desviación estándar, la distancia entre el valor medio del vector X y el contorno del dominio de rotura, es decir, la distancia entre dicho valor medio y el punto la función de rendimiento ($G(X)=0$) que es "más cerca" del valor medio (*desing point*). La evaluación del índice β por lo tanto, es un problema de encontrar el mínimo vinculado.

Una vez que este índice se ha calculado es posible calcular la probabilidad de colapso y compararlo con los valores de referencia a fin de evaluar el grado de fiabilidad de la estructura, obviamente, cuanto mayor sea el valor, menor será la probabilidad de fallo.

En la siguiente sección se explica el procedimiento para el cálculo en el caso de un sistema simple. Este ejemplo es muy útil para comprender las técnicas adoptadas en los casos más complejos tratados en los siguientes párrafos.

2.5.1 Cálculo de β en el caso de un espacio bidimensional y la función de estado lineal

Supongamos que $G(R, S) = R - S$ es la función de estado límite y que las dos variables son normales (gaussianas). Definimos ahora dos variables aleatorias R' y S' tal que:

$$R' = \frac{R - \mu_R}{\sigma_R} \quad S' = \frac{S - \mu_S}{\sigma_S} \quad (17)$$

donde los símbolos μ y σ representan respectivamente la desviación media y estándar de mismas variables.

La ecuación (17) representa una transformación en un espacio de variables aleatorias normales estandarizada, en un espacio de variables normales con media cero y varianza unitaria. Sustituyendo (17) en función del rendimiento (estado límite), obtenemos:

$$\sigma_R \cdot R' - \sigma_S \cdot S' + \mu_R - \mu_S = 0 \quad (18)$$

que es la ecuación de una línea recta cuya distancia desde el origen es precisamente igual a (Figura 2.3).

Dado que la distancia mínima desde el origen de una recta con ecuación $ax + by + c = 0$ es $c/\sqrt{a^2 + b^2}$, podemos calcular en este caso en un índice muy sencillo de fiabilidad:

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (19)$$

Recordemos que el ejemplo y desarrollo de las fórmulas son válidas sólo para este caso específico, es decir, para el caso de un espacio bidimensional de variables normal distribuíble e independiente, de manera que en la (19) no aparece el índice de correlación ($\rho = 0$), el procedimiento de cambio, como veremos en las siguientes secciones se puede generalizar en el caso de las variables *n-dimensionales*, sin embargo, distribuye, y la función de estado limite no lineal

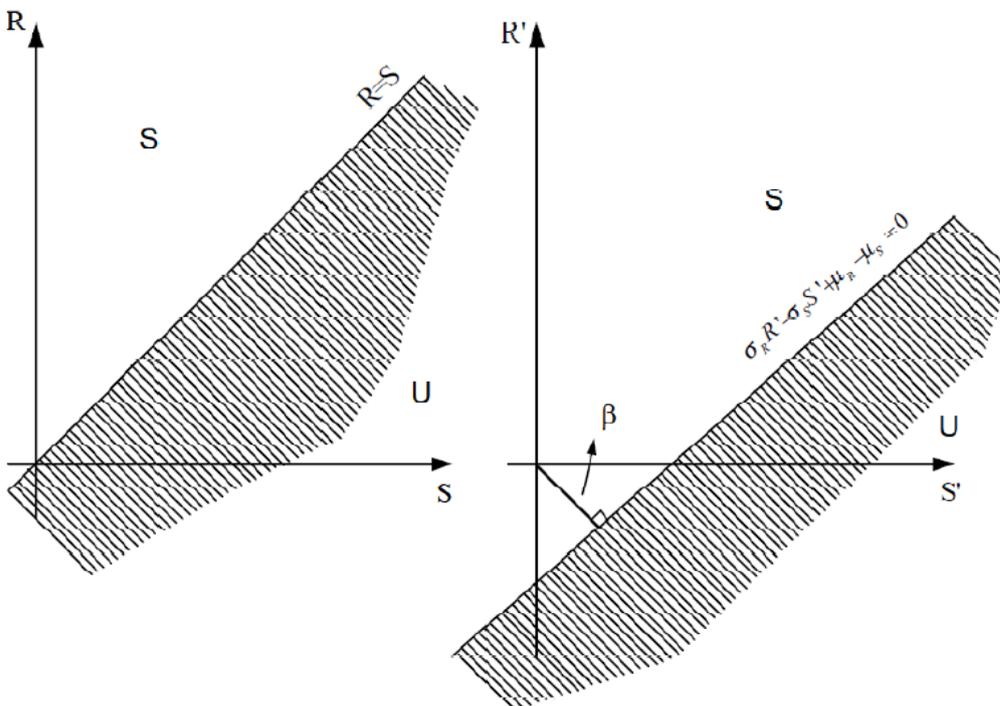


Figura 8. Espacio de estados límite (izquierda) límite de espacio se redujo (a la derecha)

2.6 Métodos de análisis: FORM y SORM

En esta sección vamos a exponer de manera más general el problema de la determinación del índice de fiabilidad mediante la ampliación de la cuestión en la sección anterior a los espacios dimensionales de orden n , en la que las variables son necesariamente gaussianas e independientes.

Consideramos el caso general en el que Z es una función genérica que define el estado límite y X el vector de variables aleatorias que se caracteriza por la media μ_X y la matriz covarianza Σ_{XX} :

$$Z = G(x) \quad (20)$$

La media y la covarianza de Z no son conocidos en el caso general en el que la función $G(X)$ es no lineal. Si utilizamos el desarrollo en serie de Taylor en el punto

$$Z = G(\mu_X) + (\nabla_X G)_{X=\mu_X}^T \cdot (X - \mu_X) + o(\| (X - \mu_X)^2 \|) \quad (21)$$

Recibimos las siguientes aproximaciones:

$$\mu_Z \approx G(\mu_X) \quad (22a)$$

$$\sigma_Z^2 \approx (\nabla_X G)_{X=\mu_X}^T \cdot \Sigma_{XX} \cdot (\nabla_X G)_{X=\mu_X} \quad (22b)$$

Este procedimiento conduce a la definición de la llamada MVFOSM (*Mean Value First Order Second Moment reliability index*):

$$\beta_{MVFOSM} = \frac{G(\mu_X)}{\sqrt{(\nabla_X G)_{X=\mu_X}^T \cdot \Sigma_{XX} \cdot (\nabla_X G)_{X=\mu_X}}} \quad (23)$$

El principal problema de este índice de fiabilidad es que no es invariante con respecto a la sustitución de una función de estado límite con una equivalente (por ejemplo, no tiene invariancia del índice mediante la sustitución de $G(\cdot)$ en la función equivalente $G(\cdot)^3$).

El problema de la invarianza fue resuelto por Hasofer y Lind a través de una reformulación del problema en un espacio gaussiano estándar a través de una transformación lineal. Los autores propusieron desarrollar en sucesión de Taylor en lugar de en el punto medio (21), debido al problema de la no-invarianza, en un punto de la superficie de rotura lo más cerca posible del origen en el espacio normal estándar, en la superficie de ruptura, la función de estado límite $G(\cdot)$ y sus derivados son independientes de cómo el problema es formulado. La distancia de este punto desde el origen representa la β_{FOSM} (*First Order Second Moment reliability index*).

A continuación, una transformación no lineal se introdujo para resolver el problema en el caso de distribuciones no gaussianas.

2.6.1 Transformaciones probabilísticas

Teniendo en cuenta las distribuciones de probabilidad marginales y los índices de correlación entre las variables aleatorias, se muestra en esta sección cómo es posible realizar una transformación en un espacio normal estándar en el que no se correlacionan las variables.

En primer lugar, se generaliza el análisis de la sección (2.5.1) para el caso *n-dimensional* de variables X normal- distribuable que tienen media $\mu_X = \{\mu_i\}$ y la matriz de covarianza $S_{XX} = \{\rho_{IJ}\sigma_i\sigma_j\}$, siendo, $\rho_{IJ}\sigma_i\sigma_j$ promedio respectivamente, el coeficiente de correlación y desviación estándar de la variable genérica X_i .

Para obtener la transformación hacia un espacio normal standard necesitamos determinar la transformación lineal $u = a_0 + AX$ de modo que sea $\mu_u = 0$ y $S_{uu} = I$. Si escribiendo la media y de covarianza de una función lineal en forma de matriz que dos ecuaciones con dos incógnitas:

$$\begin{aligned}\mu_u &= a_0 + A\mu_X = 0 \\ S_{uu} &= AS_{XX}A^T = I\end{aligned}\tag{24}$$

Supongamos que S_{XX} es definida positiva y por lo tanto se puede escribir $S_{XX} = \hat{L}\hat{L}^T$ donde \hat{L} es una matriz triangular inferior, obtenido por ejemplo a través de la descomposición de los Cholesky, podemos escribir la segunda de (24) como:

$$A\hat{L}\hat{L}^T A^T = (A\hat{L})(\hat{L}^T A^T) = I \rightarrow A\hat{L} = I \rightarrow A = \hat{L}^{-1}\tag{25}$$

Sustituyendo a continuación, en la primera de (24):

$$a_0 + \hat{L}^{-1}\mu_X = 0 \rightarrow a_0 = -\hat{L}^{-1}\mu_X\tag{26}$$

Así que en este caso se representa la transformación en el espacio normal estándar por la siguiente relación:

$$u = \hat{L}^{-1}(X - \mu_X)\tag{27}$$

donde \hat{L}^{-1} representa el jacobiano de la transformación.

Si las variables X no eran normales, pero estadísticamente independientes, con la matriz covarianza igual a la matriz identidad y , a continuación, cada variable x_i puede ser transformada en una variable normal estándar a través de la transformación:

$$\Phi(u_i) = F_x(X_i) \rightarrow u_i = \Phi^{-1}[F_x(X_i)] \quad (28)$$

donde Φ es la función acumulativa de una distribución normal estándar (CDF) y F es la función de densidad acumulativa marginal de la variable random X_i ; el Jacobiano de esta transformación es:

$$J_{u,x} = \left\langle \frac{F_x(X_i)}{\Phi(u_i)} \right\rangle \quad (29)$$

donde el símbolo $\langle \cdot \rangle$ Indica una matriz diagonal.

Ahora podemos analizar el caso general en el que las variables X no son gaussianas y no son independientes, este caso que generaliza y extiende los dos casos anteriores. Hay varias posibles transformaciones que se pueden utilizar (Winterstein, Rosenblatt), en la formulación que seguiremos utilizando la transformación de Nataf.

Un conjunto de variables aleatorias X tiene una distribución de Nataf si las variables se obtienen por la transformación (28) son normal-distribuida. Indicamos por $R = \{\rho_{IJ}\}$ y $R_0 = \{\rho_{0IJ}\}$ respectivamente las matrices de correlación de X y u , los elementos de estas matrices están vinculados por la relación siguiente:

$$\rho_{IJ} = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} \left(\frac{X_i - \mu_i}{\sigma_i} \right) \left(\frac{X_j - \mu_j}{\sigma_j} \right) \cdot \Phi_2(u_i, u_j, \rho_{0ij}) du_i du_j \quad (30)$$

donde, $\Phi_2(u_i, u_j, \rho_{0ij})$, es el PDF de una distribución normal estándar en dos dimensiones.

La transformación se expresa entonces:

$$\mathbf{u} = \mathbf{L}_0 \begin{bmatrix} \Phi^{-1}[F_x(X_i)] \\ \Phi^{-1}[F_x(X_i)] \\ \Phi^{-1}[F_x(X_i)] \end{bmatrix} \quad (31)$$

Donde es la matriz triangular inferior obtenida por la descomposición de los R_0 . Además, el Jacobiano de la transformación es:

$$J_{u,x} = \mathbf{L}_0^{-1} \cdot \left\langle \frac{F_x(X_i)}{\Phi(u_i)} \right\rangle \quad (32)$$

2.6.2 Form

Una vez que se ha ido del espacio de variables aleatorias X al espacio de las variables normales estándar u :

$$G(x) = g(u) \quad (33)$$

la probabilidad de fallo se puede calcular como:

$$P_f = \int_{g(u) < 0} \Phi_n(u) du \quad (34)$$

donde $\Phi_n(u)$ es el PDF de una distribución normal estándar de n dimensiones. Esta función tiene dos propiedades importantes: es simétrica respecto a un giro genérico de ejes y también decae exponencialmente con el cuadrado de la norma $\|u\|$. Por lo tanto, los puntos que contribuyen significativamente a la integral (34) son los más cercanos al origen espacio normal estándar.

El índice de fiabilidad puede entonces ser definida como:

$$\beta = a^T \cdot u^* \quad (35a)$$

$$u^* = \min\{\|u\| \mid g(u) \leq 0\} \quad (35b)$$

siendo a la unidad normal a la superficie límite del vector (ver 2.6.4 y *Figura 2.4*).

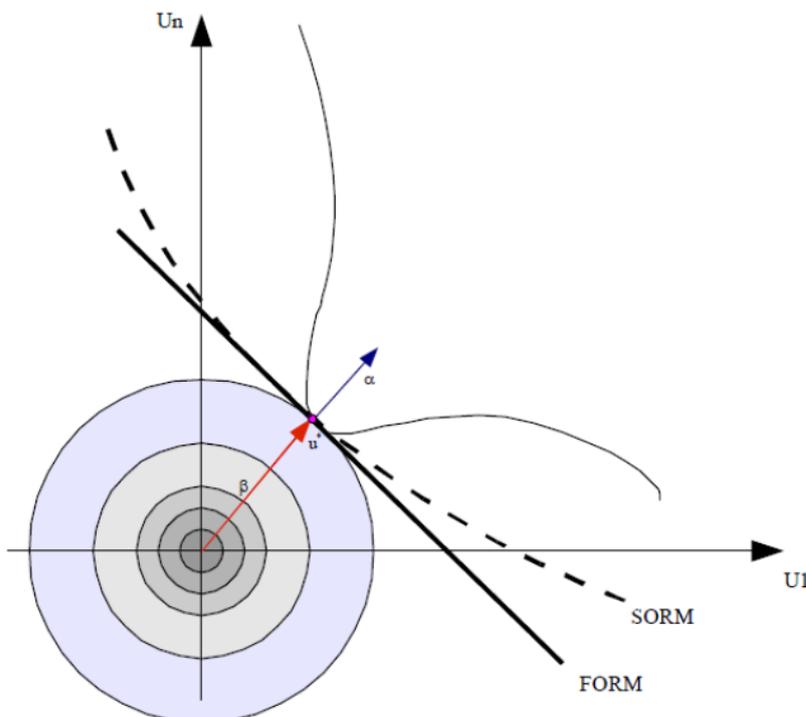


Figura 9. Definición del punto de diseño geométrico

La solución u^* del problema (35a, b) es lo que habíamos definido previamente como punto de diseño, lo que obviamente también se puede definir como un punto de ruptura más probablemente en el espacio normal estándar. Si la función $g(u)$ es lineal en u , entonces el probabilidad de fallo toma la expresión simple $P_f = \Phi(-\beta)$, siendo Φ la CDF de una distribución normal estándar.

Si $g(u)$ es no lineal, el *Método de aproximación de primer orden (First Order Approximation Method)* (FORM) es resolver (35) y luego evaluar $P_f \approx \Phi(-\beta)$. Geométricamente, esto es equivalente a sustituir el dominio de rotura con el semi-espacio más allá del hiperplano tangente a la superficie del estado límite en el punto $u = u^*$.

2.6.3 Sorm

La aproximación de la superficie límite con un hiperplano (a través del desarrollo en serie de Taylor de primer orden) puede no ser satisfactorio si la superficie tiene una curvatura significativa. Aunque la función de estado límite es lineal en el espacio original, se puede llegar a ser no lineal después de la transformación en el espacio normal estándar.

El enfoque más común ha sido la aproximación de la superficie límite real con una superficie parabólica, cuadrática o de orden superior, alrededor del punto de diseño. Cuando la superficie de estado límite es aproximada por un espacio normal estándar de una superficie cuadrática de segundo orden alrededor del punto de diseño, el método de cálculo la fiabilidad estructural se llama *Second Order Reliability Method* (SORM).

Una forma de abordar el estudio de metodologías de confiabilidad como SORM es utilizar los resultados de la teoría de la aproximación asintótica. La probabilidad de rotura puede entonces estimarse determinando las curvaturas principales, la K de la superficie del estado límite en los espacios normales estándar en el punto de diseño y luego aplicar la expresión asintótica:

$$P_f \approx \Phi(-\beta) \prod_{i=1}^{n-1} (1 - \beta \cdot K_i)^{1/2} \quad (36)$$

Donde k son las curvaturas principales calculados en u^* y β es el índice de fiabilidad calculado con el método FORM. La (36) representa el producto de los resultados

obtenidos con el método de primer orden con un término que representa la corrección debido a la curvatura.

2.6.4 La determinación del "punto de diseño"

Como hemos visto, una vez efectuada la transformación el paso decisivo para la determinación de la confiabilidad, si se utiliza FORM o SORM, es la determinación del "punto de diseño".

El método más utilizado para la determinación del punto de diseño es el desarrollado por Hasofer y Lind y posteriormente ampliado por Rackwitz y Fiessler en conjunto, con técnicas de transformación de probabilidad (2.6.1), conocido como algoritmo de HL-RF, muy utilizado por su sencillez y por los buenos resultados asociados a él, a pesar de no siempre ser convergente como es evidencia por algunos autores.

El algoritmo comienza desde el punto u^0 (Por ejemplo, el origen) y el estado límite de la función $g(u)$ se linealiza en el entorno de u^0 . La intersección entre el hiperplano tangente con el plano de las variables proporciona una superficie del estado límite aproximado, el punto más cercano al origen de esta superficie representa el punto inicial para la siguiente iteración.

El procedimiento es entonces itera y el punto de diseño u^* es el límite de la serie $u^0, u^1, \dots, u^k, \dots$

Indicamos con a^k el vector unitario y normal a la superficie del estado límite en el punto u^k :

$$a^k = \frac{-\nabla_u g(u^k)}{\|\nabla_u g(u^k)\|} \quad (37)$$

Siendo $\nabla_u g(u^k)$ el gradiente de la superficie en el punto u^k . El punto u^{k+1} puede ser expresado como:

$$u^{k+1} = \frac{\nabla_u g(u^k)^T \cdot u^k - g(u^k)}{\|\nabla_u g(u^k)\|} \cdot \frac{\nabla_u g(u^k)}{\|\nabla_u g(u^k)\|} \quad (38)$$

y por lo tanto el valor de la k-ésima iteración será (Figura 2.5):

$$\beta = a^{kT} \cdot u^k \quad (39)$$

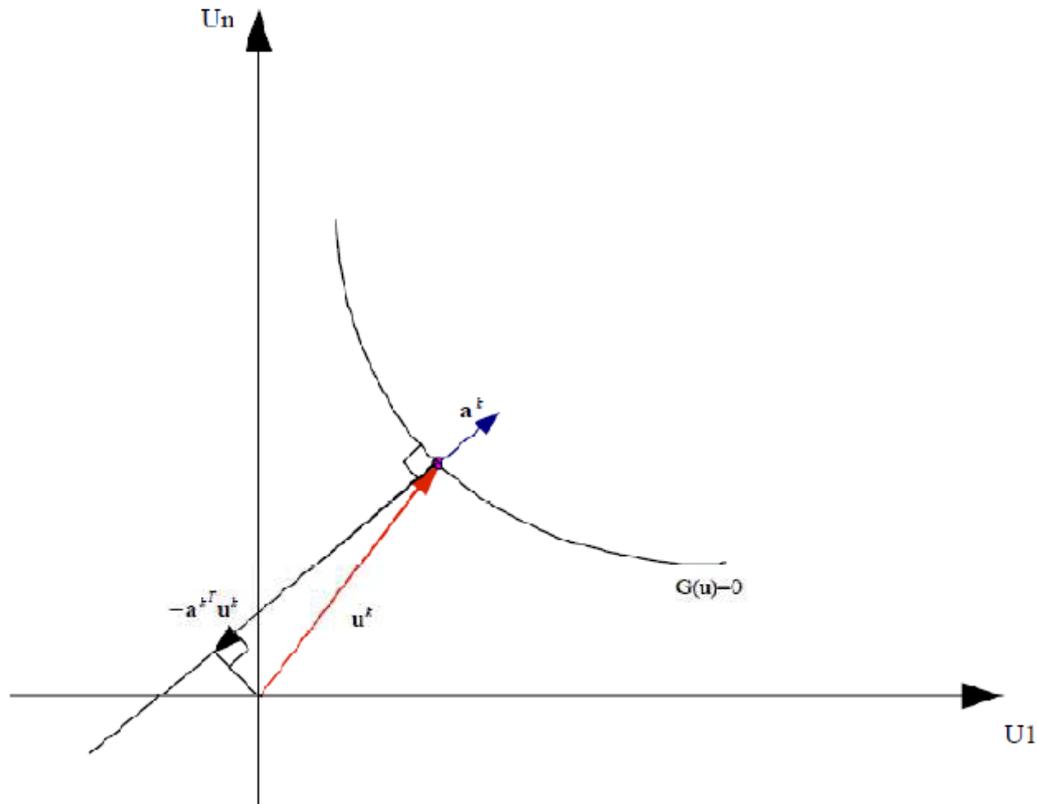


Figura 10. El criterio de convergencia para la determinación del "punto de diseño"

2.7 Métodos para la simulación numérica

El método analítico proporciona resultados aproximados y deben ser aplicados cuando la probabilidad de rotura es menor de 0,05. Cuando la probabilidad de colapso es mayor, el método de integración directa da mejores resultados. Pero ya hemos mencionado (sección 2.4) que estos métodos, cuando las variables que intervienen son muchas, muestran significativas dificultades de cálculo. Para solucionar este problema se han desarrollado en los últimos años métodos de simulación muy eficaces como la simulación de Monte Carlo, los métodos basados en la *importancia de muestreo* o métodos *adaptativos*.

La simulación de Monte Carlo se realiza generalmente cuando el problema examina, con la participación de un gran número de variables, que se sabe o se puede asumir la distribución de probabilidad. Usando técnicas de muestreo estadístico, un conjunto de valores de las variables estándar se genera como una función de las correspondientes distribuciones de probabilidad. Estos valores son tratados como si fueran el resultado de una observación experimental, repitiendo el proceso varias veces, podemos generar más conjuntos de valores según el cual para obtener la solución buscada (por ejemplo, en términos de probabilidad de fallo) que, evidentemente, será una función del número

de toma de muestras y la bondad del proceso aleatorio que genera los diversos numéricamente los diversos conjuntos.

2.7.1 Simulación de Monte Carlo

Como hemos destacado anteriormente la fiabilidad de una estructura puede ser caracteriza por una función del estado límite $G(x) = G(X_1, X_2, \dots, X_n)$ en qué las variables X_i son las variables aleatorias que representan las variables de diseño (vidrio, tensiones, desplazamientos, ...). En un método de Monte Carlo un conjunto de valores de X se genera numéricamente de acuerdo a lo que es su distribución de probabilidad utilizando un generador de números aleatorios.

El conjunto de valores así generadas puede ser sustituido en la función G para comprobar si su valor es positivo o negativo (rotura). Repitiendo el proceso un número de veces es posible simular la distribución de probabilidad de G . Obviamente para ello es necesario un gran número de conjuntos generados. La probabilidad de colapso puede ser estimada entonces de la siguiente manera:

$$P_f = Prob[G(X) \leq 0] = \lim_{N \rightarrow \infty} \frac{n}{N} \quad (40)$$

donde N es el número total de simulaciones y n representa el número de veces que $G(x) < 0$.

El informe $\frac{n}{N}$ es generalmente muy pequeño y por lo tanto la probabilidad se estima sujeta a cierto grado de incertidumbre. En particular, la varianza de dicha relación disminuye a medida que N aumenta, para lo que la incertidumbre en la evaluación de la probabilidad en (40) disminuye con el aumento de N .

2.7.2 Técnicas de simulación con la reducción de la varianza

Las simulaciones de Monte Carlo, como se mencionó en la sección anterior, requieren un gran número de muestras N para obtener resultados precisos. Se desarrollaron por lo tanto, de los métodos de simulación que tienen por objeto reducir el número de muestras necesarias sin degradar la calidad de los resultados, la reducción del contrario, en muestras iguales, la varianza. Entre estos métodos podemos mencionar la importancia del método "importance sampling" y el método "adaptive sampling".

- Importancia de muestreo

La integral multi-dimensional (12) puede reescribirse como:

$$J = \int_{G(x) \leq 0} f_x(x) dx = \int_{\Omega} I[G(X)] f_x(x) dx \quad (41)$$

Donde $I[G(X)]$ es una función de indicador, igual a 1 si $X \in \Omega | G(x) \leq 0$ y a 0 de otro modo. Volvemos a escribir de manera equivalente la (41) mediante la introducción de una función $h_v = (x)$ función de densidad de probabilidad que llamamos "importance sampling":

$$J = \int_{\Omega} I[G(X)] f_x(x) \frac{h_v(x)}{h_v(x)} dx \quad (42)$$

Y "la posibilidad de expresar la (42) como un valor esperado, a través del operador $E[\bullet]$:

$$J = E \left[I[G(X)] \frac{f_x(x)}{h_v(x)} \right] \quad (43)$$

La ecuación (43) puede ser estimada como sigue:

$$P_f \cong J_2 = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N \left[I[G(\hat{V}_j)] \frac{f_x(\hat{V}_j)}{h_v(\hat{V}_j)} \right] \quad (44)$$

donde (\hat{V}_j) es un vector de valores generados a partir de la función $h_v(\cdot)$

La varianza de J_2 se puede expresar como:

$$Var [J_2] = \frac{1}{N} \left(\int I[G(X)] \frac{f_x(x)}{h_v(x)} \right)^2 h_v(x) dx - J^2 \quad (45)$$

Y por lo tanto, está claro que al elegir adecuadamente la función $h_v(\cdot)$ es posible reducir la varianza de J_2 y luego de P_f , el problema de la determinación de la función $h_v(\cdot)$ es óptima en general compleja, una posibilidad es determinar primero el punto de diseño (Sección 2.6.4), y luego utilizar en función de la importancia de muestreo la misma $f_x(x)$ escalada de una manera tal que su media coincide con el punto de diseño.

- El muestreo adaptativo

Como se mencionó en el párrafo anterior la elección de la función $h_v(\cdot)$ es un punto clave para reducir la carga computacional resultante de la simulación, mientras que la reducción de la varianza, y entonces el error, relacionado con el procedimiento.

Una posibilidad para mejorar la función de muestreo de importancia es elegir un $h_v(\cdot)$ inicial (ensayo de función) y hacer un muestreo preliminar. A partir de esta información $h_v(\cdot)$ puede ser modificada para tratar de mejorar la velocidad de convergencia. Supongamos que $h_v(\cdot)$ se obtiene a partir de k funciones de densidad de probabilidad elemental $h_{vj}(\cdot)$

$$h_v = \sum w_j h_{vj}(x) \quad (46)$$

Donde w_i son los pesos seleccionados de tal manera que $h_v(\cdot)$ tiene una forma lo más similar posible a $f_x(x)$ dentro del dominio de rotura. Si las funciones $h_{vj}(\cdot)$ son componentes de $f_x(x)$, pero con desviaciones estándar más pequeñas, y cada uno se centra en un punto inicial \hat{X}^* , entonces los pesos pueden ser elegidos de manera que:

$$w_j = \frac{f_x(\hat{X}_j)}{\sum_{i=1}^k f_x(\hat{X}_i)} \quad (47)$$

Los pesos expresados por la (47) son entonces proporcionales a la contribución del vector $\{\hat{X}\}$ la evaluación de la probabilidad de un colapso. Una vez que los pesos han sido determinados gracias a la muestra inicial, se pueden utilizar, y luego iterados, muestrean aún más los procesos a través del cual obtienen estimaciones de los pesos y entonces la probabilidad de colapso siempre mejorará.

3 ANÁLISIS DE NORMATIVAS

El papel de los códigos de diseño es establecer los requisitos para garantizar un nivel aceptable de fiabilidad de las estructuras. La limitación que tienen los códigos o normativas es que pueden ser muy conservadoras, o que no se adecuen perfectamente a un método particular. Como se ha podido comprobar anteriormente, la fiabilidad está estrechamente ligada a la probabilidad de fallo.

A lo largo de los años, se ha caminado hacia unos códigos y normas basadas en la investigación científica, que se basan en la experiencia acumulada y en la construcción de los modelos proyectados, dando a los ingenieros la opción de tener en cuenta los riesgos.

3.1 JCSS (Joint Committee on Structural Safety) Probabilistic Model Code

(Traducción: "Comité Mixto de la Seguridad Estructural." Código modelo Probabilístico)

Este documento es un primer intento de agrupar de forma consistente, algunas de las normas, reglamentos, y las explicaciones necesarias para el diseño de nuevas estructuras o la evaluación de las ya existentes desde el punto de vista probabilístico.

Desde el diseño de nuevas estructuras hasta la aceptación de las existentes, el método probabilístico es un método suficientemente seguro, es el resultado de un proceso de toma de decisiones guiada por algunos criterios de optimización. Se enlaza en este proceso de una manera lógica y coherente, los requisitos y las expectativas del cliente o propietario de una estructura, las cargas y las acciones que se esperan, las características de los materiales a utilizar o que se encuentran en la obra nueva o en la ya existente, los modelos de cálculo, las calificaciones de la mano de obra previstos, el comportamiento de los usuarios y finalmente las percepciones de la sociedad con respecto al impacto ambiental y el desarrollo sostenible.

Los aspectos generales sobre el objetivo de fiabilidad: los requisitos de seguridad de una estructura están expresados en términos de índices de fiabilidad mínimos aceptados o máxima probabilidad de fallo admisible. En principio la fiabilidad estructural los considera como parámetros sujetos a optimización.

De forma práctica la fiabilidad requerida de la estructura es controlada por:

- Un conjunto de supuestos acerca de la gestión de la calidad y su aseguramiento, por ejemplo en el diseño y la supervisión de la construcción, pretendiendo evitar grandes errores.
- Estableciendo valores admisibles de la probabilidad de fallo para las diferentes clases de estructuras, como las que se presentan en el siguiente cuadro:

RECOMENDACIONES ELU REFERIDAS A 1 AÑO			
Coste relativo de las medidas de seguridad	Consecuencias leves por el fallo	Consecuencias moderadas por el fallo	Consecuencias graves por el fallo
Grande (A)	$\beta = 3.1$ ($P_f \approx 10^{-3}$)	$\beta = 3.3$ ($P_f \approx 10^{-4}$)	$\beta = 3.7$ ($P_f \approx 10^{-4}$)
Moderada (B)	$\beta = 3.7$ ($P_f \approx 10^{-4}$)	$\beta = 4.2$ ($P_f \approx 10^{-5}$)	$\beta = 4.4$ ($P_f \approx 10^{-6}$)
Baja (C)	$\beta = 4.2$ ($P_f \approx 10^{-5}$)	$\beta = 4.4$ ($P_f \approx 10^{-6}$)	$\beta = 4.7$ ($P_f \approx 10^{-6}$)

Tabla 1. Recomendaciones Estados Limite Últimos referidas a 1 año

El valor básico de la tabla anterior puede ser $\beta=4.2$ que corresponde a condiciones moderadas.

Para ajustar más la clasificación se utiliza el parámetro φ : razón entre costes totales (costes de construcción más costes de fallo, etc...) y costes de construcción.

Clase de consecuencia leves	$\varphi < 2$	Poco riesgo para las vidas humanas, escasas consecuencias económicas, estructuras agrícolas, silos, mástiles
Clase de consecuencia moderada	$2 < \varphi < 5$	Riesgo medio para las vidas humanas e intereses económicos. Edificios industriales y residenciales, etc.
Clase de consecuencia grave	$5 < \varphi < 10$	Riesgo alto para vidas humanas y consecuencias económicas importantes. Puentes, teatros, hospitales, edificios en altura, etc.

Tabla 2. Clases de Consecuencias

Valores mayores de $\varphi > 10$ representan riesgos muy elevados, desaconsejando su construcción

También hay que tener en consideración las formas de fallo, que se pueden clasificar en:

- Rotura dúctil con capacidad de reserva de resistencia, post-crítica
- Rotura dúctil sin capacidad de reserva de resistencia

- Rotura frágil

Por lo tanto, un elemento estructural que sería probable que colapsase repentinamente sin advertencia alguna, debería de ser diseñado para un mayor nivel de fiabilidad, para que el colapso sea precedido por algún tipo de advertencia para evitar graves consecuencias.

Por lo tanto las estructuras con múltiples modos de fallo igualmente importantes deben ser diseñadas para un nivel más alto de fiabilidad.

Trata también el coste relativo de las medidas de seguridad:

La clase B estará asociada con:

- Variabilidades ($0.1 < V < 0.3$), coeficiente de variación medio (v), medias de las cargas totales, solicitaciones y resistencias
- Costo medio de las medidas de seguridad
- La vida útil de diseño normal y tasa de obsolescencia normal del orden del 3%

Los valores indicados se refieren a las estructuras o elementos estructurales nuevos, no para las ya ejecutadas.

Los valores fuera de los rangos indicados pueden conducir a una clasificación más alta o más baja. Se pueden dar los siguientes aspectos:

Grado de incertidumbre: coeficiente de variación $>40\%$

Garantía de calidad e inspecciones:

Cuando se establecen valores objetivos para los estados límite de servicio (SLS) es importante distinguir entre los estados límite de servicio irreversibles y reversibles. Valores objetivo de SLS pueden ser derivados sobre la base de métodos de análisis de decisión.

Para los estados límite de servicio irreversibles se dan valores objetivo provisionales en la Tabla 3. La variación de los índices de facilidad de servicio de destino de la orden de 0,3 se puede considerar. Para Estados límite de servicio reversibles no se dan valores generales.

Se recomienda lo siguiente:

ESTADOS LIMITES DE SERVICIO REFERIDOS A 1 AÑO	
Coste relativo de la medida de seguridad	β admisible (sistemas irreversibles)
Grande	$\beta= 1.3 (P_f \approx 10^{-1})$
Moderada	$\beta= 1.7 (P_f \approx 10^{-2})$
Baja	$\beta= 2.3 (P_f \approx 10^{-2})$

Tabla 3. Estados límite de servicio o utilización

3.2 Normas ISO: Organización Internacional para la Estandarización

3.2.1 ISO 2394 *General principles on reability for structures*

(Traducción: “ISO 2394 Principios generales sobre la fiabilidad de las estructuras.”)

Esta norma ISO fue creada por la *International Standard Organization*, quiere servir como base para las comisiones responsables de elaborar los códigos y normas para las estructuras en general.

Recoge en sus distintos apartados, los principios de los estados límite de diseño, así como variables básicas: las acciones, las influencias ambientales, las propiedades de los materiales y sus magnitudes geométricas.

Otro de los puntos, siendo este la esencia de este trabajo, es el punto 8 de esta norma que recoge los principios de diseño basados en la probabilidad.

Apartado 8 de la ISO 2394. Principios de diseño basado en la probabilidad:

8.1 Generalidades:

Las variables básicas que mencionábamos anteriormente, se considerarán como variables aleatorias y se tratarán mediante procedimientos probabilísticos.

Estos procedimientos dan una medida probabilística bien definida de la fiabilidad, pudiendo llegar a calcular la probabilidad de fallo.

En general, se deben describir las variables básicas, que describen las acciones variables e influencias ambientales, con la ayuda de procesos aleatorios.

El método probabilístico puede ser aplicado principalmente para calibrar el formato de los coeficientes parciales, se puede aplicar en un diseño directo a un especificado grado de fiabilidad.

8.2 Sistemas de fiabilidad frente a la fiabilidad del elemento:

Desde un punto de vista probabilístico, un elemento puede ser considerado como un modo de fallo dominante único, pero el sistema puede tener más de un modo de fallo y consistir en dos o más elementos, cada uno con un solo modo de fallo.

El diseño estructural probabilístico se aplica principalmente al comportamiento de elementos y estados límites.

La fiabilidad se considera en relación con el desarrollo de la estructura a través de su tiempo estimado de vida diseñado, y quiere ser un estándar para la seguridad, y la construcción de estructuras de larga duración.

Los principios generales son aplicables al diseño de estructuras completas (edificios, puentes, estructuras industriales, etc.), y los elementos estructurales que conforman la estructura y los cimientos. Es aplicable también a las sucesivas etapas en la construcción, es decir, la fabricación de elementos estructurales, el transporte y manipulación de los elementos estructurales, su erección y todo el trabajo en la obra, así como el uso de la estructura durante su tiempo estimado de vida diseñado, incluido el mantenimiento y reparación.

A esta norma podemos encontrar la definición de la probabilidad de fallo P_f y del índice de fiabilidad β de la misma manera que en el Eurocódigo EN 1990.

8.3 Grado especificado de fiabilidad requerido:

Las probabilidades de fallo máximo aceptable especificados deben depender de la consecuencia y la naturaleza del fallo, las pérdidas económicas, las molestias sociales, y el importe del gasto y el esfuerzo necesario para reducir la probabilidad de fallo. Ellos deben ser calibrados contra los casos bien establecidos que se sabe de la experiencia pasada para tener una fiabilidad adecuada. Por lo tanto, la probabilidad de fallo especificada debe depender de la clase de fiabilidad

Cuando se trata de propiedades estructurales dependientes del tiempo, el efecto de los procedimientos de inspección y reparación en la probabilidad de fallo debe ser tomado en cuenta. Esto puede llevar a ajustes en los valores especificados, condicionales en los resultados de las inspecciones. Las probabilidades de fallo especificadas deben considerarse siempre en relación con la adoptada al cálculo y modelos probabilísticos y el método de evaluación del grado de fiabilidad.

Además deben estar siempre definidas por algún período de referencia. Dependiendo del tipo de estado límite.

Finalmente el punto 8 de esta norma cierra con el apartado 8.4 Cálculo de las probabilidades de fallo:

Recoge los problemas de fiabilidad invariantes en el tiempo con tres tipos de métodos a utilizar, métodos de análisis como por ejemplo FORM/SORM (primer/segundo orden Métodos de Fiabilidad), simulación de Monte Carlo y finalmente la que puede resultar más pesada la integración numérica.

Para la transformación de la variante en el tiempo en problemas invariantes en el tiempo Dos clases de problemas que dependen del tiempo se han previsto, es decir, los relacionados con Fallo de sobrecarga y Fracaso acumulativo.

En el caso de fallo de sobrecarga, un único proceso de acción puede ser sustituido por una variable aleatoria con un valor medio igual a su valor máximo esperado durante un período de referencia elegido. Si hay más de una acción al azar proceso, que deben combinarse, teniendo en cuenta las escalas de la fluctuación de todos los procesos de acción.

El método probabilístico se puede aplicar directamente para lograr diseños con grados de fiabilidad cercanas a valores especificados

Este enfoque podría ser utilizado dependiendo de su estandarización

- Medidas de incertidumbre,
- Métodos de fiabilidad.

En lugar de utilizar un método probabilístico directo, las dos siguientes simplificaciones pueden ser utilizadas: uno método de valor de diseño, y el método de coeficiente parcial.

Finalmente la norma trata sobre el formato de los coeficientes parciales, y la evaluación de las estructuras existentes.

3.2.2 ISO 13822 *Bases for desing of structures – Assessment of existing structures*

(Traducción: “ISO 13822 Bases para el diseño de estructuras – Evaluación de estructuras existentes.”)

Esta norma ISO especifica los principios generales y se recomiendan los procedimientos para la verificación de la durabilidad de estructuras sometidas a acciones ambientales conocidas o previsibles, incluidas las acciones mecánicas, provocando la degradación del material que lleva a fallos de funcionamiento. Esto ayudará a garantizar la fiabilidad de rendimiento a lo largo de la vida útil de la estructura.

Fue desarrollada por el Comité Técnico ISO ISO / TC 98, Bases para el diseño de estructuras, Subcomité SC 2, fiabilidad de las estructuras.

Esta Norma Internacional tiene los siguientes objetivos:

- Mejorar la evaluación y diseño de estructuras para una mayor durabilidad mediante la incorporación de principios de ciencia de la construcción en la práctica de la ingeniería estructural.

- Proporcionar un marco para el desarrollo de modelos matemáticos para predecir la vida útil de los componentes de la estructura.

Los principios generales en la verificación y el diseño de estructuras y componentes para una mayor durabilidad en esta Norma Internacional se debe utilizar cada vez que es necesaria una vida útil mínima, en nuevas estructuras, así como para la evaluación de las estructuras existentes.

La norma está destinada a ejercer una función armonización similar a la norma ISO 2394:1998, (Los principios generales sobre la fiabilidad de las estructuras), que ha servido en los últimos 30 años para la verificación y el diseño de las estructuras contra el fallo en

Debido a la tensión mecánica, gravedad, viento, nieve y terremoto.

El objetivo es garantizar que todos los modelos de análisis se incorporan en el método de estados límites, los mismos que se utilizan actualmente para la verificación y el diseño de estructuras.

La ISO 13823:2008 cubre:

- Conceptos básicos para verificar la durabilidad
- Requisitos de durabilidad
- Diseño de la vida útil de una estructura y sus componentes
- Vida útil de servicio predicha
- Estrategias para el diseño de durabilidad.

Esta Norma Internacional no trata directamente de la sostenibilidad de las estructuras, pero, indirectamente, las estructuras duraderas mejoran la sostenibilidad de la infraestructura.

3.3 Normativa española

3.3.1 UNE-EN 1990 Eurocódigos. Bases de cálculo de estructuras

El Eurocódigo 0, o EN 1990, es el documento central en el conjunto de los Eurocódigos que establece las bases para todos los demás: el EN 1991 a EN 1999.

En este Eurocódigo se describen las bases y principios generales para el diseño estructural y verificación de los edificios y obras de ingeniería civil. Hace referencia a los aspectos geotécnicos, los principios y requisitos para la seguridad y funcionalidad de las estructuras y orienta sobre los problemas relacionados con la fiabilidad estructural en todas las circunstancias, incluidos los incendios y sismos. Todos los demás Eurocódigos deben utilizarse siempre conjuntamente con éste.

Se permite el uso de otras reglas de diseño alternativas a las indicadas en la norma EN-1990, siempre que se demuestre que éstas, de acuerdo con los principios pertinentes, sean como mínimo equivalentes en cuanto a la resistencia, utilidad y durabilidad de la estructura.

Es decir, deberán ser equivalentes a lo que se conseguiría mediante el Eurocódigo.

Los contenidos se dividen en diferentes secciones:

Sección 1: Generalidades

Sección 2: Requisitos

Sección 3: Principios de los estados límite

Sección 4: Variables básicas

Sección 5: Análisis estructural y diseño asistido por pruebas

Sección 6: Verificación por el método de los factores parciales

Anexo A (n); (N): Aplicación para edificios (1); puentes (2)

Anexo B (I): Gestión de fiabilidad estructural para trabajos de construcción

Anexo C (I): Bases para el diseño con factores parciales y análisis de fiabilidad

Anexo D (I): Diseño asistido por pruebas

La EN 1990 proporciona una guía para la obtención de diferentes niveles de fiabilidad, la diferenciación de la fiabilidad. Un nivel de fiabilidad adecuado se obtiene mediante el diseño y ejecución de acuerdo con los Eurocódigos 1 a 9. La selección de los niveles de fiabilidad para una estructura en particular debe tener en cuenta factores relevantes como: La posible causa y modo de llegar a un estado límite, las posibles consecuencias de un fallo en pérdidas de vidas humanas, daños a las personas o pérdidas económicas, la percepción pública del fallo, y los gastos y procedimientos necesarios para reducir el riesgo de fallo.

En el anexo B se dan las siguientes herramientas para la gestión de las consecuencias de fallo según cada caso:

- Diferenciación de los valores de β (índice de fiabilidad);
- Modificación de los factores parciales;
- Diferenciación de la supervisión del diseño
- Inspecciones durante la ejecución

A continuación se puede ver la relación entre los estados límites y las probabilidades de fallo asociadas. Por ejemplo, un índice de fiabilidad β igual a 3,8 lo encontraríamos en la probabilidad $7,2 \cdot 10^{-5}$ (Período de referencia 50 años) a los estados límite últimos, y un índice de fiabilidad β igual a 1,5 lo encontraríamos en la probabilidad $0,5 \cdot 10^{-1}$ (Período de referencia 50 años) a los estados límite de servicio.

El anexo C, quizás sea el apartado más importante a tratar por el desarrollo de este trabajo, se trata de un anexo de carácter informativo que recoge de las bases para el cálculo con coeficientes parciales de seguridad y análisis de la fiabilidad, sirve como una base de introducción al anexo D basándose en el contenido del anexo B.

Recoge además los métodos de fiabilidad estructural, la aplicación del método basado en la fiabilidad para determinar mediante calibración de los valores de cálculo y los coeficientes parciales en las expresiones de cálculo, también informa de los formatos para la verificación del cálculo de los Eurocódigos.

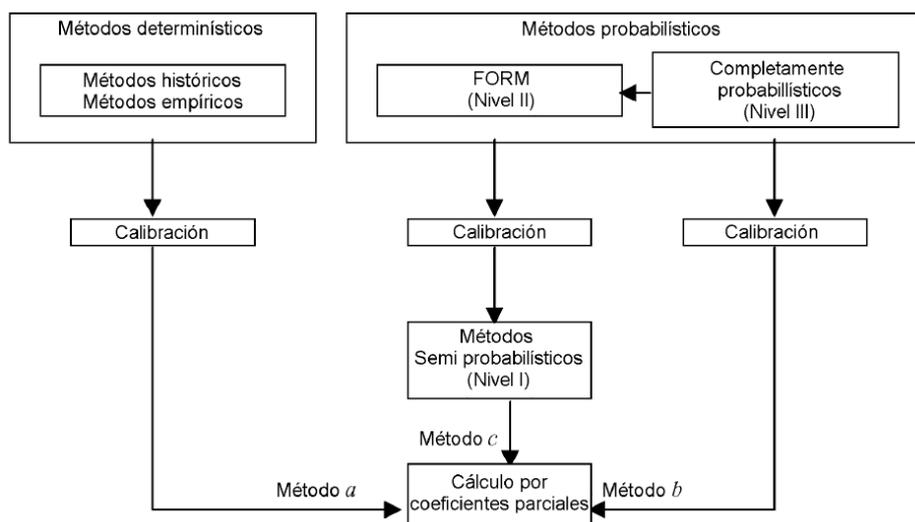


Figura 11. Revisión de los métodos de fiabilidad

El anexo C además añade el índice de fiabilidad, los valores objetivos del índice de fiabilidad β , la aproximación a la calibración de los valores de cálculo y los formatos de verificación de la fiabilidad en los Eurocódigos.

3.3.2 Código Técnico de la Edificación: CTE DB-SE, Anexo C

El Código Técnico de la Edificación es el conjunto principal de normativas que regulan la construcción de edificios en España, este recoge los requisitos básicos de seguridad y habitabilidad de las construcciones.

Se compone de diferentes normativas, en las que se pueden dividir, como anteriormente se menciona, por un lado las que tratan la seguridad del edificio y por otro, las que tratan temas de habitabilidad, en nuestro caso, haremos mención dentro de las normativas que tratan la seguridad, al Documento Básico de Seguridad Estructural (DB-SE), el cual en su documento C, llamado "Principios de los métodos probabilistas explícito e implícito", recoge el tema que estamos tratando.

El contenido de este anejo es de carácter informativo y tiene dos objetivos:

- La recopilación de las bases que esta norma recoge en los capítulos 3,4 y 5 referentes a, el Análisis Estructural y Dimensionado, a las Verificaciones Basadas en Coeficientes Parciales y a las Verificaciones Basadas en Métodos Experimentales
- La introducción de algunas recomendaciones relativas a la aplicación de los métodos probabilistas explícitos.

Los objetivos y el campo de aplicación de este anejo recoge, que los métodos probabilistas explícitos los podremos utilizar para la verificación de cualquier problema que se pueda describir a través de relaciones matemáticas siempre que se pueda identificar el conjunto de los correspondientes eventos aleatorios.

Podemos dividir en dos grupos las principales aplicaciones de estos métodos:

- La calibración de modelos probabilistas implícitos (por ejemplo la calibración de los coeficientes parciales);
- La aplicación directa para la adopción de decisiones relacionadas con las prestaciones de las estructuras (por ejemplo para el dimensionado de estructuras nuevas en los casos en que los métodos implícitos resulten inadecuados, o por la evaluación estructural de edificios existentes).

En el apartado C.2 se definen las incertidumbres asociadas con las variables básicas, donde se pueden distinguir tres tipos de incertidumbres.

- Variabilidad aleatoria inherente al modelo, que pueden estar o no afectadas por actividades humanas. Del hombre depende, por ejemplo, las dimensiones y la resistencia los elementos estructurales en su fabricación. Este tipo de incertidumbres se pueden reducir mediante métodos de producción más avanzadas o métodos de control adecuados.

- Incertidumbres debidas a la falta de conocimientos que pueden ser los modelos utilizados, como por ejemplo los modelos de las acciones y sus efectos (velocidad del viento, carga de nieve...) o los modelos de resistencia, como de las que dependen de la evolución futura de ciertos parámetros, como por ejemplo la evolución de las sobrecargas.

- Incertidumbres estadísticas, asociadas con la evaluación estadística de los resultados los ensayos, medidas u otras observaciones. Algunos ejemplos de estas incertidumbres son: falta de identificación y de distinción entre diferentes poblaciones estadísticas; número limitado de resultados que conduce a incertidumbres en la obtención los parámetros estadísticos (por ejemplo del valor medio o de la desviación típica); no consideración de las variaciones sistemáticas de las variables analizadas (por ejemplo de parámetros climáticos); una extrapolación excesiva de la información estadística; no consideración de posibles correlaciones, el uso de distribuciones estadísticas para la descripción de incertidumbres cuyo origen es sólo en parte es estadístico.

- La obtención de los datos numéricos se puede hacer por distintas vías o combinando datos obtenidos de varias de ellas:

a) Mediciones u observaciones *

b) Análisis *

c) Adopción de decisiones **

a) y b): En estos casos el procedimiento incluirá un análisis estadístico de los datos y los resultados se representarán en términos estadísticos.

c) No es posible normalmente una representación directa en términos estadísticos, pero a efectos de la aplicación de los métodos probabilistas también asignaremos a estas variables parámetros estadísticos.

VARIABLES BÁSICAS QUE TIENEN EN CUENTA LAS INCERTIDUMBRES SE CARACTERIZARÁN MEDIANTE PARÁMETROS TALES COMO:

- Valor medio
- Desviación típica
- Correlaciones con otras variables
- Tipo de distribución estadística

Datos	Función de distribución estadística
Acciones permanentes	Normal*
Acciones variables	Log-normal, Weibull, Gamma o de valores extremos
Propiedades de los materiales y dimensiones	Normal o Log-normal

Tabla 4. Selección de las distribuciones estadísticas

* En caso de que la posibilidad de que se produzcan valores negativos no resulte contradictoria con otras hipótesis y puedan dar resultados erróneos, si es este el caso se tomarán funciones Log-normal, Weibull, Gama o de valores extremos.

En el apartado 4.1 se encuentran las siguientes secciones:

Sección 4.1.1 se exponen los niveles de fiabilidad:

- Seguridad de las personas
- Optimización económica
- Valores numéricos

Sección 4.1.2 se determina la probabilidad de fallo:

- Problemas variables con el tiempo
- Transformación de problemas variables en el tiempo en invariables en el tiempo.

Sección 4.1.3 se exponen los métodos basados en la determinación de los valores de cálculo:

- FORM
- Factores de sensibilidad

Sección 4.1.4 exponen el formato de los coeficientes parciales:

- Basados en valores de cálculo
- Coefficientes parciales calibrados

En el apartado 4.2 encontramos la optimización económica, donde se explica que el nivel de fiabilidad requerido se puede determinar mediante un equilibrio entre las consecuencias del fallo estructural de un edificio y el coste de las medidas de protección y seguridad. Se facilita una fórmula para la optimización, que se basa en minimizar el coste total acumulado durante el período en que estuvo {la estructura en servicio. En este coste total intervienen:

- Coste del proyecto y de la ejecución
- Coste previsto el mantenimiento, inspección y demolición
- Coste del fallo
- Probabilidad de fallo

En el apartado 4.3 habla del Valores numéricos. Estos valores son el índice de fiabilidad y la probabilidad de fallo. Se muestra una tabla donde se relacionan los dos. Esta tabla se puede ver a esta memoria en la tabla 2.2.

En la Sección 4.3.3 se muestra una tabla de valores nominales, referidos a todo el periodo de servicio, por el índice de fiabilidad requerido:

Coste relativo para incrementar la fiabilidad	Consecuencias de un fallo estructural			
	despreciables	pequeñas	moderadas	grandes
elevado	0	1,5	2,3	3,1
moderado	1,3	2,3	3,1	3,8
bajo	2,3	3,1	3,8	4,3

Tabla 5. Valores nominales, referidos a todo el periodo de servicio, para el índice de fiabilidad requerido

Los valores de esta tabla se deducen aplicando los métodos de los valores de cálculo que se explican después en el apartado C.6 (método FORM). Es interesante ver cuáles son las hipótesis para las funciones de distribución de los modelos probabilistas:

Hipótesis	Funciones de Distribución
Modelos de resistencia	Lognormal o Weibull
Acciones permanentes	Normal
Acciones variables	Gumbel

Tabla 6. Hipótesis para las funciones de distribución de los modelos probabilistas

En el apartado 4.3.4 se dan los valores recomendados por el índice de fiabilidad requerido, referidos a todo el periodo en servicio de la estructura:

Estados límite de servicio reversible	$\beta=0$
Estados límite de servicio irreversible	$\beta= 1.5$
Fatiga	$\beta=2.3$ a 3.1^*
Estados limite últimos	$\beta=3.1; 3.8; 4.3$

**: Según las posibilidades de inspección*

Tabla 7. Valores recomendados para el índice de fiabilidad requerido

En el apartado C.5 se explica la determinación de probabilidades de fallo, la problemática general, los problemas invariantes en el tiempo y cómo transformarlos en problemas variables en el tiempo.

En el apartado C.6 explican los métodos basados en la determinación de los valores de cálculo: el método aproximado FORM y los factores de sensibilidad.

Y por último, en el apartado C.7 habla del formato de los coeficientes parciales, que es el método de cálculo de estructuras más habitual. En la Sección 7.2 se introducen los coeficientes parciales calibrados que consiste en la deducción de coeficientes parciales para de que la fiabilidad estructural resultante se desvíe lo menos posible de la fiabilidad requerida.

3.3.3 EHE-08 Instrucción de Hormigón Estructural

Con la nueva revisión de la " *Instrucción de hormigón estructural* "EHE, que fue aprobada por el Real Decreto del 18 de julio 2008, se adoptan los formatos de seguridad similares al de los Eurocódigos y su tratamiento de la durabilidad, introduciendo criterios para la vida útil.

La instrucción tiene por objeto regular el proyecto, ejecución y control de las estructuras de hormigón, tanto en obras de edificación como de ingeniería civil, con el fin de conseguir la adecuada seguridad de las mismas, preservando la de las construcciones que en ellas se sustentan y la de los usuarios que las utilizan.

Los puntos relacionados con la fiabilidad estructural son los siguientes:

- Entrada en vigor del marcado CE para los primeros casos de productos de construcción, en el ámbito de la Directiva 89/106/CEE del Consejo, de 21 de diciembre de 1988, relativa a la aproximación de las disposiciones legales, reglamentarias y administrativas de los Estados miembros sobre productos de construcción.
- La finalización de los trabajos desarrollados por el Comité Europeo de Normalización (CEN) en relación con los Eurocódigos estructurales y, en particular, con la norma europea EN 01/01/1992 "Eurocódigo 2. Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1.1.Reglas generales y edificación".
- En el punto 5.1.1 se indican las exigencias que deben satisfacer en relación a la seguridad estructural: las estructuras se han de proyectar, construir, controlar y mantener de manera que se cumplan unos niveles mínimos de fiabilidad para cada una de las exigencias que se establecen en los apartados siguientes, de acuerdo con el sistema de seguridad recogido en el grupo de normas europeas EN 1990 A 1999 "Eurocódigos Estructurales". Se entiende que el cumplimiento de esta Instrucción, complementada por las correspondientes reglamentaciones específicas relativas a acciones, es suficiente para garantizar la satisfacción de este requisito de seguridad estructural.
- En el punto 5.1.1.1 se trata la exigencia de resistencia y estabilidad: La resistencia y la estabilidad de la estructura serán las adecuadas para que no se

generen riesgos inadmisibles como consecuencia de las acciones e influencias previsibles, tanto durante su fase de ejecución como durante su uso, manteniendo durante su vida útil prevista. Además, cualquier acontecimiento extraordinario no deberá producir consecuencias desproporcionadas respecto a la causa original. El nivel de fiabilidad que asegúrese en las estructuras de hormigón vendrá definido por su índice de fiabilidad, β_{50} , para un período de referencia de 50 años, que en el caso general, no deberá ser inferior a 3,8. En el caso de estructuras singulares o de estructuras de poca importancia, la propiedad podrá adoptar un índice diferente.

Los procedimientos incluidos en esta Instrucción mediante la comprobación de los Estados Límite Últimos, junto con el resto de criterios relativos a ejecución y control, permiten satisfacer esta exigencia.

- Armonización general de los procedimientos de cálculo en relación con los Eurocódigos estructurales y, en particular, con la norma europea EN 01/01/1992 "Eurocódigo 2. Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1. Reglas generales y reglas para edificación".
- En los proyectos de estructuras se hace obligatorio un plan de mantenimiento y revisión de las mismas, que incide directamente en la seguridad y vida útil.

Como se puede ver, se trata de un código basado en prestaciones, con los requisitos: Seguridad y Funcionalidad, Seguridad en caso de incendio y Seguridad Medioambiental.

Normalmente, a la hora de encargar un proyecto, la propiedad debe definir la vida útil de la construcción (indirectamente la de la estructura). Se facilita una tabla (4.5) donde se puede ver que para edificación se prevé una vida útil de 50 años:

Vida útil nominal de los diferentes tipos de estructura⁽¹⁾

Tipo de estructura	Vida útil nominal
Estructuras de carácter temporal ⁽²⁾	Entre 3 y 10 años
Elementos reemplazables que no forman parte de la estructura principal (por ejemplo, barandillas, apoyos de tuberías)	Entre 10 y 25 años
Edificios (o instalaciones) agrícolas o industriales y obras marítimas	Entre 15 y 50 años
Edificios de viviendas u oficinas y estructuras de ingeniería civil (excepto obras marítimas) de repercusión económica baja o media	50 años
Edificios de carácter monumental o de importancia especial	100 años
Puentes y otras estructuras de ingeniería civil de repercusión económica alta	100 años

Tabla 8. Vida útil nominal de los diferentes tipos de estructura EHE-08

- (1) Cuando una estructura esté construida por diferentes partes, podrá adoptarse para tales partes diferentes valores de vida útil, siempre en función del tipo y características de la construcción de las mismas.
- (2) En función del propósito de la estructura (exposición temporal, etc...). En ningún caso se considerarán como estructuras de carácter temporal aquellas estructuras de vida útil nominal superior a 10 años

Cuando una estructura esté constituida por diferentes partes, podrá adoptar para tales partes diferentes valores de vida útil, siempre en función del tipo y características de la construcción de las mismas.

4 APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA SEMI-PROBABILISTA AL CÁLCULO DE PILARES DE EDIFICACIÓN SEGÚN EL CTE Y EHE-08

4.1 Objetivos

Tras el estudio y análisis de la parte teórica que ha abarcado hasta el presente capítulo, llega el momento de desarrollar la parte práctica. Este capítulo y el siguiente se han estructurado para realizar los cálculos, por un lado el capítulo 4 recogerá los cálculos empleados en la actualidad, métodos semi-probabilistas, y el capítulo 5 desarrollará el cálculo mediante metodología probabilista.

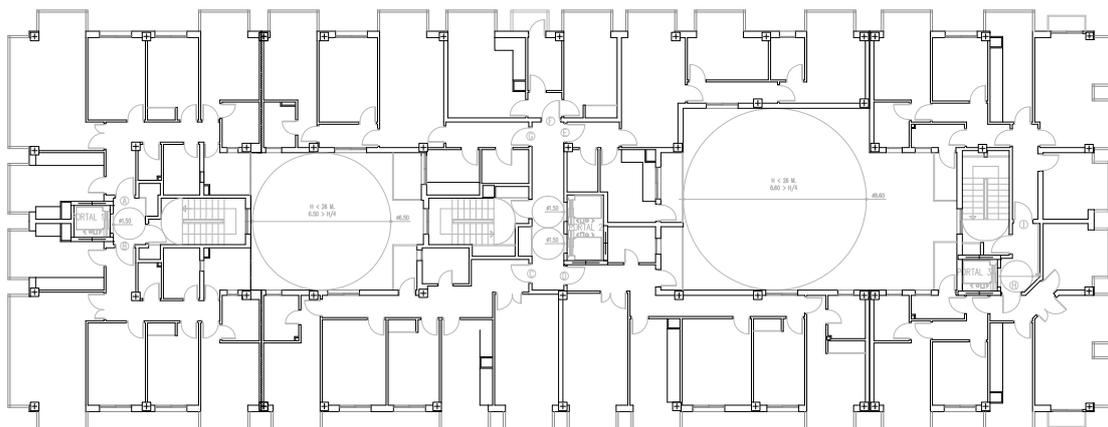
Para la realización de los cálculos se ha decidido tomar un ejemplo de un edificio de viviendas.

4.2 Características de la estructura a estudio

Se trata de un edificio compuesto por tres plantas de sótano para garaje, planta baja para locales comerciales y siete plantas altas para 63 viviendas.

La estructura es de hormigón armado, formada por pórticos longitudinales y transversales, formada por once placas horizontales, los forjados son unidireccionales de hormigón armado de canto 35cm e intereje de 70cm.

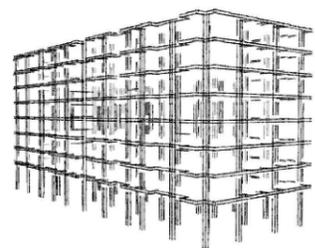
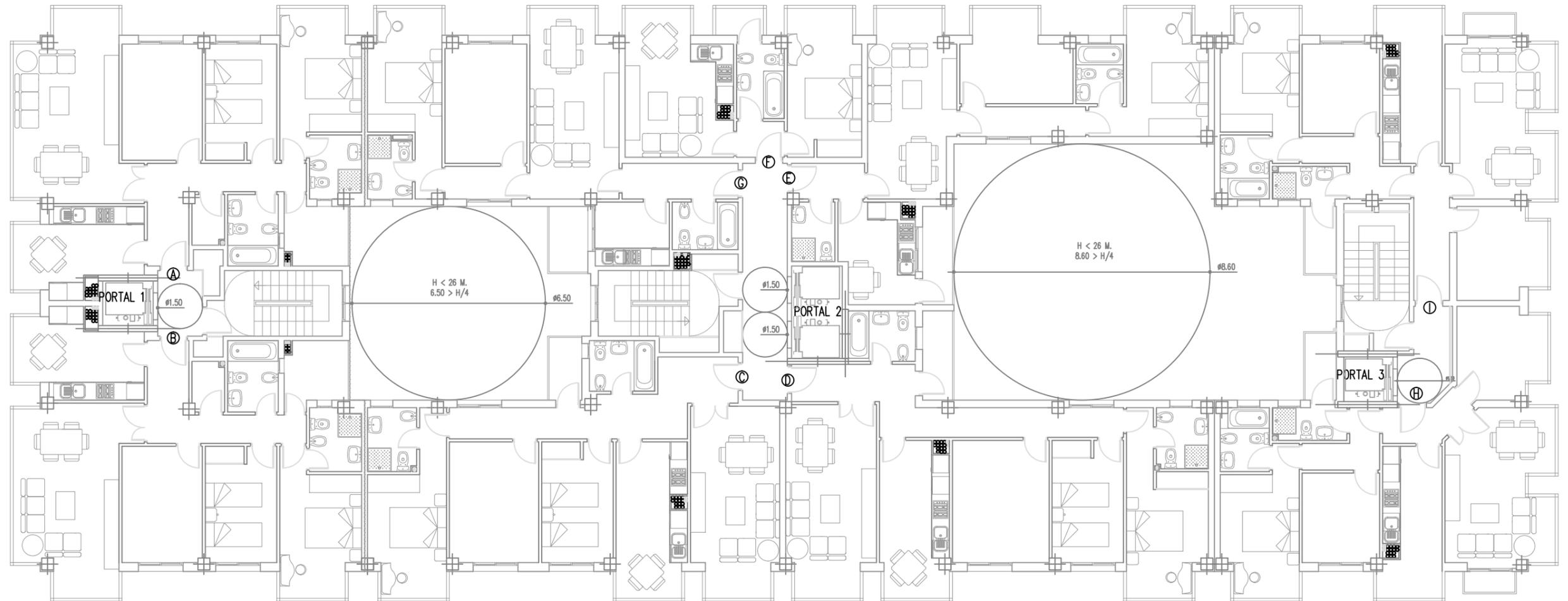
La cimentación es superficial, resuelta mediante zapatas aisladas, corridas, muros de sótano de tres alturas y vigas centradoras y de atado.



Para una mejor visualización de la estructura, se adjuntan planos a continuación.

PLANOS





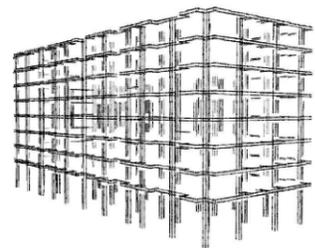
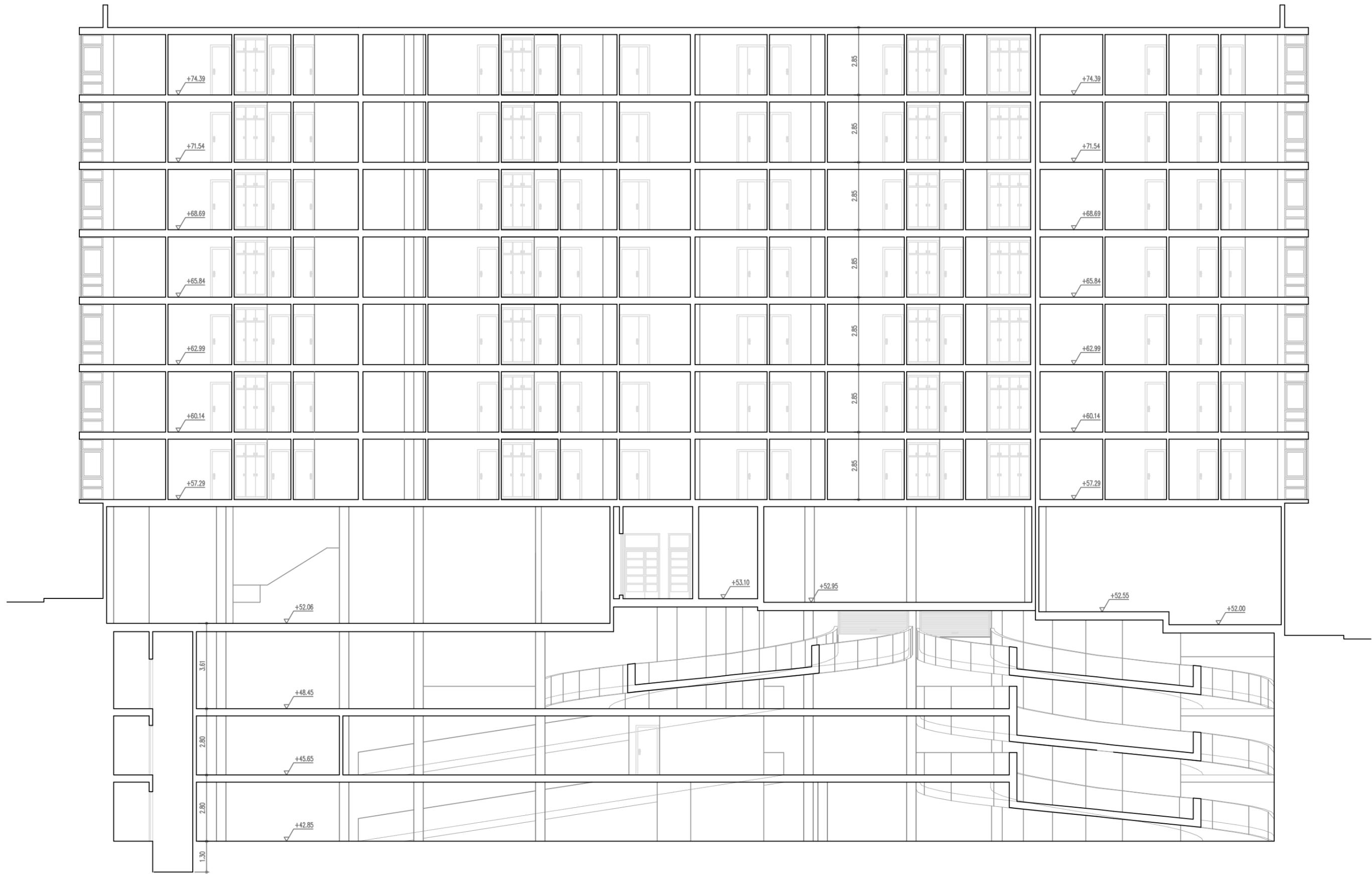
Proyecto:
 EDIFICIO COMPUESTO POR TRES PLANTAS
 SÓTANO PARA GARAJE, PLANTA BAJA PARA
 LOCALES COMERCIALES Y 7 PLANTAS ALTAS
 PARA 63 VIVIENDAS

Alumno:
 DAVID FERNÁNDEZ PÉREZ
Tutor:
 EMILIO MOSQUERA REY

Plano:
 ARQUITECTURA PLANTA TIPO
DISTRIBUCIÓN

Fecha:
 JUNIO 2014
Escala:
 1/150

Número de Plano
A01
 Página 58.1



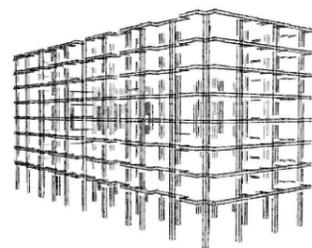
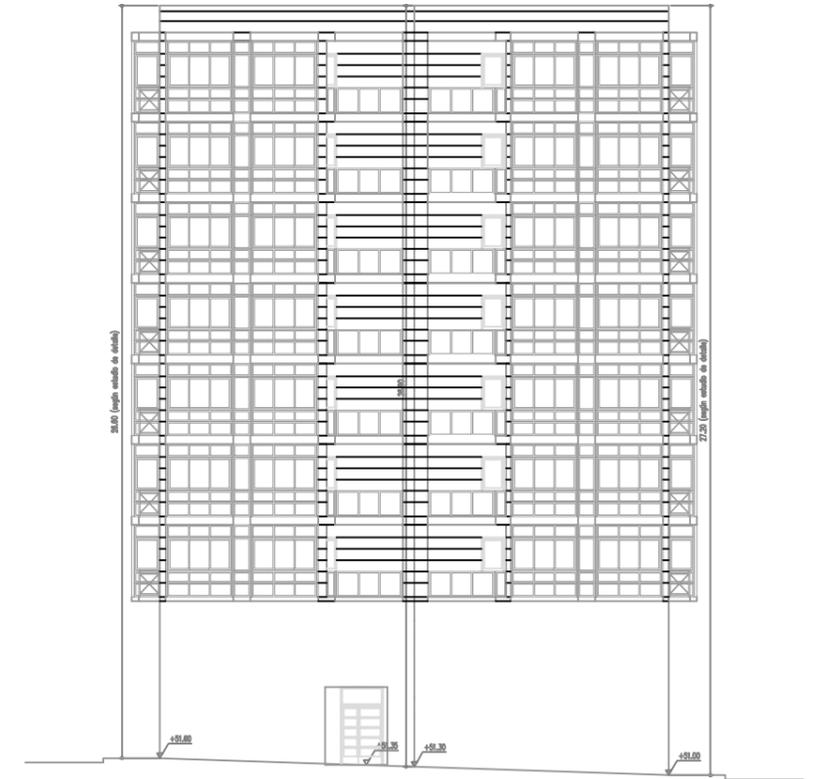
Proyecto:
 EDIFICIO COMPUESTO POR TRES PLANTAS
 SÓTANO PARA GARAJE, PLANTA BAJA PARA
 LOCALES COMERCIALES Y 7 PLANTAS ALTAS
 PARA 63 VIVIENDAS

Alumno:
 DAVID FERNÁNDEZ PÉREZ
Tutor:
 EMILIO MOSQUERA REY

Plano:
 SECCIÓN LONGITUDINAL
SECCIÓN

Fecha:
 JUNIO 2014
Escala:
 1/150

Número de Plano
A02
 Página 58.2



Proyecto:
 EDIFICIO COMPUESTO POR TRES PLANTAS
 SÓTANO PARA GARAJE, PLANTA BAJA PARA
 LOCALES COMERCIALES Y 7 PLANTAS ALTAS
 PARA 63 VIVIENDAS

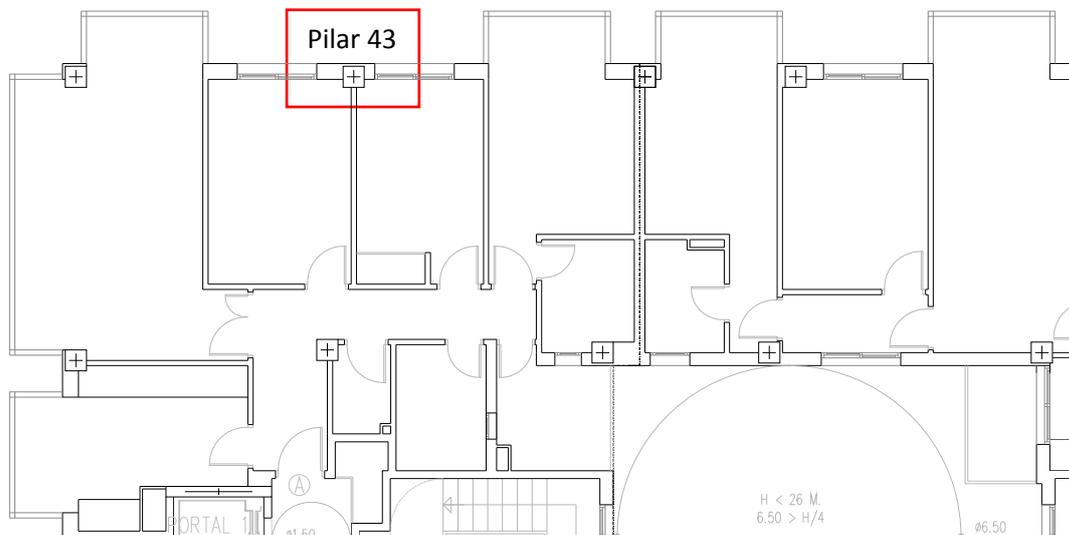
Alumno:
 DAVID FERNÁNDEZ PÉREZ
Tutor:
 EMILIO MOSQUERA REY

Plano:
 ARQUITECTURA ALZADOS
ALZADOS

Fecha:
 JUNIO 2014
Escala:
 1/150

Número de Plano
A03
 Página 58.3

De la estructura mostrada anteriormente, se ha decidido escoger el pilar número 43, con el fin de incluir en los cálculos un pilar con una considerable carga lineal a causa del cerramiento de fachada, además se tendrá en consideración la carga de los vuelos correspondientes a los balcones. Se realizará un dimensionado del esquema que aparece en la imagen, sin considerar los sótanos, ya que los pilares a partir de la planta baja descansan sobre un muro de sótano.



4.3 Estimación de acciones CTE DB SE

ACCIONES PERMANENTES

SOLUCIÓN CONSTRUCTIVA: FORJADO TIPO Y CUBIERTA	ESPESOR TOTAL (cm)		CARGA (Kn/m ²)	CTE SE-AE
Tarmia flotante (i/relleno)	2		0,4	Tabla C.3
Capa de relleno para alojar instalaciones a base de hormigón de escoria	5	15kN/m ³ x 0,05m espesor	0,75	Tabla C.1
Forjado unidireccional de hormigón armado con viguetas pretensadas de hormigón y bovedillas ceramicas aligerantes (intereje 70cm ²)	30+5		4,00	Tabla C.5
Acabado de techo mediante guarnecido de yeso	1,5	20kN/m ³ x 0,015m espesor	0,30	Tabla C.1
Tabiquería			1,00	Art. 2.1(3)
TOTAL ACCIONES PERMANENTES			6,45	

SOLUCIÓN CONSTRUCTIVA: CERRAMIENTO FACHADA	ESPESOR TOTAL (cm)		CARGA (Kn/m ²)	CTE SE-AE
Enfoscado exterior de cemento	2	18kN/m ³ x 0,02m espesor	0,36	Tabla C.1
Hoja exterior, medio pie de ladrillo perforado	12	12kN/m ³ x 0,12m espesor	1,44	Tabla C.1
Cámara de aire intermedia con aislante	4		-	-
Hoja interior, medio pie de ladrillo hueco	12	12kN/m ³ x 0,08m espesor	0,96	Tabla C.1
Guarnecido interior de yeso	2	12kN/m ³ x 0,02m espesor	0,24	Tabla C.1
TOTAL ACCIONES PERMANENTES			3,00	

SOLUCIÓN CONSTRUCTIVA: CARPINTERIA VUELOS	ESPESOR TOTAL (cm)		CARGA (Kn/m ²)	CTE SE-AE
Cerramiento de carpintería para vuelos, compuesta por perfilaría de aluminio y su correspondiente vidrio.			0,35	Tabla C.5
TOTAL ACCIONES PERMANENTES			0,35	

ACCIONES VARIABLES

SOLUCIÓN CONSTRUCTIVA: FORJADO TIPO	CARGA (Kn/m ²)	CTE SE-AE
Sobrecarga superficial en las viviendas	2	Tabla 3.1

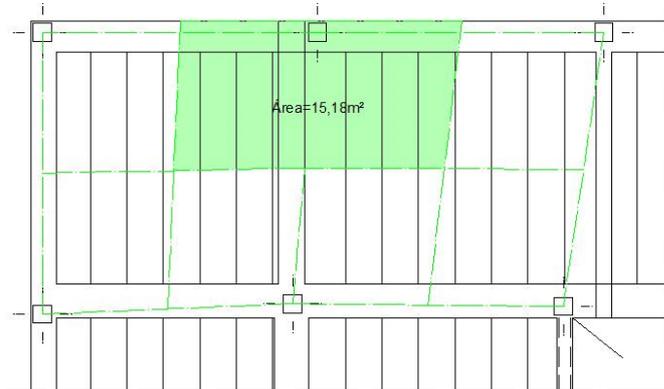
SOLUCIÓN CONSTRUCTIVA: FORJADO CUBIERTA	CARGA (Kn/m ²)	CTE SE-AE
Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente	1	Tabla 3.1

SOLUCIÓN CONSTRUCTIVA: FORJADO SOTANO	CARGA (Kn/m ²)	CTE SE-AE
Sobrecarga superficial sotano, vehiculos ligeros	4	Tabla 3.1

SOLUCIÓN CONSTRUCTIVA: FORJADO LOCAL COMERCIAL	CARGA (Kn/m ²)	CTE SE-AE
Zonas comerciales	5	Tabla 3.1

4.4 Áreas tributarias y determinación de axiles

Forjado techo planta 7 (Cubierta)



Datos generales

Distancia entre forjados $H = 2.55$ m

Longitud cerramiento de fachada $L = 5.38$ m

C_p (Cargas Permanentes)

Forjado Tipo = 6.45 KN/m^2

S_u (Sobrecarga Uso)

Cubierta = 1.00 KN/m^2

Axil característico

$$N_S = ((C_p + S_u) \cdot A_t)$$

$$N_S = ((6.45 + 1.00) \cdot 15.18) = 113.09 \text{ KN}$$

Axil de cálculo

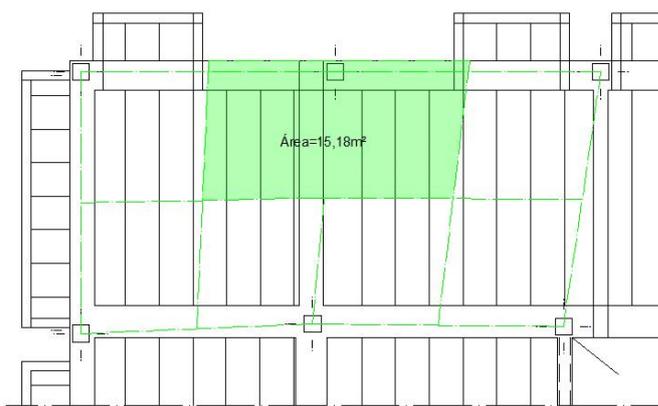
Coefficientes de mayoración

1,35 cargas permanentes

1,50 sobrecargas

$$N_S^* = (((1.35 \cdot C_p) + (1.50 \cdot S_u)) \cdot A_t)$$

$$N_S^* = (((1.35 \cdot 6.45) + (1.50 \cdot 1.00)) \cdot 15.18) = 154.95 \text{ KN}$$

Forjado techo planta 6**Datos generales**

Distancia entre forjados $H = 2.55 \text{ m}$

Longitud cerramiento de fachada $L = 5.38 \text{ m}$

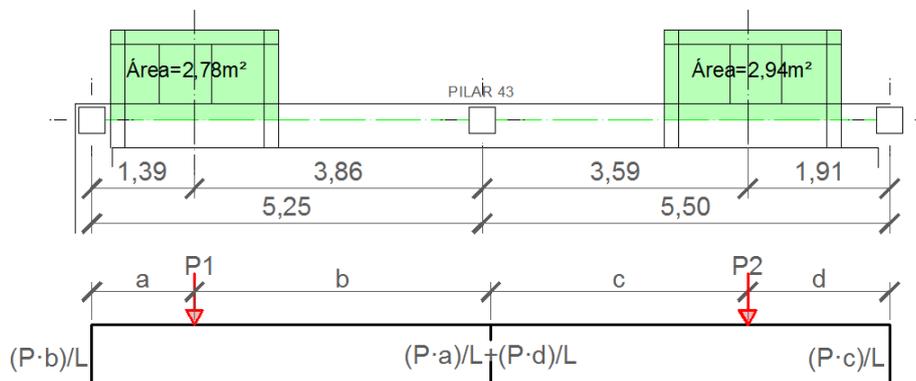
Cp (Cargas Permanentes)

Forjado Tipo $= 6.45 \text{ KN/m}^2$

Cerramiento Fachada $= 3.00 \text{ KN/m}^2$

Su (Sobrecarga Uso)

Viviendas $= 2.00 \text{ KN/m}^2$

Cargas vuelos al pilar 43**Cargas permanentes vuelo**

Forjado 15 cm $= 3.00 \text{ KN/m}^2$

Carpintería $= 0.35 \text{ KN/m}^2$

Su (Sobrecarga Uso) vuelo

Viviendas $= 2.00 \text{ KN/m}^2$

$$P1 = ((Cp + Su) \cdot At) + (Ccarpinteria \cdot L \cdot H)$$

$$P_1 = (6.45 + 2) \cdot 2.78 + (0.35 \cdot 4.25 \cdot 2.55) = 27.28 \text{ KN}$$

$$P_2 = ((C_p + S_u) \cdot A_t) + (C_{\text{carpinteria}} \cdot L \cdot H)$$

$$P_2 = (6.45 + 2) \cdot 2.94 + (0.35 \cdot 4.40 \cdot 2.55) = 28.77 \text{ KN}$$

CARGAS MAYORADAS

$$P_1^* = ((C_p \cdot 1.35 + S_u \cdot 1.50) \cdot A_t) + (C_{\text{carpinteria}} \cdot L \cdot H \cdot 1.35)$$

$$P_1^* = (6.45 \cdot 1.35 + 2 \cdot 1.50) \cdot 2.78 + (0.35 \cdot 4.25 \cdot 2.55 \cdot 1.35) = 37.67 \text{ KN}$$

$$P_2^* = ((C_p \cdot 1.35 + S_u \cdot 1.50) \cdot A_t) + (C_{\text{carpinteria}} \cdot L \cdot H \cdot 1.35)$$

$$P_2^* = (6.45 \cdot 1.35 + 2 \cdot 1.50) \cdot 2.94 + (0.35 \cdot 4.40 \cdot 2.55 \cdot 1.35) = 39.72 \text{ KN}$$

$$N \text{ Vuelos en P43} = \frac{P_1 \cdot a}{L} + \frac{P_2 \cdot d}{L} = \frac{27.28 \cdot 1.39}{5.25} + \frac{28.77 \cdot 1.91}{5.50} = 17.21 \text{ KN}$$

$$N^* \text{ Axil Vuelos en P43} = \frac{P_1^* \cdot a}{L} + \frac{P_2^* \cdot d}{L} = \frac{37.67 \cdot 1.39}{5.25} + \frac{39.72 \cdot 1.91}{5.50} = 23.76 \text{ KN}$$

Cargas acumuladas planta 7

$$N_s = 113.09 \text{ KN/m}^2$$

$$N_s^* = 154.95 \text{ KN/m}^2$$

Axil característico

$$N_s = ((C_p + S_u) \cdot A_t) + (C \cdot H \cdot L) + N \text{ vuelos} + N \text{ planta 7}$$

$$N_s = ((6.45 + 2) \cdot 15.18) + (3.00 \cdot 2.55 \cdot 5.38) + 17.21 + 113.09 = 299.73 \text{ KN}$$

Axil de cálculo

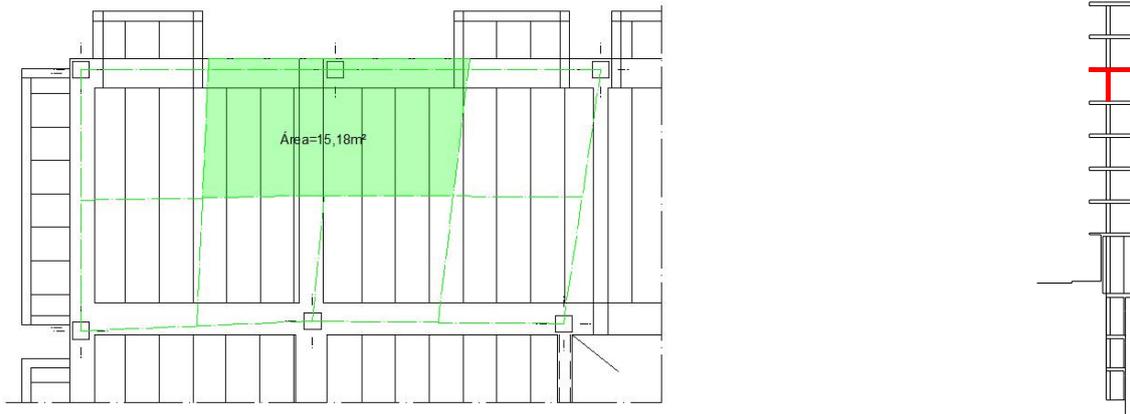
Coefficientes de mayoración

1,35 cargas permanentes

1,50 sobrecargas

$$N_s^* = ((C_p \cdot 1.35 + S_u \cdot 1.50) \cdot A_t) + (C_f \cdot H \cdot L \cdot 1.35) + N^* \text{ vuelos} + N^* \text{ planta 7}$$

$$N_s^* = ((6.45 \cdot 1.35 + 2 \cdot 1.50) \cdot 15.18) + (3.00 \cdot 2.55 \cdot 5.38 \cdot 1.35) + 154.95 + 23.76 = 411.99 \text{ KN}$$

Forjado techo planta 5**Datos generales**

Distancia entre forjados $H = 2.55 \text{ m}$

Longitud cerramiento de fachada $L = 5.38 \text{ m}$

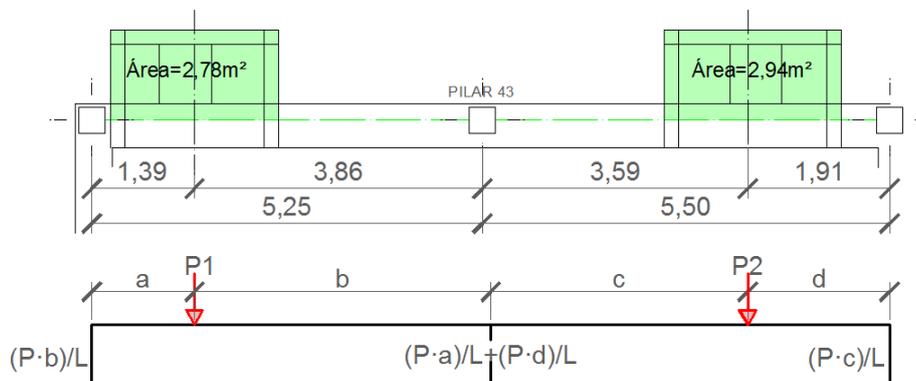
Cp (Cargas Permanentes)

Forjado Tipo $= 6.45 \text{ KN/m}^2$

Cerramiento Fachada $= 3.00 \text{ KN/m}^2$

Su (Sobrecarga Uso)

Viviendas $= 2.00 \text{ KN/m}^2$

Cargas vuelos al pilar 43**Cargas permanentes vuelo**

Forjado 15 cm $= 3.00 \text{ KN/m}^2$

Carpintería $= 0.35 \text{ KN/m}^2$

Su (Sobrecarga Uso) vuelo

Viviendas $= 2.00 \text{ KN/m}^2$

$$P1 = ((Cp + Su) \cdot At) + (Ccarpinteria \cdot L \cdot H)$$

$$P_1 = (6.45 + 2) \cdot 2.78 + (0.35 \cdot 4.25 \cdot 2.55) = 27.28 \text{ KN}$$

$$P_2 = ((C_p + S_u) \cdot A_t) + (C_{\text{carpinteria}} \cdot L \cdot H)$$

$$P_2 = (6.45 + 2) \cdot 2.94 + (0.35 \cdot 4.40 \cdot 2.55) = 28.77 \text{ KN}$$

CARGAS MAYORADAS

$$P_1^* = ((C_p \cdot 1.35 + S_u \cdot 1.50) \cdot A_t) + (C_{\text{carpinteria}} \cdot L \cdot H \cdot 1.35)$$

$$P_1^* = (6.45 \cdot 1.35 + 2 \cdot 1.50) \cdot 2.78 + (0.35 \cdot 4.25 \cdot 2.55 \cdot 1.35) = 37.67 \text{ KN}$$

$$P_2^* = ((C_p \cdot 1.35 + S_u \cdot 1.50) \cdot A_t) + (C_{\text{carpinteria}} \cdot L \cdot H \cdot 1.35)$$

$$P_2^* = (6.45 \cdot 1.35 + 2 \cdot 1.50) \cdot 2.94 + (0.35 \cdot 4.40 \cdot 2.55 \cdot 1.35) = 39.72 \text{ KN}$$

$$N \text{ Vuelos en P43} = \frac{P_1 \cdot a}{L} + \frac{P_2 \cdot d}{L} = \frac{27.28 \cdot 1.39}{5.25} + \frac{28.77 \cdot 1.91}{5.50} = 17.21 \text{ KN}$$

$$N^* \text{ Axil Vuelos en P43} = \frac{P_1^* \cdot a}{L} + \frac{P_2^* \cdot d}{L} = \frac{37.67 \cdot 1.39}{5.25} + \frac{39.72 \cdot 1.91}{5.50} = 23.76 \text{ KN}$$

Cargas acumuladas plantas 6 y 7

$$N_s = 299.73 \text{ KN/m}^2$$

$$N_s^* = 411.99 \text{ KN/m}^2$$

Axil característico

$$N_s = ((C_p + S_u) \cdot A_t) + (C_f \cdot H \cdot L) + N \text{ vuelos} + N \text{ plantas 6 y 7}$$

$$N_s = ((6.45 + 2) \cdot 15.18) + (3.00 \cdot 2.55 \cdot 5.38) + 17.21 + 299.73 = 486.37 \text{ KN}$$

Axil de cálculo

Coefficientes de mayoración

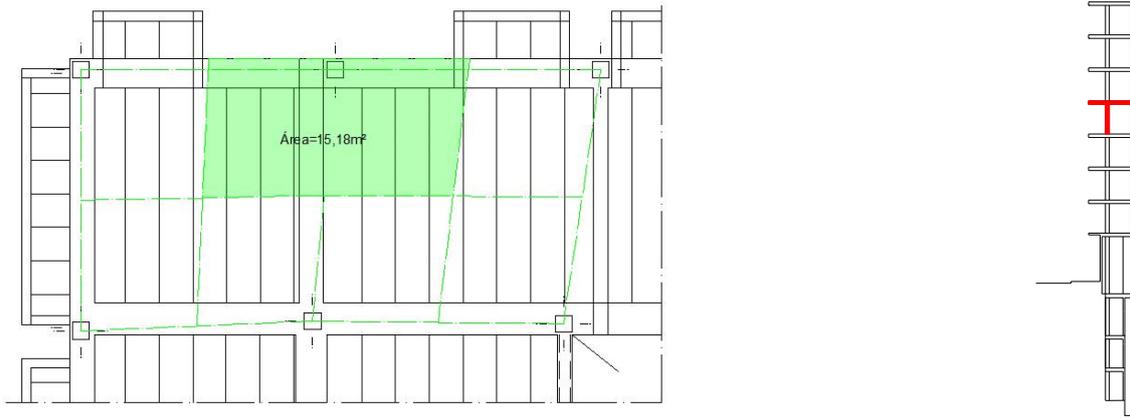
1,35 cargas permanentes

1,50 sobrecargas

$$N_s^* = ((C_p \cdot 1.35 + S_u \cdot 1.50) \cdot A_t) + (C_f \cdot H \cdot L \cdot 1.35) + N^* \text{ vuelos} + N^* \text{ planta 6 y 7}$$

$$N_s^* = ((6.45 \cdot 1.35 + 2 \cdot 1.50) \cdot 15.18) + (3.00 \cdot 2.55 \cdot 5.38 \cdot 1.35) + 23.76 + 411.99 = 669.03 \text{ KN}$$

Forjado techo planta 4



Datos generales

Distancia entre forjados $H = 2.55 \text{ m}$

Longitud cerramiento de fachada $L = 5.38 \text{ m}$

Cp (Cargas Permanentes)

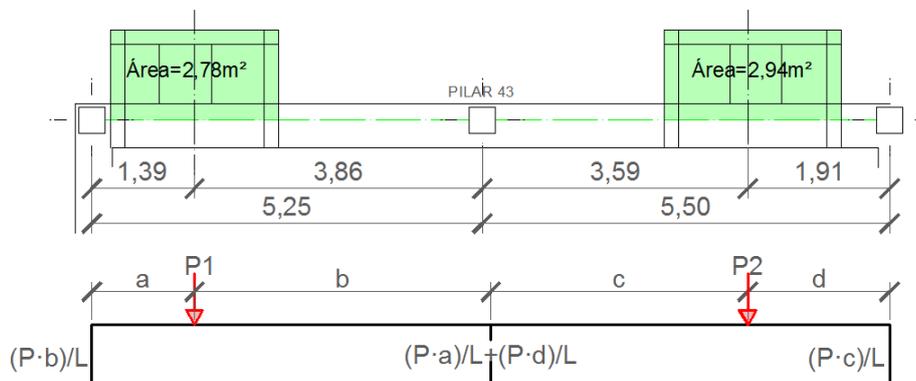
Forjado Tipo $= 6.45 \text{ KN/m}^2$

Cerramiento Fachada $= 3.00 \text{ KN/m}^2$

Su (Sobrecarga Uso)

Viviendas $= 2.00 \text{ KN/m}^2$

Cargas vuelos al pilar 43



Cargas permanentes vuelo

Forjado 15 cm $= 3.00 \text{ KN/m}^2$

Carpintería $= 0.35 \text{ KN/m}^2$

Su (Sobrecarga Uso) vuelo

Viviendas $= 2.00 \text{ KN/m}^2$

$$P_1 = ((C_p + S_u) \cdot A_t) + (C_{carpinteria} \cdot L \cdot H)$$

$$P_1 = (6.45 + 2) \cdot 2.78 + (0.35 \cdot 4.25 \cdot 2.55) = 27.28 \text{ KN}$$

$$P_2 = ((C_p + S_u) \cdot A_t) + (C_{carpinteria} \cdot L \cdot H)$$

$$P_2 = (6.45 + 2) \cdot 2.94 + (0.35 \cdot 4.40 \cdot 2.55) = 28.77 \text{ KN}$$

CARGAS MAYORADAS

$$P_1^* = ((C_p \cdot 1.35 + S_u \cdot 1.50) \cdot A_t) + (C_{carpinteria} \cdot L \cdot H \cdot 1.35)$$

$$P_1^* = (6.45 \cdot 1.35 + 2 \cdot 1.50) \cdot 2.78 + (0.35 \cdot 4.25 \cdot 2.55 \cdot 1.35) = 37.67 \text{ KN}$$

$$P_2^* = ((C_p \cdot 1.35 + S_u \cdot 1.50) \cdot A_t) + (C_{carpinteria} \cdot L \cdot H \cdot 1.35)$$

$$P_2^* = (6.45 \cdot 1.35 + 2 \cdot 1.50) \cdot 2.94 + (0.35 \cdot 4.40 \cdot 2.55 \cdot 1.35) = 39.72 \text{ KN}$$

$$N \text{ Vuelos en P43} = \frac{P_1 \cdot a}{L} + \frac{P_2 \cdot d}{L} = \frac{27.28 \cdot 1.39}{5.25} + \frac{28.77 \cdot 1.91}{5.50} = 17.21 \text{ KN}$$

$$N^* \text{ Axil Vuelos en P43} = \frac{P_1^* \cdot a}{L} + \frac{P_2^* \cdot d}{L} = \frac{37.67 \cdot 1.39}{5.25} + \frac{39.72 \cdot 1.91}{5.50} = 23.76 \text{ KN}$$

Cargas acumuladas plantas 5, 6 y 7

$$N_s = 486.37 \text{ KN/m}^2$$

$$N_s^* = 669.03 \text{ KN/m}^2$$

Axil característico

$$N_s = ((C_p + S_u) \cdot A_t) + (C_f \cdot H \cdot L) + N \text{ vuelos} + N \text{ plantas 5, 6 y 7}$$

$$N_s = ((6.45 + 2) \cdot 15.18) + (3.00 \cdot 2.55 \cdot 5.38) + 17.21 + 486.37 = 673.01 \text{ KN}$$

Axil de cálculo

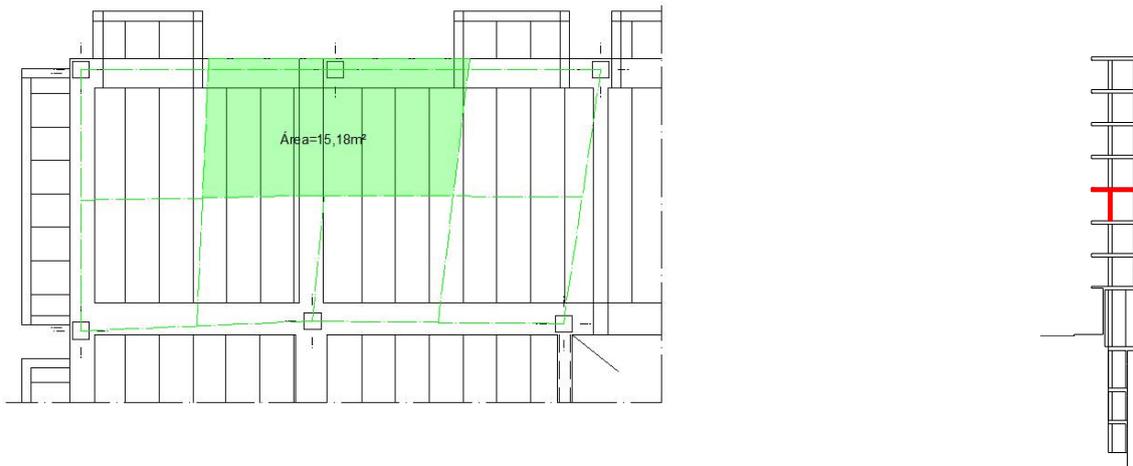
Coefficientes de mayoración

1,35 cargas permanentes

1,50 sobrecargas

$$N_s^* = ((C_p \cdot 1.35 + S_u \cdot 1.50) \cdot A_t) + (C_f \cdot H \cdot L \cdot 1.35) + N^* \text{ vuelos} + N^* \text{ planta 5, 6 y 7}$$

$$N_s^* = ((6.45 \cdot 1.35 + 2 \cdot 1.50) \cdot 15.18) + (3.00 \cdot 2.55 \cdot 5.38 \cdot 1.35) + 23.76 + 669.03 = 926.08 \text{ KN}$$

Forjado techo planta 3**Datos generales**

Distancia entre forjados $H = 2.55 \text{ m}$

Longitud cerramiento de fachada $L = 5.38 \text{ m}$

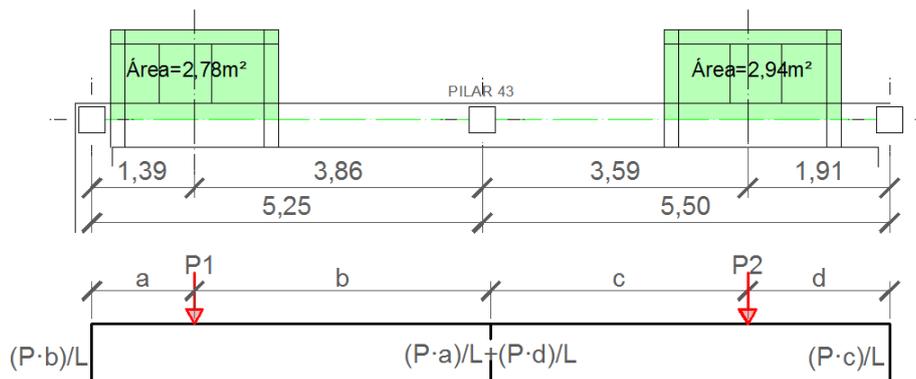
Cp (Cargas Permanentes)

Forjado Tipo $= 6.45 \text{ KN/m}^2$

Cerramiento Fachada $= 3.00 \text{ KN/m}^2$

Su (Sobrecarga Uso)

Viviendas $= 2.00 \text{ KN/m}^2$

Cargas vuelos al pilar 43**Cargas permanentes vuelo**

Forjado 15 cm $= 3.00 \text{ KN/m}^2$

Carpintería $= 0.35 \text{ KN/m}^2$

Su (Sobrecarga Uso) vuelo

Viviendas $= 2.00 \text{ KN/m}^2$

$$P_1 = ((Cp + Su) \cdot At) + (Ccarpinteria \cdot L \cdot H)$$

$$P_1 = (6.45 + 2) \cdot 2.78 + (0.35 \cdot 4.25 \cdot 2.55) = 27.28 \text{ KN}$$

$$P_2 = ((Cp + Su) \cdot At) + (Ccarpinteria \cdot L \cdot H)$$

$$P_2 = (6.45 + 2) \cdot 2.94 + (0.35 \cdot 4.40 \cdot 2.55) = 28.77 \text{ KN}$$

CARGAS MAYORADAS

$$P_1^* = ((Cp \cdot 1.35 + Su \cdot 1.50) \cdot At) + (Ccarpinteria \cdot L \cdot H \cdot 1.35)$$

$$P_1^* = (6.45 \cdot 1.35 + 2 \cdot 1.50) \cdot 2.78 + (0.35 \cdot 4.25 \cdot 2.55 \cdot 1.35) = 37.67 \text{ KN}$$

$$P_2^* = ((Cp \cdot 1.35 + Su \cdot 1.50) \cdot At) + (Ccarpinteria \cdot L \cdot H \cdot 1.35)$$

$$P_2^* = (6.45 \cdot 1.35 + 2 \cdot 1.50) \cdot 2.94 + (0.35 \cdot 4.40 \cdot 2.55 \cdot 1.35) = 39.72 \text{ KN}$$

$$N \text{ Vuelos en P43} = \frac{P_1 \cdot a}{L} + \frac{P_2 \cdot d}{L} = \frac{27.28 \cdot 1.39}{5.25} + \frac{28.77 \cdot 1.91}{5.50} = 17.21 \text{ KN}$$

$$N^* \text{ Axil Vuelos en P43} = \frac{P_1^* \cdot a}{L} + \frac{P_2^* \cdot d}{L} = \frac{37.67 \cdot 1.39}{5.25} + \frac{39.72 \cdot 1.91}{5.50} = 23.76 \text{ KN}$$

Cargas acumuladas plantas 4, 5, 6 y 7

$$N_s = 673.01 \text{ KN/m}^2$$

$$N_s^* = 926.08 \text{ KN/m}^2$$

Axil característico

$$N_s = ((Cp + Su) \cdot At) + (Cf \cdot H \cdot L) + N \text{ vuelos} + N \text{ plantas 4,5,6 y 7}$$

$$N_s = ((6.45 + 2) \cdot 15.18) + (3.00 \cdot 2.55 \cdot 5.38) + 17.21 + 673.01 = 859.64 \text{ KN}$$

Axil de cálculo

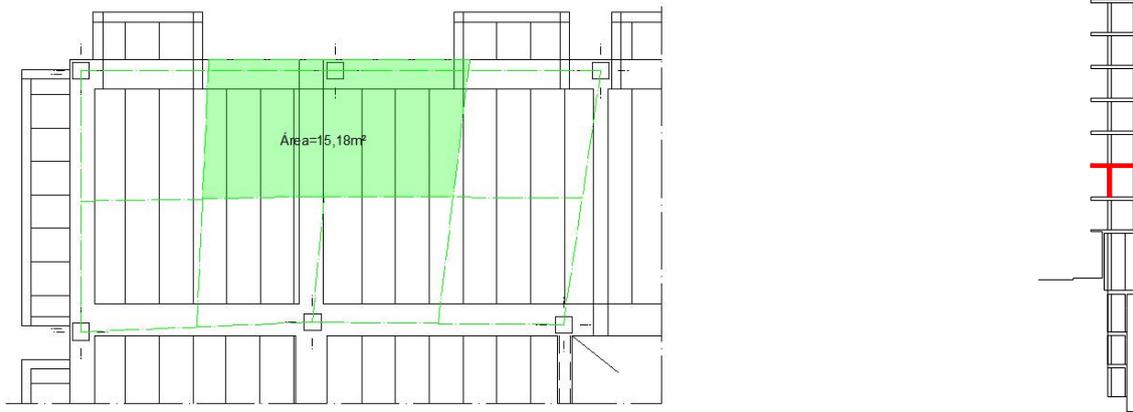
Coefficientes de mayoración

1,35 cargas permanentes

1,50 sobrecargas

$$N_s^* = ((Cp \cdot 1.35 + Su \cdot 1.50) \cdot At) + (Cf \cdot H \cdot L \cdot 1.35) + N^* \text{ vuelos} \\ + N^* \text{ planta 4,5,6 y 7}$$

$$N_s^* = ((6.45 \cdot 1.35 + 2 \cdot 1.50) \cdot 15.18) + (3.00 \cdot 2.55 \cdot 5.38 \cdot 1.35) + 23.76 + 926.08 \\ = 1183.12 \text{ KN}$$

Forjado techo planta 2**Datos generales**

Distancia entre forjados $H = 2.55 \text{ m}$

Longitud cerramiento de fachada $L = 5.38 \text{ m}$

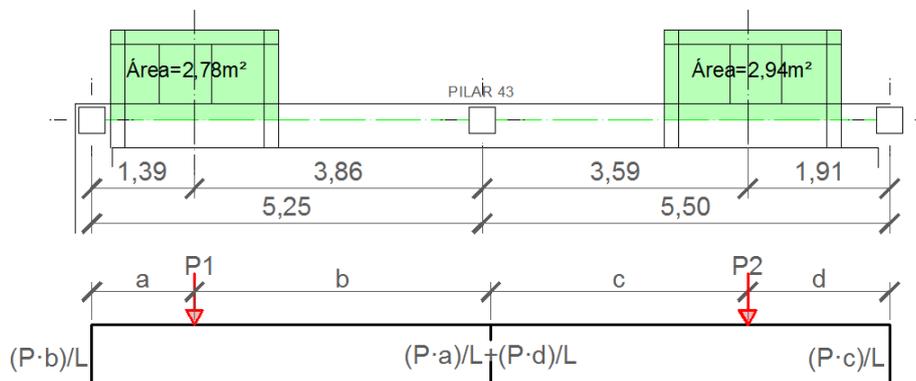
Cp (Cargas Permanentes)

Forjado Tipo $= 6.45 \text{ KN/m}^2$

Cerramiento Fachada $= 3.00 \text{ KN/m}^2$

Su (Sobrecarga Uso)

Viviendas $= 2.00 \text{ KN/m}^2$

Cargas vuelos al pilar 43**Cargas permanentes vuelo**

Forjado 15 cm $= 3.00 \text{ KN/m}^2$

Carpintería $= 0.35 \text{ KN/m}^2$

Su (Sobrecarga Uso) vuelo

Viviendas $= 2.00 \text{ KN/m}^2$

$$P1 = ((Cp + Su) \cdot At) + (Ccarpinteria \cdot L \cdot H)$$

$$P_1 = (6.45 + 2) \cdot 2.78 + (0.35 \cdot 4.25 \cdot 2.55) = 27.28 \text{ KN}$$

$$P_2 = ((Cp + Su) \cdot At) + (Ccarpinteria \cdot L \cdot H)$$

$$P_2 = (6.45 + 2) \cdot 2.94 + (0.35 \cdot 4.40 \cdot 2.55) = 28.77 \text{ KN}$$

CARGAS MAYORADAS

$$P1^* = ((Cp \cdot 1.35 + Su \cdot 1.50) \cdot At) + (Ccarpinteria \cdot L \cdot H \cdot 1.35)$$

$$P_1^* = (6.45 \cdot 1.35 + 2 \cdot 1.50) \cdot 2.78 + (0.35 \cdot 4.25 \cdot 2.55 \cdot 1.35) = 37.67 \text{ KN}$$

$$P2^* = ((Cp \cdot 1.35 + Su \cdot 1.50) \cdot At) + (Ccarpinteria \cdot L \cdot H \cdot 1.35)$$

$$P_2^* = (6.45 \cdot 1.35 + 2 \cdot 1.50) \cdot 2.94 + (0.35 \cdot 4.40 \cdot 2.55 \cdot 1.35) = 39.72 \text{ KN}$$

$$N \text{ Vuelos en P43} = \frac{P_1 \cdot a}{L} + \frac{P_2 \cdot d}{L} = \frac{27.28 \cdot 1.39}{5.25} + \frac{28.77 \cdot 1.91}{5.50} = 17.21 \text{ KN}$$

$$N^* \text{ Axil Vuelos en P43} = \frac{P_1^* \cdot a}{L} + \frac{P_2^* \cdot d}{L} = \frac{37.67 \cdot 1.39}{5.25} + \frac{39.72 \cdot 1.91}{5.50} = 23.76 \text{ KN}$$

Cargas acumuladas plantas 3, 4, 5, 6 y 7

$$N_s = 859.64 \text{ KN/m}^2$$

$$N_s^* = 1183.12 \text{ KN/m}^2$$

Axil característico

$$N_s = ((Cp + Su) \cdot At) + (Cf \cdot H \cdot L) + N \text{ vuelos} + N \text{ plantas 3,4,5,6 y 7}$$

$$N_s = ((6.45 + 2) \cdot 15.18) + (3.00 \cdot 2.55 \cdot 5.38) + 17.21 + 859.64 = 1046.28 \text{ KN}$$

Axil de cálculo

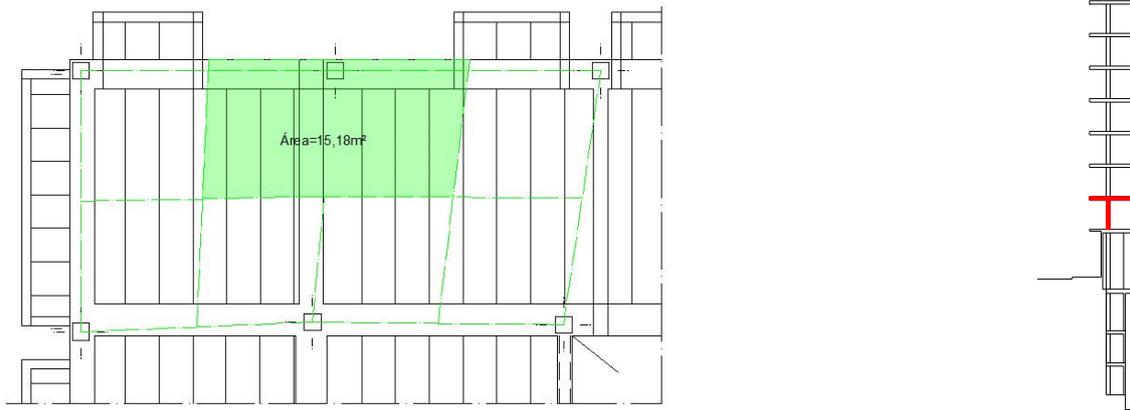
Coefficientes de mayoración

1,35 cargas permanentes

1,50 sobrecargas

$$N_s^* = ((Cp \cdot 1.35 + Su \cdot 1.50) \cdot At) + (Cf \cdot H \cdot L \cdot 1.35) + N^* \text{ vuelos} \\ + N^* \text{ planta 3,4,5,6 y 7}$$

$$N_s^* = ((6.45 \cdot 1.35 + 2 \cdot 1.50) \cdot 15.18) + (3.00 \cdot 2.55 \cdot 5.38 \cdot 1.35) + 23.76 + 1183.12 \\ = 1440.16 \text{ KN}$$

Forjado techo planta 1**Datos generales**

Distancia entre forjados $H = 2.55 \text{ m}$

Longitud cerramiento de fachada $L = 5.38 \text{ m}$

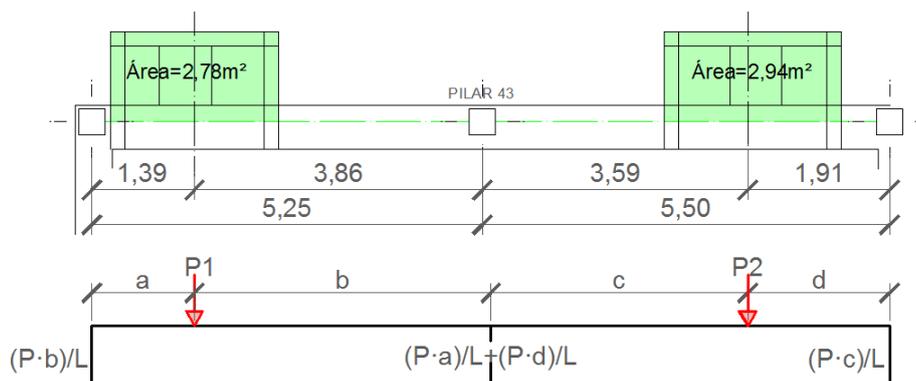
Cp (Cargas Permanentes)

Forjado Tipo = 6.45 KN/m^2

Cerramiento Fachada = 3.00 KN/m^2

Su (Sobrecarga Uso)

Viviendas = 2.00 KN/m^2

Cargas vuelos al pilar 43**Cargas permanentes vuelo**

Forjado 15 cm = 3.00 KN/m^2

Carpintería = 0.35 KN/m^2

Su (Sobrecarga Uso) vuelo

Viviendas = 2.00 KN/m^2

$$P_1 = ((C_p + S_u) \cdot A_t) + (C_{carpinteria} \cdot L \cdot H)$$

$$P_1 = (6.45 + 2) \cdot 2.78 + (0.35 \cdot 4.25 \cdot 2.55) = 27.28 \text{ KN}$$

$$P_2 = ((C_p + S_u) \cdot A_t) + (C_{carpinteria} \cdot L \cdot H)$$

$$P_2 = (6.45 + 2) \cdot 2.94 + (0.35 \cdot 4.40 \cdot 2.55) = 28.77 \text{ KN}$$

CARGAS MAYORADAS

$$P_1^* = ((C_p \cdot 1.35 + S_u \cdot 1.50) \cdot A_t) + (C_{carpinteria} \cdot L \cdot H \cdot 1.35)$$

$$P_1^* = (6.45 \cdot 1.35 + 2 \cdot 1.50) \cdot 2.78 + (0.35 \cdot 4.25 \cdot 2.55 \cdot 1.35) = 37.67 \text{ KN}$$

$$P_2^* = ((C_p \cdot 1.35 + S_u \cdot 1.50) \cdot A_t) + (C_{carpinteria} \cdot L \cdot H \cdot 1.35)$$

$$P_2^* = (6.45 \cdot 1.35 + 2 \cdot 1.50) \cdot 2.94 + (0.35 \cdot 4.40 \cdot 2.55 \cdot 1.35) = 39.72 \text{ KN}$$

$$N_{\text{Vuelos en P43}} = \frac{P_1 \cdot a}{L} + \frac{P_2 \cdot d}{L} = \frac{27.28 \cdot 1.39}{5.25} + \frac{28.77 \cdot 1.91}{5.50} = 17.21 \text{ KN}$$

$$N^*_{\text{Axil Vuelos en P43}} = \frac{P_1^* \cdot a}{L} + \frac{P_2^* \cdot d}{L} = \frac{37.67 \cdot 1.39}{5.25} + \frac{39.72 \cdot 1.91}{5.50} = 23.76 \text{ KN}$$

Cargas acumuladas plantas 2, 3, 4, 5, 6 y 7

$$N_s = 1046.28 \text{ KN/m}^2$$

$$N_s^* = 1440.16 \text{ KN/m}^2$$

Axil característico

$$N_s = ((C_p + S_u) \cdot A_t) + (C_f \cdot H \cdot L) + N_{\text{vuelos}} + N_{\text{plantas 2,3,4,5,6 y 7}}$$

$$N_s = ((6.45 + 2) \cdot 15.18) + (3.00 \cdot 2.55 \cdot 5.38) + 17.21 + 1046.28 = 1232.92 \text{ KN}$$

Axil de cálculo

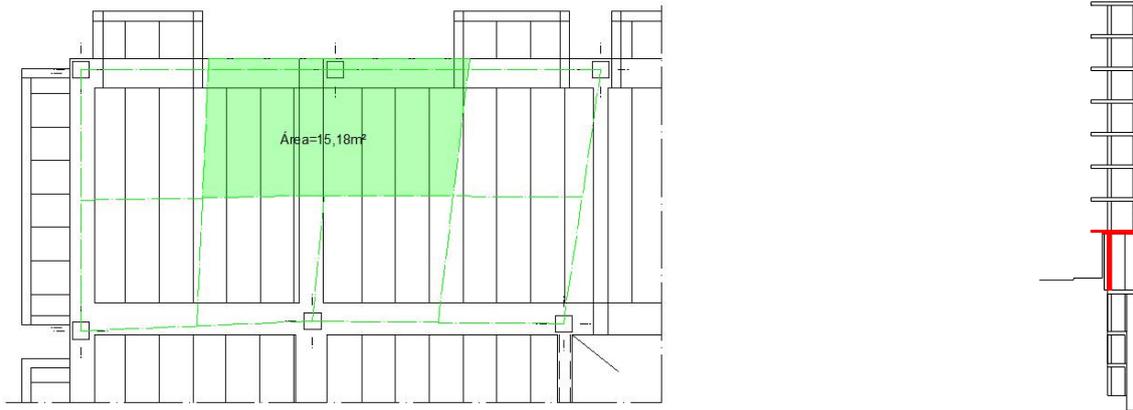
Coefficientes de mayoración

1,35 cargas permanentes

1,50 sobrecargas

$$N_s^* = ((C_p \cdot 1.35 + S_u \cdot 1.50) \cdot A_t) + (C_f \cdot H \cdot L \cdot 1.35) + N^*_{\text{vuelos}} + N^*_{\text{planta 2,3,4,5,6 y 7}}$$

$$N_s^* = ((6.45 \cdot 1.35 + 2 \cdot 1.50) \cdot 15.18) + (3.00 \cdot 2.55 \cdot 5.38 \cdot 1.35) + 23.76 + 1440.16 = 1697.20 \text{ KN}$$

Forjado techo planta Baja**Datos generales**

Distancia entre forjados $H = 2.55 \text{ m}$

Longitud cerramiento de fachada $L = 5.38 \text{ m}$

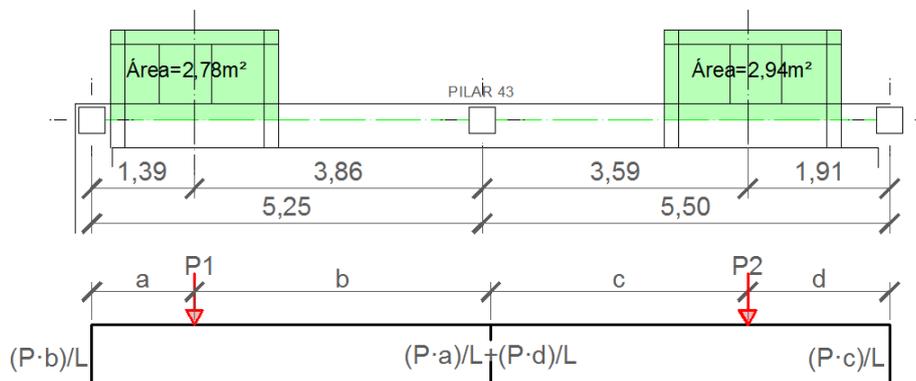
Cp (Cargas Permanentes)

Forjado Tipo $= 6.45 \text{ KN/m}^2$

Cerramiento Fachada $= 3.00 \text{ KN/m}^2$

Su (Sobrecarga Uso)

Viviendas $= 2.00 \text{ KN/m}^2$

Cargas vuelos al pilar 43**Cargas permanentes vuelo**

Forjado 15 cm $= 3.00 \text{ KN/m}^2$

Carpintería $= 0.35 \text{ KN/m}^2$

Su (Sobrecarga Uso) vuelo

Viviendas $= 2.00 \text{ KN/m}^2$

$$P1 = ((Cp + Su) \cdot At) + (Ccarpinteria \cdot L \cdot H)$$

$$P_1 = (6.45 + 2) \cdot 2.78 + (0.35 \cdot 4.25 \cdot 2.55) = 27.28 \text{ KN}$$

$$P_2 = ((Cp + Su) \cdot At) + (Ccarpinteria \cdot L \cdot H)$$

$$P_2 = (6.45 + 2) \cdot 2.94 + (0.35 \cdot 4.40 \cdot 2.55) = 28.77 \text{ KN}$$

CARGAS MAYORADAS

$$P1^* = ((Cp \cdot 1.35 + Su \cdot 1.50) \cdot At) + (Ccarpinteria \cdot L \cdot H \cdot 1.35)$$

$$P_1^* = (6.45 \cdot 1.35 + 2 \cdot 1.50) \cdot 2.78 + (0.35 \cdot 4.25 \cdot 2.55 \cdot 1.35) = 37.67 \text{ KN}$$

$$P2^* = ((Cp \cdot 1.35 + Su \cdot 1.50) \cdot At) + (Ccarpinteria \cdot L \cdot H \cdot 1.35)$$

$$P_2^* = (6.45 \cdot 1.35 + 2 \cdot 1.50) \cdot 2.94 + (0.35 \cdot 4.40 \cdot 2.55 \cdot 1.35) = 39.72 \text{ KN}$$

$$N \text{ Vuelos en P43} = \frac{P_1 \cdot a}{L} + \frac{P_2 \cdot d}{L} = \frac{27.28 \cdot 1.39}{5.25} + \frac{28.77 \cdot 1.91}{5.50} = 17.21 \text{ KN}$$

$$N^* \text{ Axil Vuelos en P43} = \frac{P_1^* \cdot a}{L} + \frac{P_2^* \cdot d}{L} = \frac{37.67 \cdot 1.39}{5.25} + \frac{39.72 \cdot 1.91}{5.50} = 23.76 \text{ KN}$$

Cargas acumuladas plantas 1, 2, 3, 4, 5, 6 y 7

$$N_s = 1232.92 \text{ KN/m}^2$$

$$N_s^* = 1697.20 \text{ KN/m}^2$$

Axil característico

$$N_s = ((Cp + Su) \cdot At) + (Cf \cdot H \cdot L) + N \text{ vuelos} + N \text{ plantas 1,2,3,4,5, 6 y 7}$$

$$N_s = ((6.45 + 2) \cdot 15.18) + (3.00 \cdot 2.55 \cdot 5.38) + 17.21 + 1232.92 = 1419.56 \text{ KN}$$

Axil de cálculo

Coefficientes de mayoración

1,35 cargas permanentes

1,50 sobrecargas

$$N_s^* = ((Cp \cdot 1.35 + Su \cdot 1.50) \cdot At) + (Cf \cdot H \cdot L \cdot 1.35) + N^* \text{ vuelos} \\ + N^* \text{ planta 1,2,3,4,5, 6 y 7}$$

$$N_s^* = ((6.45 \cdot 1.35 + 2 \cdot 1.50) \cdot 15.18) + (3.00 \cdot 2.55 \cdot 5.38 \cdot 1.35) + 23.76 + 1697.20 \\ = 1954.24 \text{ KN}$$

*Nota: no se sigue el cálculo de las plantas inferiores a causa de que son muros de sótano.

Cuadro resumen de axiles

	PLANTA	AREA	CP	CP FACHADA	CV	VUELO	VUELO MAYORADO	AXIL x PLANTA	AXIL CARACTERISTICO	AXIL CALCULO
PILARES	7	15,18	6,45		1			113,091	113,09	154,95
	6	15,18	6,45	41,16	2	17,21	23,76	186,638	299,73	411,99
	5	15,18	6,45	41,16	2	17,21	23,76	186,638	486,37	669,03
	4	15,18	6,45	41,16	2	17,21	23,76	186,638	673,01	926,08
	3	15,18	6,45	41,16	2	17,21	23,76	186,638	859,64	1183,12
	2	15,18	6,45	41,16	2	17,21	23,76	186,638	1046,28	1440,16
	1	15,18	6,45	41,16	2	17,21	23,76	186,638	1232,92	1697,20
	PB	15,18	6,45	41,16	2	17,21	23,76	186,638	1419,56	1954,24

4.5 Dimensionado

Tras la obtención de los axiles de cálculo, el siguiente paso a seguir será el dimensionamiento del pilar, la metodología de cálculo será la recogida en la Instrucción del Hormigón Estructural EHE-08, dentro de su Anejo 7: Cálculo simplificado de secciones en Estado Límite de Agotamiento frente a solicitaciones normales, en el apartado 5: Dimensionamiento y comprobación de secciones rectangulares sometidas a flexión compuesta recta. Armadura simétrica dispuesta en dos capas con recubrimientos iguales.

En primer lugar nos centraremos en el dimensionamiento, apartado 5.1 del Anejo 7, ya que en este capítulo tratamos la metodología semi-probabilista, deberemos de realizar los cálculos por este procedimiento y finalmente la comprobación, que se tratará en el siguiente capítulo, con el cálculo mediante la metodología probabilista.

Respecto al dimensionamiento la instrucción recoge:

EHE-08

DIMENSIONADO DE SECCIONES RECTANGULARES SOMETIDAS A FLEXION COMPUESTA RECTA

Armaduras simétricas dispuestas en dos caras con recubrimientos iguales

A compresión:

CASO A:

$$0 \leq Nd \leq 0.5U_0$$

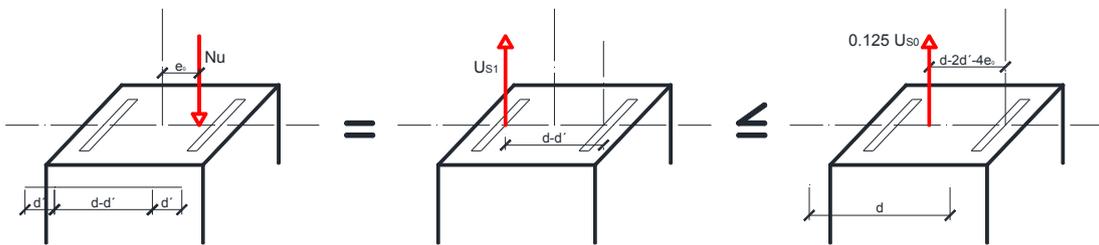
$$U_{S1} = U_{S2} = \frac{M_d}{d - d'} + \frac{Nd \cdot d}{d - d'} \left(1 - \frac{Nd}{2 \cdot U_0} \right)$$

CASO B:

$$Nd > 0.5 \cdot U_0$$

$$U_{S1} = U_{S2} = \frac{M_d}{d - d'} + \frac{Nd}{d - d'} - \alpha \frac{U_0 \cdot d}{d - d'}$$

$$\alpha = \frac{0.480m_1 - 0.375m_2}{m_1 - m_2} \neq 0.5 \left(1 - \left(\frac{d'}{d} \right)^2 \right)$$



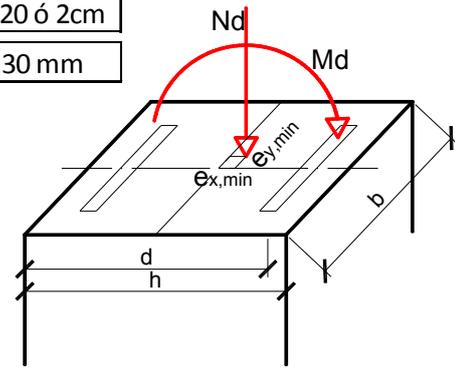
Datos empleados para el cálculo:

AXILES PILAR 43			
	PLANTA	Ns	Nd
PILAR 43	7	113,09	154,95
	6	299,73	411,99
	5	486,37	669,03
	4	673,01	926,08
	3	859,64	1183,12
	2	1046,28	1440,16
	1	1232,92	1697,20
	PB	1419,56	1954,24

Excentricidad min	h/20 ó 2cm
-------------------	------------

Recubrimiento	30 mm
---------------	-------

DIMENSIONES PILAR		CANTO UTIL
250	250	220
300	300	270
350	350	320



$$e_{min} = h/20 \text{ ó } 2cm$$

DIMENSIONADO. $\begin{cases} \text{CASO A } 0 \leq Nd \leq 0,5U_0 \\ \text{CASO B } Nd > 0,5 U_0 \end{cases}$

VALORES DE CÁLCULO	
$f_{cd} = \frac{25}{1,5}$	16,66 N/mm ²
$f_{yd} = \frac{500}{1,15}$	434,78 N/mm ²

RESISTENCIAS	
HORMIGÓN	25 N/mm ²
ACERO	500 N/mm ²

*Se comienza el cálculo al igual que la determinación de los axiles, por la séptima planta.

Se comienza por la planta séptima, considerando una sección mínima de pilar 25 x 25, y una excentricidad mínima de 2cm, el recubrimiento de la armadura 3cm.

Calculamos $U_0 = f_{cd} \cdot b \cdot d$ y comprobamos si $U_0 \cdot 0.5$ es mayor o menor que el axil de la propia planta para determinar el caso en el que nos situamos, y calcular las capacidades mecánicas U_{s1} y U_{s2} resultantes del dimensionamiento.

PLANTA SÉPTIMA	Pilar 25 x 25		Momento Md	3,10 mKN	constructiv
			d	0,22 m	4Ø12
			d'	0,03 m	196,69 KN
	U ₀ (N)	916300			4,52 cm ²
	U ₀ (kN)	916,30			
	U ₀ · 0,5	458,15 > Nd	CASO A	$U_{s1} = U_{s2} = \frac{M_d}{d-d'} + \frac{N_d}{2} - \frac{N_d d}{d-d'} \left(1 - \frac{N_d}{2U_0}\right) =$	-70,46 KN
				$A_{s,min} = \frac{U_{s1}}{f_{yd}} =$	-1,62 cm ²

PLANTA SEXTA	Pilar 25 x 25		Momento M_d	8,24 mKN	constructiv
			d	0,22 m	
	U_0 (N)	916300	d'	0,03 m	196,69 KN
	U_0 (kN)	916,3			
$U_0 \cdot 0,5$		458,15 > N_d	CASO A	$U_{S1} = U_{S2} = \frac{M_d}{d - d'} + \frac{N_d}{2} - \frac{N_d d}{d - d'} \left(1 - \frac{N_d}{2U_0}\right) = -120,43 \text{ KN}$	
				$A_{s,min} = \frac{U_{S1}}{f_{yd}} = -2,77 \text{ cm}^2$	

PLANTA QUINTA	Pilar 25 x 25		Momento M_d	13,38 mKN	constructiv
			d	0,22 m	
	U_0 (N)	916300	d'	0,03 m	196,69 KN
	U_0 (kN)	916,30			
$U_0 \cdot 0,5$		458,15 < N_d	CASO B	$U_{S1} = U_{S2} = \frac{M_d}{d - d'} + \frac{N_d}{2} - \alpha \frac{U_0 d}{d - d'} = -115,68 \text{ KN}$	
$\alpha = \frac{0,480 m_1 - 0,375 m_2}{m_1 - m_2}$		$0,505 < 0,5 \left(1 - \left(\frac{d'}{d}\right)^2\right) = 0,49$		$A_{s,min} = \frac{U_{S1}}{f_{yd}} = -2,66 \text{ cm}^2$	
$m_1 = (N_d - 0,5U_0)(d - d') = 40,07$					
$m_2 = 0,5N_d(d - d') - M_d - 0,32U_0(d - 2,5 d') = 7,66$					

En estas tres primeras plantas podemos observar que se obtienen datos negativos, esto quiere decir, que el hormigón soporta holgadamente las cargas sin necesidad de la presencia del acero, por lo tanto analíticamente, para los cálculos se empleará un área $U_{S1} = 2.26 \text{ cm}^2$ de acero, correspondiente del área mínima de acero a emplear en pilares que será de 4Ø12 con una capacidad mecánica de 196.69 kN y 4.52cm² de acero.

PLANTA CUARTA	Pilar 25 x 25		Momento M_d	18,52 mKN	constructiv
			d	0,22 m	
	U_0 (N)	916300	d'	0,03 m	196,69 KN
	U_0 (kN)	916,30			
$U_0 \cdot 0,5$		458,15 < N_d	CASO B	$U_{S1} = U_{S2} = \frac{M_d}{d - d'} + \frac{N_d}{2} - \alpha \frac{U_0 d}{d - d'} = 39,89 \text{ KN}$	
$\alpha = \frac{0,480 m_1 - 0,375 m_2}{m_1 - m_2}$		$0,5256 < 0,5 \left(1 - \left(\frac{d'}{d}\right)^2\right) = 0,49$		$A_{s,min} = \frac{U_{S1}}{f_{yd}} = 0,92 \text{ cm}^2$	
$m_1 = (N_d - 0,5U_0)(d - d') = 88,91$					
$m_2 = 0,5N_d(d - d') - M_d - 0,32U_0(d - 2,5 d') = 26,94$					

PLANTA TERCERA	Pilar 25 x 25		Momento Md	23,66 mKN	constructiv	
			d	0,22 m		4Ø20
			d'	0,03 m		546,40 KN
	Uo (N)	916300				12,57 cm2
	Uo (kN)	916,30				
	Uo·0,5	458,15 < Nd	CASO B $U_{S1} = U_{S2} = \frac{M_d}{d - d'} + \frac{N_d}{2} - \alpha \frac{U_0 d}{d - d'} = 195,47 \text{ KN}$			
	$\alpha = \frac{0,480 m_1 - 0,375 m_2}{m_1 - m_2}$	$0,533 < 0,5 \left(1 - \left(\frac{d'}{d}\right)^2\right) = 0,49$				
	$m_1 = (N_d - 0,5U_0)(d - d') = 137,74$		$A_{s,min} = \frac{U_{S1}}{f_{yd}} = 4,50 \text{ cm}^2$			
	$m_2 = 0,5N_d(d - d') - M_d - 0,32U_0(d - 2,5 d') = 46,22$					

Para el siguiente caso, correspondiente a la segunda planta, se ha decidido cambiar las dimensiones del pilar, debido a que si se continúa con una sección de 25 x 25, la capacidad mecánica aumenta hasta los 324.64kN y un área mínima de 7.47cm² para U_{S1}, con lo cual se emplearía demasiado acero y la solución para bajar la capacidad mecánica es aumentar la sección del pilar.

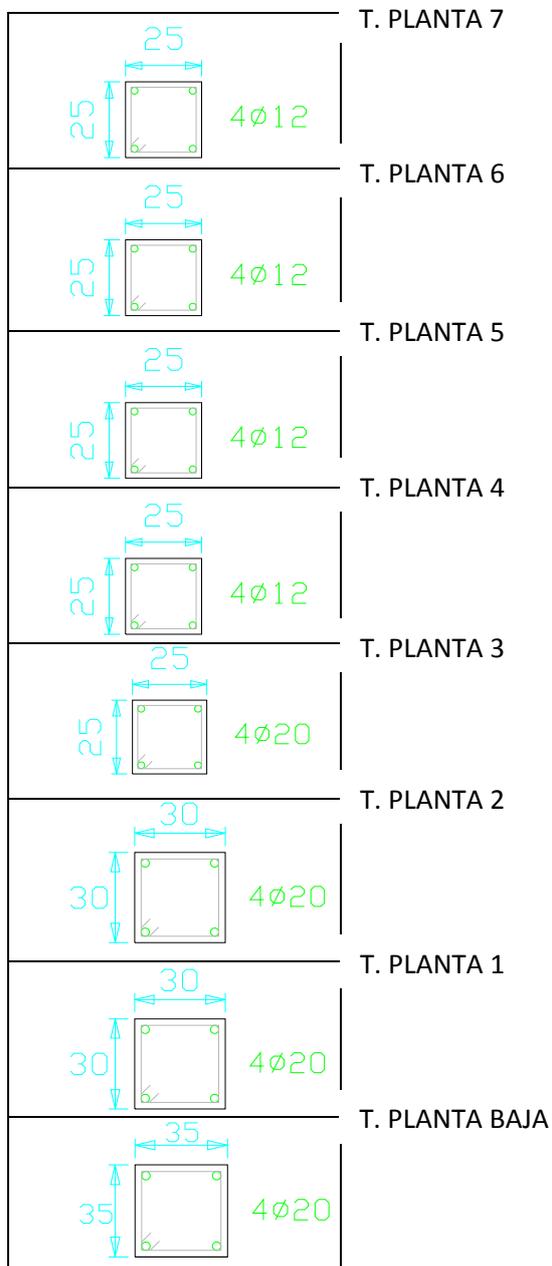
PLANTA SEGUNDA	Pilar 30 x 30		Momento Md	28,80 mKN	constructiv	
			d	0,27 m		4Ø20
			d'	0,03 m		546,40 KN
	Uo (N)	1E+06				12,57 cm2
	Uo (kN)	1349,46				
	Uo·0,5	674,73 < Nd	CASO B $U_{S1} = U_{S2} = \frac{M_d}{d - d'} + \frac{N_d}{2} - \alpha \frac{U_0 d}{d - d'} = 90,39 \text{ KN}$			
	$\alpha = \frac{0,480 m_1 - 0,375 m_2}{m_1 - m_2}$	$0,5307 < 0,5 \left(1 - \left(\frac{d'}{d}\right)^2\right) = 0,49$				
	$m_1 = (N_d - 0,5U_0)(d - d') = 183,70$		$A_{s,min} = \frac{U_{S1}}{f_{yd}} = 2,08 \text{ cm}^2$			
	$m_2 = 0,5N_d(d - d') - M_d - 0,32U_0(d - 2,5 d') = 59,81$					

PLANTA PRIMERA	Pilar 30 x 30		Momento Md	33,94 mKN	constructiv	
			d	0,27 m		4Ø20
			d'	0,03 m		546,40 KN
	Uo (N)	1349460				12,57cm2
	Uo (kN)	1349,46				
	Uo·0,5	674,73 < Nd	CASO B $U_{S1} = U_{S2} = \frac{M_d}{d - d'} + \frac{N_d}{2} - \alpha \frac{U_0 d}{d - d'} = 240,33 \text{ KN}$			
	$\alpha = \frac{0,480 m_1 - 0,375 m_2}{m_1 - m_2}$	$0,536 < 0,5 \left(1 - \left(\frac{d'}{d}\right)^2\right) = 0,49$				
	$m_1 = (N_d - 0,5U_0)(d - d') = 245,39$		$A_{s,min} = \frac{U_{S1}}{f_{yd}} = 5,53 \text{ cm}^2$			
	$m_2 = 0,5N_d(d - d') - M_d - 0,32U_0(d - 2,5 d') = 85,51$					

En este caso sucede lo mismo, con lo cual se modifica la sección a 35 x 35.

PLANTA BAJA	Pilar 35 x 35		Momento Md	39,08 mKN	constructiv 4Ø20 349,67 KN 12,57 cm2	
	Uo (N)	1865920	d	0,32 m		
	Uo (kN)	1865,92	d'	0,03 m		
	Uo·0,5	932,96 < Nd	CASO B $U_{s1} = U_{s2} = \frac{M_d}{d - d'} + \frac{N_d}{2} - \alpha \frac{U_0 d}{d - d'} = 91,47 \text{ KN}$			
	$\alpha = \frac{0,480 m_1 - 0,375 m_2}{m_1 - m_2}$		$0,5319 < 0,5 \left(1 - \left(\frac{d'}{d}\right)^2\right) = 0,50$			
	$m_1 = (N_d - 0,5U_0)(d - d') = 296,17$		$A_{s,min} = \frac{U_{s1}}{f_{yd}} = 2,10 \text{ cm}^2$			
	$m_2 = 0,5N_d(d - d') - M_d - 0,32U_0(d - 2,5d') = 97,99$					

Por lo tanto el resultado final del dimensionado del pilar mediante el anejo 7 apartado 5 de la EHE-08 es el siguiente:



4.6 Variables consideradas para el cálculo

MATERIALES		
Descripción de la Variable	Valor característico	Valor de cálculo
Resistencia a compresión del hormigón a 28 días sobre probetas cilíndricas $f_c(N/mm^2)$	$f_{ck} = 25$	$\gamma_c = 1,5$ $f_{cd} = \frac{25}{1,5} = 16,66$
Límite elástico del acero para armar f_y con tensión de rotura $f_s = 500 N/mm^2$	$f_{yk} = 500$	$\gamma_s = 1,15$ $f_{yd} = \frac{500}{1,15} = 437,78$

Respecto a las variables consideradas como materiales, solo se utilizan dos, por un lado el hormigón, empleando la resistencia a compresión a 28 días, cuyo valor característico será ponderado por un coeficiente parcial de 1,50 y por otro el límite elástico del acero con un coeficiente parcial de 1,15.

GEOMETRÍA			
Descripción de la Variable	Valor característico	Valor de cálculo	
Altura entre plantas (m)	2,55	2,55	
Dimension b del pilar (m)	0,25	0,25	
	0,30	0,30	
	0,35	0,35	
Dimension h del pilar (m)	0,25	0,25	
	0,30	0,30	
	0,35	0,35	
Recubrimiento d' (m)	0,03	0,03	
Canto útil d (m)	0,22	0,22	
	0,27	0,27	
	0,32	0,32	
Área tributaria forjados (m ²)	15,18	15,18	
Área tributaria vuelos (m ²)	2,78	2,78	
	2,94	2,94	
Longitud cierre (m)	5,38	5,38	
Área mínima de la armadura (cm ²) Us1=Us2	PLANTA 7	2,26	2,26
	PLANTA 6	2,26	2,26
	PLANTA 5	2,26	2,26
	PLANTA 4	2,26	2,26
	PLANTA 3	6,28	6,28
	PLANTA 2	6,28	6,28
	PLANTA 1	6,28	6,28
	PLANTA B	6,28	6,28

En edificación, las variables geométricas (dimensiones, secciones, excentricidades, etc...) no son afectados por los coeficientes parciales y por lo tanto no se les atribuye incertidumbre alguna. Son variables fácilmente verificables, pero poseen cierta incertidumbre respecto a la medida, es decir, errores en la propia medida como por ejemplo y muy comúnmente en los recubrimientos de las armaduras, en la posición de las barras y en la separación de estribos. Todos estos valores no deberían ser despreciados, y se correspondería estudiarlos como variables aleatorias.

ACCIONES		
Descripción de la Variable	Valor característico	Valor de cálculo
Forjado tipo y cubierta (KN/m ²)	6,45	$\gamma_{cmp} = 1,35$ $6,45 \cdot 1,35 = 8,71$
Cerramiento fachada (KN/m ²)	3,00	$\gamma_{cmp} = 1,35$ $3,00 \cdot 1,35 = 4,05$
Sobrecarga de uso cubierta (KN/m ²)	1,00	$\gamma_{cmv} = 1,50$ $1,00 \cdot 1,50 = 1,50$
Sobrecarga de uso vivienda (KN/m ²)	2,00	$\gamma_{cmv} = 1,50$ $2,00 \cdot 1,50 = 3,00$

INCERTIDUMBRE MODELO		
Descripción de la Variable	Valor característico	Valor de cálculo
Incertidumbre Modelo Solicitante	1	1
Incertidumbre Modelo Resistente	1	1

Esta metodología no toma en consideración la incertidumbre del modelo empleado, tanto para el modelo solicitante como el modelo resistente, por lo tanto los valores característicos y de cálculo representados en la tabla representan la unidad como un valor no considerado que no afecta al cálculo, a diferencia de las variables utilizadas para la metodología probabilista, que si tendrá en cuenta que tipo de variable es empleada para los modelos.

5 APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PROBABILISTA AL CÁLCULO DE PILARES DE EDIFICACIÓN

5.1 Introducción al cálculo

En primer lugar corresponde desarrollar una pequeña introducción al cálculo, explicando el procedimiento seguido, intentando reunir de forma global y esquemática como se ha afrontado la resolución.

Como se comenzaba explicando en el capítulo primero de este documento, el estado límite se verificaba con la comprobación de que las acciones no superasen la capacidad estructural, por lo tanto la probabilidad de fallo debería de ser planteada con la siguiente expresión:

$$P_f = \text{prob}[(E_R - E_S) < 0]$$

$$E_R > E_S, \text{ o lo que viene a ser lo mismo, } E_S \leq E_R$$

La esencia es que las capacidades resistentes de la estructura E_R deberán ser mayores que las que se soliciten E_S , sabemos que si esto no se cumple la estructura fallará.

Por lo tanto, en un primer lugar, lo que debemos analizar es que acciones o sollicitaciones se van a tener en cuenta en nuestra estructura, se ha considerado las siguientes:

- El peso propio de los elementos estructurales
- Las cargas permanentes, es decir los paramentos, tabiques, etc...
- Sobrecargas de uso

En segundo lugar deberemos de analizar la resistencia a lo solicitado mediante nuestro elemento pilar, la resistencia en los pilares será determinada dependiendo de los siguientes aspectos:

- La geometría del elemento constructivo (pilar), se deberá tener en cuenta sus dimensiones, su forma (sección circular o cuadrada) y la posición de las armaduras en la sección
- Los materiales que se emplean hormigón y acero

Tras obtener ambos caminos, enfrentaremos los casos para obtener el resultado y por lo tanto comprobar si es mayor la capacidad resistente de la estructura a las solicitaciones.

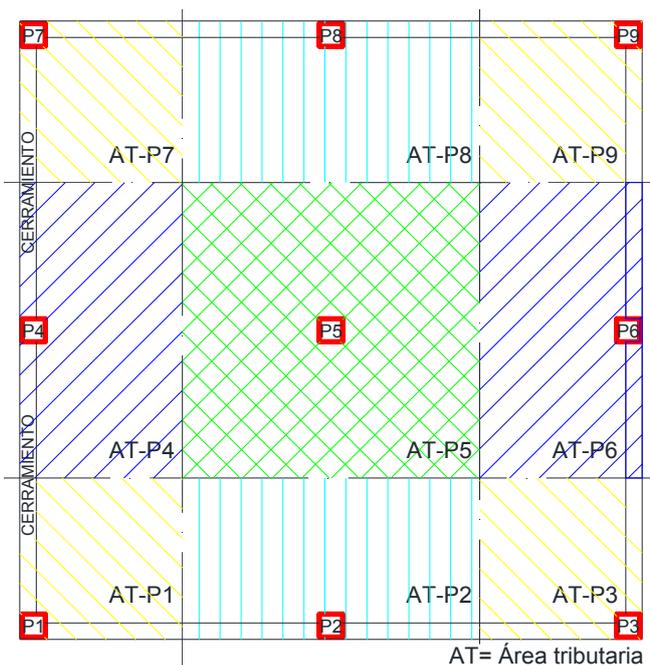
En el caso particular de los pilares, obtendremos por el lado de las acciones un axil ($N_{\text{SOLICITANTE}}$) y un momento ($M_{\text{SOLICITANTE}}$) que será resultado del producto del axil por la excentricidad (e) de la carga. Por lo tanto necesitaremos un $N_{\text{RESISTENTE}}$ y un $M_{\text{RESISTENTE}}$ para contribuir a las acciones.

Por motivos de cálculo se ha decidido no emplear el momento en el procedimiento, dejándolo en función del parámetro (e) excentricidad.

ACCIONES

A continuación se muestra, de forma esquemática, que se ha considerado y como se ha hallado el axil solicitante N_S , (al igual que lo tratado en el anterior capítulo):

Como se ha hecho siempre a la hora de calcular pilares, en primer lugar calcularemos el área tributaria para determinar cuál es la carga que soporta cada pilar.



Por ejemplo en el siguiente caso, si quisiésemos saber que axil absorbe el pilar P1, antes de llegar a la cimentación, simplemente multiplicaríamos el área tributaria de P1 por las cargas a las que estaría sometida esta área y por el número de plantas de la estructura si estas son iguales, sino, el sumatorio de todas, y obtendríamos el axil de dicho pilar.

$$N_S = [A_{TP1} \cdot C_P + A_{TP1} \cdot S_U]$$

$$N_S = \sum A_{TP1} \cdot (C_P + S_U)$$

A diferencia del pilar P5, los demás pilares han de soportar una mayor carga lineal proveniente de los cerramientos de fachada, por lo tanto deberemos de incluir dicha carga considerada como C_C :

$$N_S = \sum A_T \cdot (C_P + S_U) + (L \cdot C_C)$$

$$N_S = \sum (A_T \cdot (C_P + S_U)) + \sum L \cdot C_C \quad ; \quad C_C = C_S \cdot H$$

Obtendremos con dicha formula el axil solicitante del pilar a estudio.

CAPACIDAD ESTRUCTURAL

EHE-08

Nos centraremos en el Anejo 7; Cálculo simplificado de secciones en Estado Límite de Agotamiento frente a solicitaciones normales.

Este Anejo presenta formulas simplificadas para el cálculo (dimensionamiento o comprobación) de secciones rectangulares sometidas a flexión simple o compuesta recta, proponiendo además un método simplificado de reducción a flexión compuesta recta de secciones sometidas a flexión esviada simple o compuesta.

En nuestro caso utilizaremos un método simplificado para secciones rectangulares con dos capas simétricas de armadura.

En este caso utilizaremos el apartado 5.2 que recoge la comprobación:

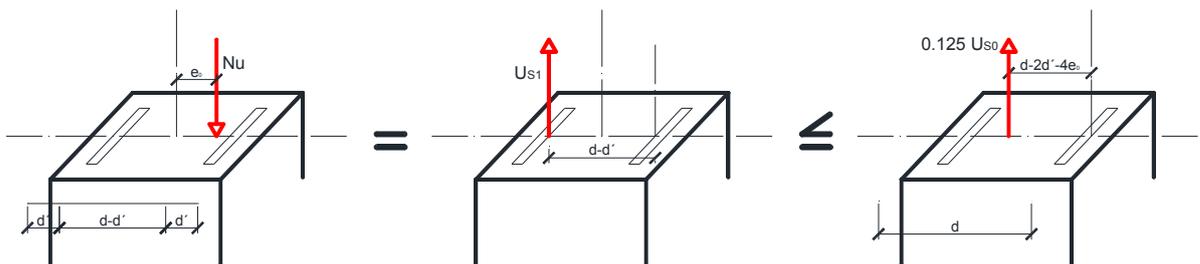
COMPROBACIÓN DE SECCIONES RECTANGULARES SOMETIDAS A FLEXION COMPUESTA RECTA

Armaduras simétricas dispuestas en dos caras con recubrimientos iguales

A compresión:

CASO 1º

$$U_{S1}(d - d') + 0.125 U_0(d + 2d' - 4e_0) \leq 0$$



$$N_R = \left[\sqrt{\left(\frac{e_0 - 0.5h}{d}\right)^2 + 2 \frac{U_{S1}(d - d')}{U_0 d}} - \frac{e_0 - 0.5h}{d} \right] U_0$$

$$M_R = N_R e_0$$

CASO 2°

$$U_{S1}(d - d') + 0.125 U_0(d + 2d' - 4e_0) > 0$$

$$N_R = \frac{U_{S1}(d - d') + \alpha U_0 d}{e_0 + 0.5(d - d')}$$

$$M_R = N_R e_0$$

$$\alpha = \frac{0.480m_1 - 0.375m_2}{m_1 - m_2} \neq 0.5 \left(1 - \left(\frac{d'}{d} \right)^2 \right)$$

$$m_1 = -0.5U_0e_0 + (U_{S1} + U_{S2}) \frac{d - d'}{2} + 0.125U_0(d + 2d')$$

$$m_2 = -(U_{S2} + 0.8U_0)e_0 + U_{S2} \frac{d - d'}{2} + 0.08U_0(d + 5d')$$

CONCLUSION

Finalmente tras obtener el axil solicitante y la capacidad estructural resistente comprobaremos si el pilar soporta o por lo tanto falla.

Deberemos de obtener la función de fallo y la función límite para obtener la probabilidad de fallo, dependiendo en el caso en el que estemos.

La función de fallo viene determinada por la siguiente expresión:

$$f(N_R \leq N_S)$$

Y la función límite:

$$F_{LIM} = N_R - N_S$$

La función de fallo expresa que el axil solicitante N_S es mayor o igual que el axil resistente N_R y por lo tanto la estructura fallará, la función límite sin embargo determina cuanto puede ser mayor N_R respecto de N_S .

$$N_S = \sum(A_T \cdot (C_P + S_U)) + \sum L \cdot C_C \cdot H + \sum P_{vuelos} \quad \text{Axil Solicitante}$$

$$N_R = \left[\sqrt{\left(\frac{e_0 - 0.5h}{d}\right)^2 + 2 \frac{U_{S1}(d-d')}{U_0 d} - \frac{e_0 - 0.5h}{d}} \right] U_0 \quad \text{Caso 2}$$

$$N_R = \frac{U_{S1}(d-d') + \alpha U_0 d}{e_0 + 0.5(d-d')} \quad \text{Caso 3}$$

Función de fallo $f(N_R \leq N_S)$

Función de fallo Caso 2

$$N_R = \left[\sqrt{\left(\frac{e_0 - 0.5h}{d}\right)^2 + 2 \frac{U_{S1}(d-d')}{U_0 d} - \frac{e_0 - 0.5h}{d}} \right] U_0 \leq N_S = \sum(A_T \cdot (C_P + S_U)) + \sum L \cdot C_C \cdot H + \sum P_{vuelos}$$

Función de fallo Caso 3

$$N_R = \frac{U_{S1}(d-d') + \alpha U_0 d}{e_0 + 0.5(d-d')} \leq N_S = \sum(A_T \cdot (C_P + S_U)) + \sum L \cdot C_C \cdot H + \sum P_{vuelos}$$

5.2 Función de estado límite a emplear

Función Límite $F_{LIM} = N_R - N_S$

Función limite caso 2

$$\begin{aligned} N_R &= \left[\sqrt{\left(\frac{e_0 - 0.5h}{d}\right)^2 + 2 \frac{U_{S1}(d-d')}{U_0 d} - \frac{e_0 - 0.5h}{d}} \right] U_0 - N_S = \\ &= \sum(A_T \cdot (C_P + S_U)) + \sum L \cdot C_C \cdot H + \sum P_{vuelos} \end{aligned}$$

Función limite caso 3

$$N_R = \frac{U_{S1}(d-d') + \alpha U_0 d}{e_0 + 0.5(d-d')} - N_S = \sum(A_T \cdot (C_P + S_U)) + \sum L \cdot C_C \cdot H + \sum P_{vuelos}$$

En el programa utilizado para el cálculo, COMREL- TI 8.1, utilizaremos la función límite considerando las variables y obtendremos el índice de fiabilidad β de la estructura, el cual es inversamente proporcional a la probabilidad de fallo P_f por lo tanto a un índice de fiabilidad mayor, la probabilidad de fallo será menor.

5.3 Análisis de las variables aleatorias

Este apartado recoge un análisis de la aleatoriedad de las variables que se han utilizado para el cálculo, haciendo referencia a las normas más representativas que recogen el estudio de las variables.

Estructurándolo por contenidos, se reagrupan por: Materiales, Geometría, Acciones e Incertidumbres del modelo

5.3.1 Materiales

En el caso de estructuras en edificación resueltas mediante hormigón armado, y acercándonos más en el caso estudiado, pilares, los materiales empleados para su construcción tan solo son el Hormigón y el Acero.

5.3.1.1 Hormigón

JCSS

La propiedad de referencia en el hormigón es la resistencia a compresión, de muestras de ensayo estándar (cilindro de 300mm de altura y 150mm de diámetro) a prueba, de acuerdo con las condiciones normales y una edad estándar de 28 días

Resistencia a compresión del hormigón: $f_c = \alpha(t, \tau) f_{co}^\lambda Y$

$\alpha(t, \tau)$: Es una variable determinista que tiene en cuenta la edad del hormigón en el momento de carga t (días) y la duración de la carga τ (días). Se puede estimar como:

$$\alpha(t, \tau) = 0.8(0.6 + 0.1 \ln(t)); \text{ para } t = 120 \rightarrow \alpha(t, \tau) = 0.94$$

λ : Es una variable log-normal de media 0.96 y coeficiente de variación (V)= 0.005. Es decir, un valor muy próximo a la unidad y casi determinista

f_{co} : Resistencia a compresión a 28 días

Y : Variable log-normal que represente las posibles variaciones de curado, fraguado, puesta en obra etc. Tiene una distribución Ln de media 1 y V= 0.06

Considerando estas condiciones se puede suponer para el hormigón que la resistencia a compresión es una variable aleatoria con distribución log-normal y coeficiente de

variación (V) 0.15, teniendo en cuenta las condiciones de puesta en obra y curado para un hormigón “in situ”

Se puede considerar como valor característico el fractil 5%

DB-SE. Documento Básico SE Seguridad Estructural

El DB-SE recoge en su apartado 3, Análisis estructural y dimensionado, las variables básicas para métodos de fiabilidad según el Anejo C.

En el apartado 3.3.4, hace mención a los materiales

“Se consideran como valores característicos los fractiles 95% o 5% según el efecto”

Además, en el apartado 5.3.2 Estimación de la resistencia característica añade:

“En ausencia de información previa se puede considerar distribución normal y se adoptará como valor característico el fractil del 5%”

$$R_k = m - k \cdot \sigma$$

m = valor medio de la muestra

σ = desviación típica de la muestra o de la distribución

K: coeficiente para fractil 5%, se determina en la siguiente tabla.

Desviación	Número de ensayos					
	3	4	5	8	10	Infinito
Desconocida	3.15	2.68	2.34	2.19	2.10	1.64
Conocida	2.03	1.98	1.92	1.88	1.86	1.64

También en el anejo C, apartado C.2.3.3 hace una pequeña referencia sobre el tipo de distribución para los materiales

“Para las propiedades de los materiales suele ser adecuada una distribución tipo normal o log-normal”

EHE-08

Características mecánicas

31.3. Comentarios: $f_{cm} = f_{ck} + 8$

f_{cm} : Resistencia media a compresión a 28días

f_{ck} : Resistencia característica

f_{ck}	V
25	0.110
30	0.110
35	0.110
40	0.108

Tabla 9: Anejo19 (5.1) -Tabla de valores de coeficiente de variación (V) a garantizar por el suministrador en central de producción

La antigua EHE, en el apartado 88.4-control estadístico del hormigón. Clasificaba las plantas de suministro de hormigón en A, B, C con el arreglo al siguiente criterio:

Clase A. instalaciones con coeficiente de variación entre 0.08 y 0.13

Clase B. instalaciones con coeficiente de variación entre 0.13 y 0.16

Clase C. instalaciones con coeficientes de variación entre 0.16 y 0.2

Otros casos. Coeficiente de variación entre 0.2 y 0.25

Teniendo en cuenta lo anterior y para un hormigón $f_{ck} = 25N/mm^2$ (fractil 5%), con coeficiente de variación $V=0.15$, el valor medio será función del tipo de distribución de probabilidad, así tendremos los valores de la siguiente tabla:

Distribución Normal	CV=15%	$f_{cm} = \frac{25}{0.753} = 33.2 N/mm^2$
Distribución Lognormal	CV=15%	$f_{cm} = \frac{25}{0.774} = 32.3 N/mm^2$
Distribución Gamma	CV=15%	$f_{cm} = \frac{25}{0.753} = 32.6 N/mm^2$
Distribución Gumbel	CV=15%	$f_{cm} = \frac{25}{0.753} = 31.2 N/mm^2$

Los fractiles están calculados mediante la utilización de la aplicación MATHCAD-14 para cada función de distribución.

Un buen ajuste lo determina la distribución log-normal por lo que será la que se considere en el ejercicio numérico.

5.3.1.2 Acero

JCSS

En su artículo 3.2.2 Modelo probabilístico recoge:

La propiedad de referencia del acero para armar es el límite elástico f_y . El modelo establece una distribución Normal

$$f_1 = X_1 + X_2 + X_3$$

X_1 : Variable que representa la variación de los distintos fabricantes

X_2 : Variable que representa la variación entre distintos lotes de fabricación

X_3 : Variable que representa la variación dentro de un mismo lote

$$X_1 \begin{cases} \mu = S_{nom} + 2\sigma X_1 \\ \sigma_1 = 19 \text{ N/mm}^2 \end{cases}$$

$$X_2 \begin{cases} \mu = 0 \\ \sigma_2 = 22 \text{ N/mm}^2 \end{cases}$$

$$X_3 \begin{cases} \mu = 0 \\ \sigma_3 = 8 \text{ N/mm}^2 \end{cases}$$

La desviación típica total será: $\sigma_t = \sqrt{19^2 + 22^2 + 8^2} = 30 \text{ N/mm}^2$

El valor medio para B-500: $\mu = 500 + 2 \cdot 19 = 538 \text{ N/mm}^2$

Estos valores proporcionan un coeficiente de variación: $V = \frac{\sigma}{\mu} = 0.056$ que tiene en cuenta las incertidumbres anteriormente indicadas.

DB-SE. Documento Básico SE Seguridad Estructural

3.3.4. "Distribución normal", "Coeficiente de variación" $V = 0.05$, lo que supone un valor medio:

$$f_{media} = \frac{500}{0.918} = 545 \text{ N/mm}^2$$

Para el ejercicio numérico he considerado la referencia del DB-SE.

5.3.2 Acciones

Se clasifican en tres grupos: permanentes, variables y accidentales. Tipológicamente puede ser cargas o acciones indirectas o ambientales.

El modelo que representa una acción, consiste en un conjunto de variables que definen su magnitud, posición, dirección, duración, etc. Y en su caso su interacción con otras cargas. Cada una de estas variables se debe modelizar probabilísticamente, de tal manera que el modelo final de la acción se obtiene a partir de las individuales de las acciones que caracterizan.

La modelización de ciertos tipos de acciones puede resultar compleja, dado que debería representar las variaciones en el tiempo y espacio e interacciones o correlaciones con otras acciones (combinaciones, Turkstra, Ferry-Borges-Castnheta).

Referencia.- EN-1990, DB-SE 3.3.2.2. Define el valor característico, según el caso, por su valor medio, un fractil superior o inferior o un valor nominal.

Para acciones permanentes, G_k adopta normalmente, un valor medio. En los casos que la acción permanente presente una variación importante del coeficiente de variación (entre 0.05 y 0.1) se pueden considerar dos valores, uno superior correspondiente al fractil 95% y uno inferior correspondiente al fractil 5%, según el caso, suponiendo distribución de probabilidades NORMAL

Para las acciones variables se adopta alguno de los valores:

- a) Un valor superior o inferior con una determinada probabilidad de no ser superada en un período de referencia específico
- b) Un valor nominal, si se desconoce su comportamiento estadístico.

Las acciones climáticas, los valores característicos están basados en una probabilidad anual de ser superada en 2% que se corresponde con periodo de retorno de 50 años.

Las acciones accidentales se representan por un valor nominal, asimilable al de cálculo.

c.2.2. “para las acciones variables resulta más conveniente adoptar una distribución de tipo lognormal, weibull, gamma, etc.”

Referencia.- JCSS (FABER)

Las cargas permanentes presentan en general una variabilidad pequeña alrededor del punto medio, aunque a veces la intensidad puede ser incierta. Están constituidos por el peso propio de los elementos estructurales y los elementos constructivos no estructurales (cargas muertas)

El modelo básico del peso propio es:

$$G = \int \gamma dV \text{ (Peso específico y volumen)}$$

Las funciones de densidad de probabilidades de los pesos específicos para el hormigón ordinario se establecen como una distribución Normal, con media 24 kN/m^3 , y Coef. de variación, 0.04 (para peso propio). En general, para cargas permanentes, Faber recoge, que Melchers y Schneider sugieren que se suele, por parte de los proyectistas, subestimar el valor de las cargas permanentes, por lo que consideran, se debe asumir como valor medio un 5% más del nominal y un coeficiente de variación por toda la carga permanente de un 10%. Sin embargo, Faber, no encuentra razonables estas justificaciones por lo que recomienda el valor medio sea el nominal.

Faber recomienda para acciones permanentes el modelo de distribución Normal, (V) de 5%- 10% y como valor característico el valor medio o nominal.

Respecto de las sobrecargas de uso, son variables claramente dependientes del tiempo y espacio, es decir, son procesos estructurales ergódicos. A la hora de dimensionar un elemento estructural hay que elegir valores extremos. Para ello las funciones de densidad de probabilidad deben ser distribuciones de valores extremos tipo Gumbel, Gamma, Frechet, etc. Por lo que podemos realizar un análisis independiente del tiempo.

Las cargas vivas se dividen en dos tipos

- Sustained (q) permanentes de alta duración (Cosas)
- Intermittent o transitorias, son de corta duración (personas)

El modelo para edificios es:

$$W(x, y) = m + v + u(x, y)$$

m : media de la sobrecarga según categoría del edificio

v : desviación típica de la intensidad de la carga

$u(x, y)$: desviación típica en el espacio

La carga uniforme equivalente para q :

$$E(q) = m$$

$$\text{Varianza}(q) = \sigma_v^2 + \sigma_u^2 \frac{A_0}{A} k$$

A_0 : valor referencial del área de actuación

A : área de actuación

k : factor de influencia del contorno (2, 0.51), se puede estimar $k=2$

Los valores referenciales están en la tabla 2.2.1 de Parte II JCSS (load models)

Generalmente la carga transitoria tiene poco interés en análisis de tiempo invariante.

Como distribución de probabilidades se asume una Gamma.

5.3.3 Incertidumbres de los modelos

Las incertidumbres de los modelos, tanto de las solicitaciones como de las resistencias pueden ser tratadas como variables aleatorias (θ_i). Básicamente estas variables tienen su origen en:

Efectos aleatorios de las simplificaciones de los modelos: incertidumbres intrínsecas

Simplificaciones materiales en sus relaciones

Es evidente que cuanto más sofisticado sea el modelo de cálculo las incertidumbres serán menores

Referencia.- JCSS

La forma más común de introducir en el cálculo estas incertidumbres es:

$$y = \theta f(X_1, \dots, X_n) \quad \theta = \frac{y}{f(X_1, \dots, X_n)}$$

y : respuesta de la estructura

$f(X_1, \dots, X_n)$: Función del modelo

X_1, \dots, X_n : Variables aleatorias que representan las acciones y las propiedades de los materiales

θ : Variable aleatoria que recoge la incertidumbre de los modelos

Los tipos de modelos para el análisis estructural son:

- 1) Modelos de cálculo de las acciones
- 2) Modelos de cálculo de los efectos de las solicitaciones
- 3) Modelo de cálculo de los efectos de las resistencias y rigideces

MODELO DE CÁLCULO DE LOS EFECTOS DE LAS SOLICITACIONES

Tiene que ver con el modelo lineal-no lineal de las tensiones, axiles, momentos, cortantes, torsión, etc. de los distintos elementos estructurales. Son generalmente, el resultado de simplificaciones groseras, por ejemplo: interacciones, efectos frontera, conexiones, imperfecciones, etc. La dispersión de la incertidumbre también depende del tipo de estructura (pórticos, placas, láminas, soldados, etc.)

MODELO DE CÁLCULO DE LOS EFECTOS DE LAS RESISTENCIAS Y RIGIDECES

Se utilizan para definir la respuesta estructural de un elemento y sección transversal ó incluso un punto. Se puede pensar en modelos elástico-plásticos, de forma de rotura (Von Mises, Tresca, Mhor, etc.) propiedades térmicas, etc.

Recomendaciones: La naturaleza del modelo puede ser numérica, analítica o empírica, la siguiente tabla está tomada del Código Modelo Probabilista del JCSS, tabla 3.9.3

EFECTOS DE LAS SOLICITACIONES			
TIPO DE MODELO	DISTRIBUCIÓN	MEDIA	V
Momentos en pórticos	Log-Normal	1.0	0.10
Axiles en pórticos	Log-Normal	1.0	0.05
Cortantes en pórticos	Log-Normal	1.0	0.10
Momentos en placas	Log-Normal	1.0	0.20
Fuerzas en placas	Log-Normal	1.0	0.10
Torsión bidimensional	Normal	0.0	0.05
Torsión triaxial	Normal	0.0	0.05
EFECTOS RESISTENTES ESTRUCTURAS DE ACERO			
TIPO DE MODELO	DISTRIBUCIÓN	MEDIA	V
Resistencia a flexión	Log-Normal	1.0	0.05
Uniones soldadas	Log-Normal	1.15	0.15
Uniones atornilladas	Log-Normal	1.25	0.15
EFECTOS RESISTENTES, ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN			
TIPO DE MODELO	DISTRIBUCIÓN	MEDIA	V
Resistencia a flexión	Log-Normal	1.2	0.15
Resistencia a cortante	Log-Normal	1.4	0.25
Resistencia de las uniones	Log-Normal	1.0	0.10

Tabla 10. Recomendaciones. Código Modelo Probabilista del JCSS, tabla 3.9.3

Referencia.- FABER- Para este modelo de incertidumbre, recomienda una distribución lognormal con media 1 y para modelos de solicitaciones y resistencias en buenas condiciones coeficientes de variación entre el 2% y el 5%, excepto para el modelo resistente de los esfuerzos cortantes en el hormigón o algún modelos menos preciso entre el 10% y el 20%.

5.4 Cuadro resumen de variables consideradas para el cálculo

DESCRIPCIÓN DE LAS VARIABLES	SÍMBOLO	UNIDADES	TIPO DE DISTRIBUCIÓN	MEDIA	DESVIACIÓN ESTÁNDAR	V	
Resistencia a compresión del hormigón a 28 días sobre probetas cilíndricas f_c (N/mm ²)	f_c	N/mm ²	Log-Normal	32,3	4,84	15%	
Límite elástico del acero para armar f_y con tensión de rotura	f_y	N/mm ²	Normal	545	27,25	5%	
Altura entre plantas	H	m	Determinista	2,55	-	-	
Dimension b del pilar	b	m	Determinista	0,25	-	-	
				0,30	-	-	
				0,35	-	-	
Dimension h del pilar	h	m	Determinista	0,25	-	-	
				0,30	-	-	
				0,35	-	-	
Recubrimiento d'	d'	m	Determinista	0,03	-	-	
Canto útil d	d	m	Determinista	0,22	-	-	
				0,27	-	-	
				0,32	-	-	
Área tributaria forjados	A_{tf}	m ²	Determinista	15,18	-	-	
Área tributaria vuelos	A_{tv}	m ²	Determinista	2,78	-	-	
				2,94	-	-	
Longitud cierre	L	m	Determinista	5,38	-	-	
Área mínima de la armadura (cm ²) $U_{s1}=U_{s2}$	PLANTA 7	As	cm ²	Determinista	0	-	-
	PLANTA 6	As	cm ²	Determinista	0	-	-
	PLANTA 5	As	cm ²	Determinista	0	-	-
	PLANTA 4	As	cm ²	Determinista	0,57	-	-
	PLANTA 3	As	cm ²	Determinista	4,03	-	-
	PLANTA 2	As	cm ²	Determinista	1,52	-	-
	PLANTA 1	As	cm ²	Determinista	4,85	-	-
	PLANTA B	As	cm ²	Determinista	1,33	-	-
Forjado tipo y cubierta	C_{p1}	KN/m ²	Normal	5,96	0,298	5%	
Cerramiento fachada	C_{p2}	KN/m ²	Normal	2,77	0,13	5%	
Sobrecarga uso cubierta	S_{uc}	KN/m ²	Gumbel	0,57	0,23	40%	
Sobrecarga uso vivienda	S_v	KN/m ²	Gumbel	1,14	0,46	40%	

INCERTIDUMBRE DE LOS MODELOS	MEDIA	CV	DISTRIBUCIÓN
Efectos de las solicitaciones	1	0,05	Log-Normal
Efectos de las resistencias	1,2	0,15	Log-Normal

$$f_c = 25, \text{ fractil: } 5\%, \text{ distrib: } \text{Log} - \text{Normal}, f_m = \frac{25}{0.774} = 32.3 \text{ N/mm}^2, C_v = 15\%$$

$$f_y = 500, \text{ fractil: } 5\%, \text{ distrib: } \text{Normal}, f_m = \frac{500}{0.918} = 545 \text{ N/mm}^2, C_v = 5\%$$

$$C_{P1} = 6.45, \text{ fractil: } 95\%, \text{ distrib: Normal}, C_{P1} = \frac{6.45}{1.08} = 5.96 \text{ KN/m}^2, C_v = 5\%$$

$$C_{P2} = 3.00, \text{ fractil: } 95\%, \text{ distrib: Normal}, C_{P2} = \frac{3.00}{1.08} = 2.77 \text{ KN/m}^2, C_v = 5\%$$

$$S_{u_c} = 1.00, \text{ fractil: } 95\%, \text{ distrib: Gumbel}, S_{u_c} = \frac{1.00}{1.747} = 0.57 \text{ KN/m}^2, C_v = 40\%$$

$$S_{u_c} = 2.00, \text{ fractil: } 95\%, \text{ distrib: Gumbel}, S_{u_c} = \frac{2.00}{1.747} = 1.14 \text{ KN/m}^2, C_v = 40\%$$

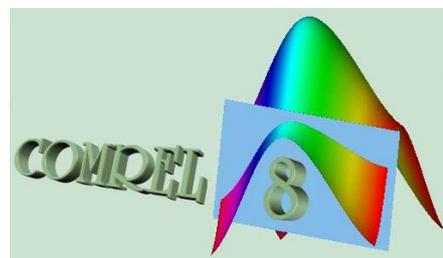
5.5 RCP GmbH y Comrel-TI 8.1



RCP GmbH es una consultora independiente especializada en la fiabilidad y el análisis de riesgos de los sistemas técnicos. RCP posee y desarrolla un conjunto completo de herramientas de software para el análisis estructural, estadística y fiabilidad: STRUREL. RCP está estrechamente vinculada a la investigación y desarrollo en la Universidad Técnica de Munich. Sus principales actividades se encuentran en los campos de la marina y el mar, la industria aeroespacial y la ingeniería civil.

Página Web: <http://www.strurel.de/>

Entre una de sus herramientas está el COMREL-TI, para invariante en el tiempo, consiste en una aplicación que nos permitirá el análisis de la confiabilidad.



Se hará uso de la función límite estudiada anteriormente para nuestro caso, y la elección y determinación de las variables a emplear, obteniendo como resultado del cálculo, el índice de fiabilidad β de la estructura, el cual es inversamente proporcional a la probabilidad de fallo P_f , por lo tanto, a un índice de fiabilidad mayor, la probabilidad de fallo será menor.

Página Web: <http://www.strurel.de/comrel.htm>

5.6 Programación de Comrel-TI 8.1

Según el apartado 5.2 del presente capítulo, se llegó a la conclusión de emplear las siguientes funciones límite dependiendo de los casos 2 y 3 recogidos en la EHE-08:

Función Límite $F_{LIM} = N_R - N_S$

Función límite caso 2

$$N_R = \left[\sqrt{\left(\frac{e_0 - 0.5h}{d}\right)^2 + 2 \frac{U_{S1}(d-d')}{U_0 d}} - \frac{e_0 - 0.5h}{d} \right] U_0 - N_S = \sum (A_T \cdot (C_P + S_U)) + \sum L \cdot C_C \cdot H + \sum P_{vuelos}$$

Función límite caso 3

$$N_R = \frac{U_{S1}(d-d') + \alpha U_0 d}{e_0 + 0.5(d-d')} - N_S = \sum (A_T \cdot (C_P + S_U)) + \sum L \cdot C_C \cdot H + \sum P_{vuelos}$$

Serán las funciones límite que se introducirán en el programa para el cálculo del índice de fiabilidad.

Funcionamiento básico de Comrel-TI 8.1

En primer lugar en el Comrel-TI 8.1 debemos describir las funciones a emplear dentro del espacio de trabajo “Symbolic Expressions” (expresiones simbólicas), en lo que básicamente consiste es en definir cada uno de los valores intervinientes en nuestras funciones límite.

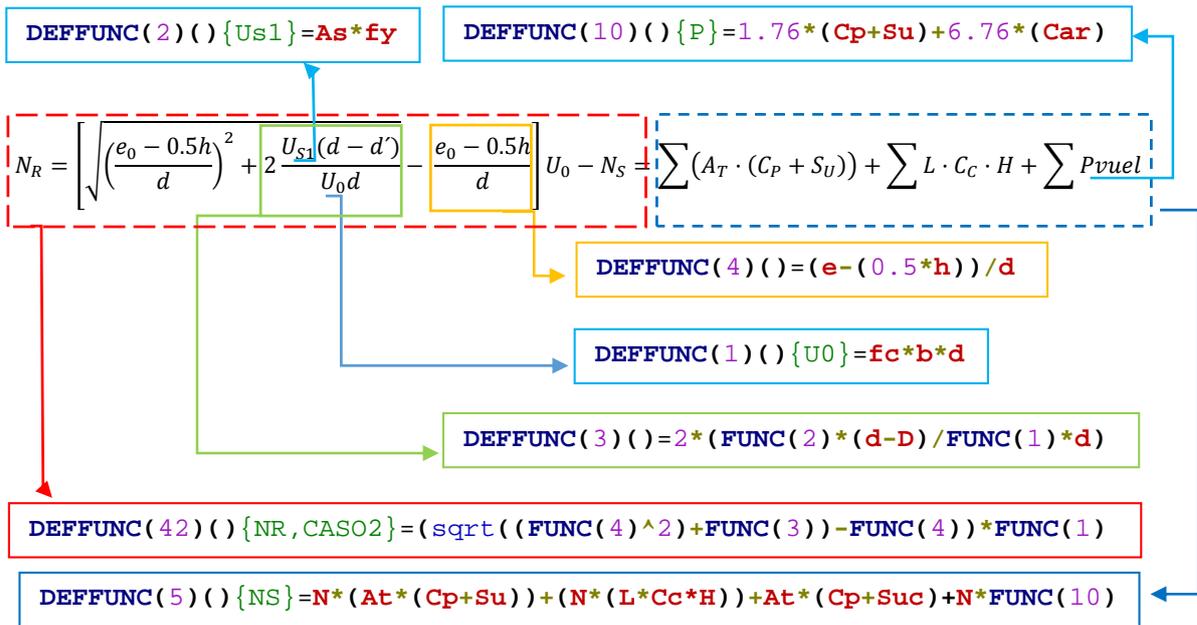
Existen tres comandos que deberemos conocer para la introducción de funciones básicas en este espacio de trabajo.

DEFFUNC (x) → este comando nos permite la introducción de una función la cual podrá ser llamada mediante el comando **FUNC(x)** entre paréntesis deberá corresponder el mismo número para que esta capte la función deseada. Lo que nos permite esto será la simplificación de la formulación con el fin de que no se realicen cálculos pesados.

FUNC(x) → este comando se utiliza para la introducción de cualquier tipo de función, como anteriormente se citó, puede acompañarse del comando **DEFFUNC (x)** para una mayor comodidad a la hora de definir funciones

FLIM(x) → será el comando que nos permita finalmente introducir nuestra función límite a emplear y la cual el programa reconocerá para realizar los cálculos, sin ella este no correrá.

Ejemplo de definición de Función límite en caso 2, para Comrel-TI:



A continuación se muestra la programación genérica de Comrel-Ti, recogiendo el Caso2 y Caso3. Este servirá para todas las plantas a estudio.

“Symbolic Expressions”

```

DEFFUNC(1)() {U0} = fc * b * d * x
DEFFUNC(2)() {Us1} = As * fy
DEFFUNC(3)() = 2 * (FUNC(2) * (d - D)) / FUNC(1) * d
DEFFUNC(4)() = (e - (0.5 * h)) / d
DEFFUNC(10)() {P} = 1.76 * (Cp + Su) + 6.76 * (Car)

DEFFUNC(42)() {NR, CASO2} = (sqrt((FUNC(4)^2 + FUNC(3)) - FUNC(4)) * FUNC(1))

DEFFUNC(5)() {NS} = N * (At * (Cp + Su)) + (N * (L * Cc * H)) + At * (Cp + Suc) + N * FUNC(10)

!Función límite; CASO2

FLIM(425) = IR * FUNC(42) - IS * FUNC(5)

DEFFUNC(6)() {m1} = -0.5 * FUNC(1) * e + (2 * FUNC(2)) * ((d - D) / 2) + 0.125 * FUNC(1) * (d + 2 * D)

DEFFUNC(7)() {m2} = -(FUNC(2) + (0.8 * FUNC(1))) * e + FUNC(2) * ((d - D) / 2) + 0.08 * FUNC(1) * (d + 5 * D)

DEFFUNC(67)() {alfa} = ((0.480 * FUNC(6)) - (0.375 * FUNC(7))) / (FUNC(6) - FUNC(7))

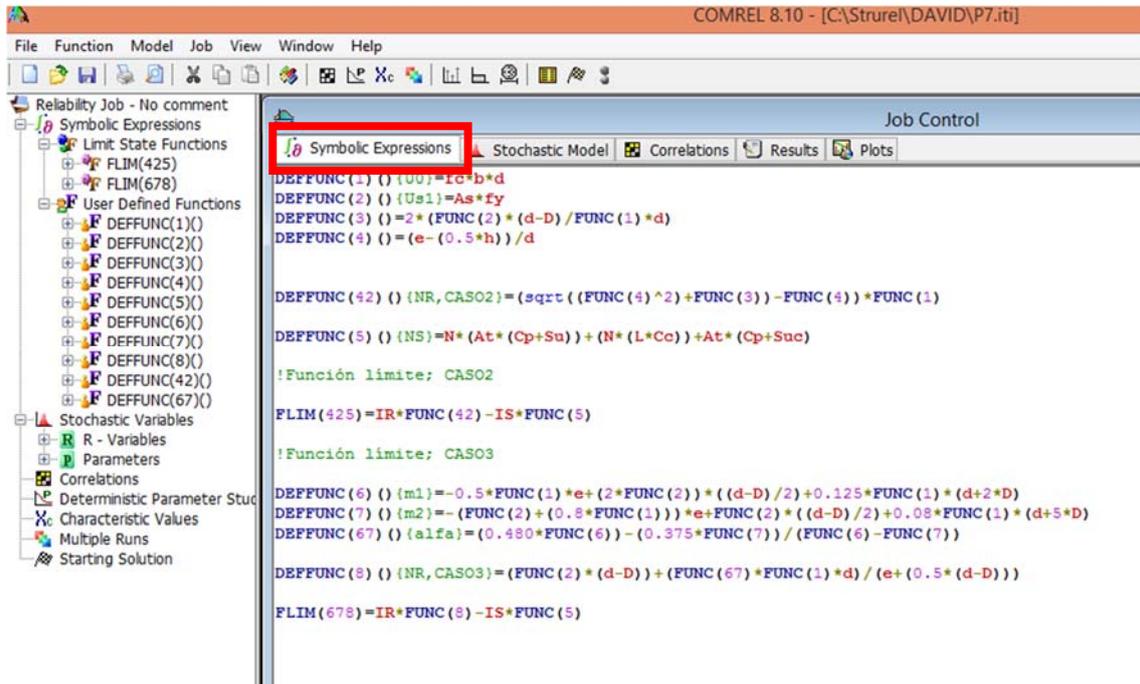
DEFFUNC(8)() {NR, CASO3} = ((FUNC(2) * (d - D)) + (FUNC(67) * FUNC(1) * d)) / (e + (0.5 * (d - D)))

!Función límite; CASO3

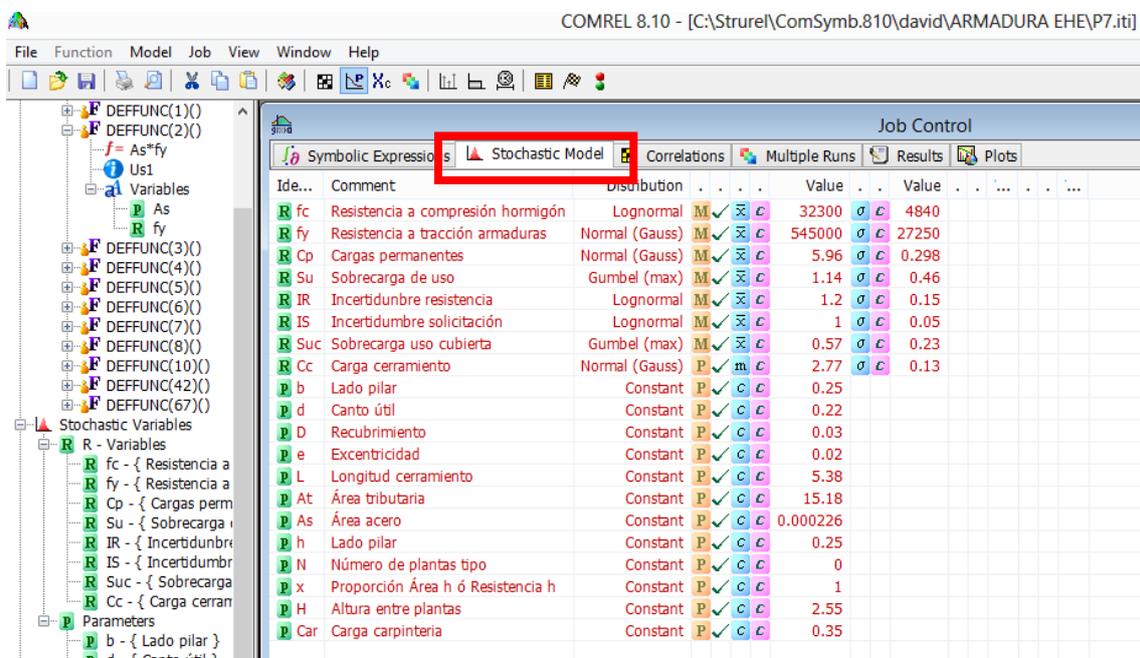
FLIM(678) = IR * FUNC(8) - IS * FUNC(5)

```

Captura de pantalla que corresponde a la pestaña “Symbolic Expressions”

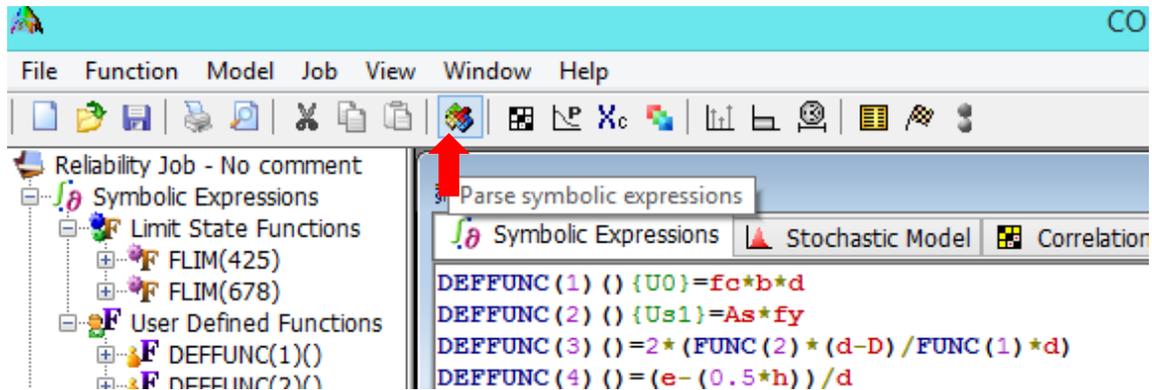


Tras la introducción de todas las funciones, el programa analiza todos los parámetros en la pestaña “Stochastic Model” (Modelo Estocástico), que posteriormente consideraremos como variables aleatorias o deterministas

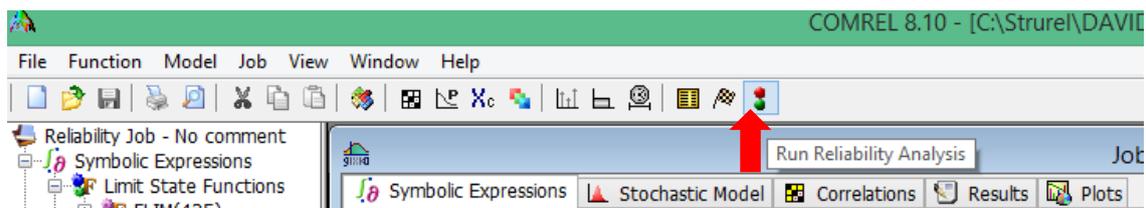


En esta pestaña “Stochastic Model”, podremos hacer un breve comentario del parámetro extraído de la formulación, designaremos el tipo de distribución correspondiente a cada parámetro y además introduciremos la media y la desviación típica en las unidades correspondientes.

Una vez que se ha completado el proceso de introducción de datos, se analizará las expresiones simbólicas, en el botón “Parse Symbolic Expressions” indicado:



Finalmente ya estaremos preparados para la obtención de resultados, habrá que pulsar el botón “Run Reliability Analysis”, quiere decir; que comience a correr el programa para analizar la fiabilidad.



El programa nos permite la obtención de resultados de distintas formas, incluso entre intervalos en función de un parámetro, también podemos extraer gráficos que ayudarán a la interpretación de resultados.

Veremos lo explicado, a continuación en el ejercicio propuesto para el análisis.

Se ha decidido recoger los resultados en el capítulo siguiente

6 ANÁLISIS DE RESULTADOS

Tras lo explicado en el capítulo anterior del funcionamiento básico del programa a emplear, Comrel-Ti (Versión 8.1), a continuación se muestra por planta y haciendo una pequeña explicación cada uno de los casos propuestos.

6.1 Parámetro “X” para el análisis de resultados.

Con el fin de realizar una interpretación más atractiva de los resultados, se ha decidido introducir un parámetro en la formulación.

En la definición de la función (1), correspondiente a U_0 , se ha multiplicado por un factor llamado “X”. Lo que buscamos con este parámetro es obtener un abanico de resultados de β .

$$\text{DEFFUNC}(1)() \{U_0\} = f_c * b * d * x$$

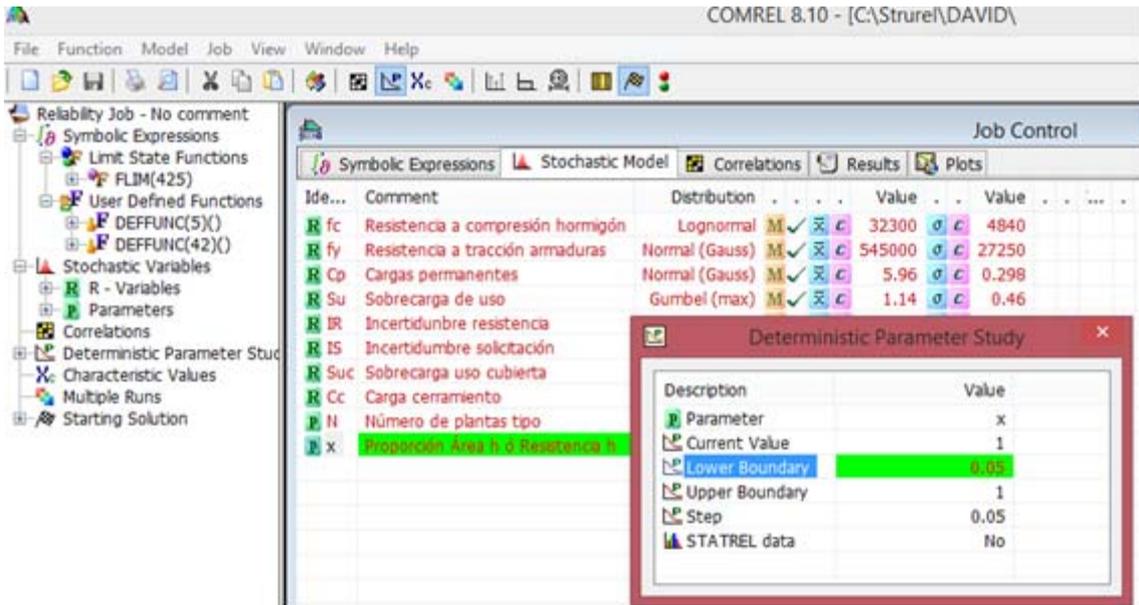
Como podemos observar estamos multiplicando el coeficiente por la resistencia a compresión del hormigón y por el área del pilar a estudio, pues bien, este parámetro nos permitirá obtener resultados de β en función del área o de la resistencia a compresión del hormigón.

Se ha decidido configurarlo de la siguiente forma:

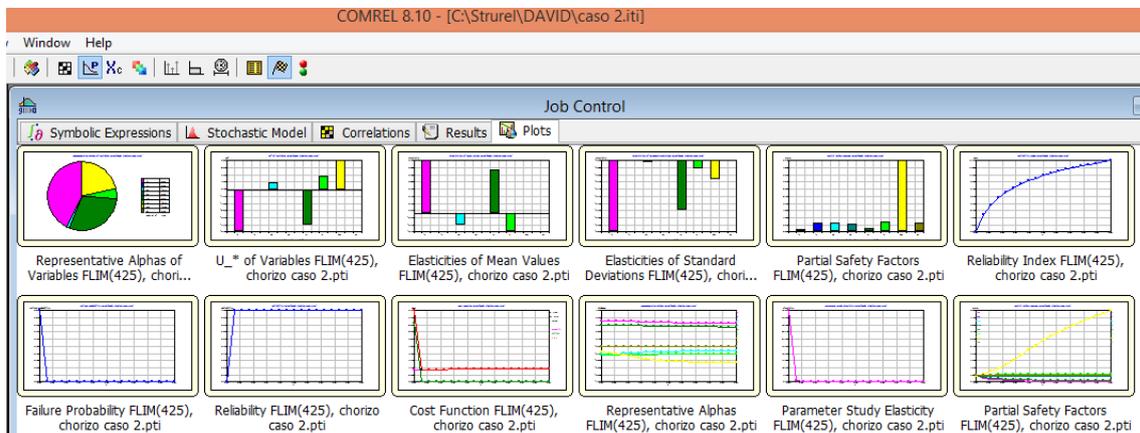
Description	Value
Parameter	x
Current Value	1
Lower Boundary	0.05
Upper Boundary	1
Step	0.05
STATREL data	No

Labels and arrows pointing to the table:

- Nombre del parámetro (points to 'x')
- Valor actual (points to '1')
- Límite inferior (points to '0.05')
- Límite superior (points to '1')
- Paso (points to '0.05')



Al introducir el parámetro a estudio, se podrán obtener mayores resultados, el programa genera gráficos de distintas tipologías: de sectores, de barras y de líneas. Representan resultados de: Alfas de las variables más representativas, Elasticidades de los valores medios, Elasticidades de las desviaciones estándar, Coeficientes parciales de seguridad, Índice de fiabilidad, Probabilidad de fallo, Confiabilidad, Alfas representativas, Parámetro de elasticidad a estudio y Coeficientes parciales de seguridad.



*Nota: Para la comprobación de secciones se realizará mediante el caso 3 recogido por la EHE-08, ya que en todas las plantas cumple con:

$$U_{S1}(d - d') + 0.125 U_0(d + 2d' - 4e_0) > 0$$

6.2 Planta 7

“Symbolic Expressions”

```

DEFFUNC(1)() {U0} = fc*b*d*x
DEFFUNC(2)() {Us1} = As*fy
DEFFUNC(3)() = 2*(FUNC(2)*(d-D)/FUNC(1)*d)
DEFFUNC(4)() = (e-(0.5*h))/d
DEFFUNC(10)() {P} = 1.76*(Cp+Su)+6.76*(Car)

DEFFUNC(42)() {NR,CASO2} = (sqrt((FUNC(4)^2+FUNC(3))-FUNC(4))*FUNC(1)

DEFFUNC(5)() {NS} = N*(At*(Cp+Su))+(N*(L*Cc*H))+At*(Cp+Suc)+N*FUNC(10)

!Función límite; CASO2

FLIM(425) = IR*FUNC(42) - IS*FUNC(5)

!Función límite; CASO3

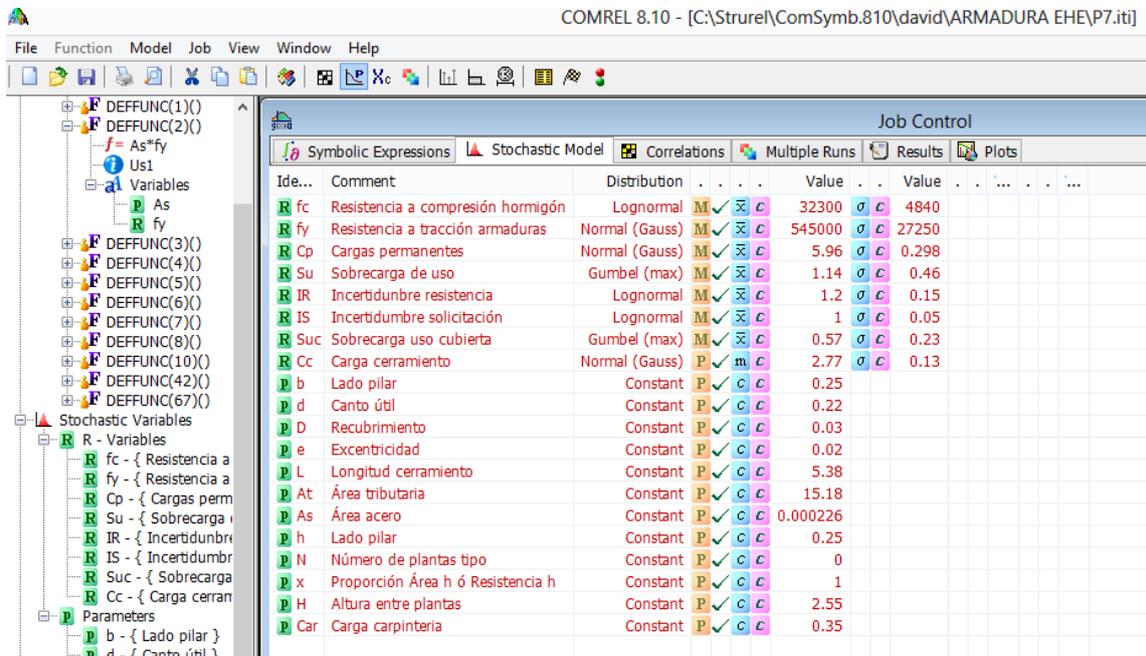
DEFFUNC(6)() {m1} = -0.5*FUNC(1)*e+(2*FUNC(2))*((d-D)/2)+0.125*FUNC(1)*(d+2*D)

DEFFUNC(7)() {m2} = -(FUNC(2)+(0.8*FUNC(1)))*e+FUNC(2)*((d-D)/2)+0.08*FUNC(1)*(d+5*D)

DEFFUNC(67)() {alfa} = ((0.480*FUNC(6))-(0.375*FUNC(7)))/(FUNC(6)-FUNC(7))

DEFFUNC(8)() {NR,CASO3} = ((FUNC(2)*(d-D))+FUNC(67)*FUNC(1)*d)/(e+(0.5*(d-D)))

FLIM(678) = IR*FUNC(8) - IS*FUNC(5)
    
```



En la pestaña “Stochastic Model”, introduciremos los datos correspondientes a la planta que estemos analizando. Habrá que tomar especial atención en las unidades de los datos.

```

*****
----- Comrel-TI (Version 8) -----
---- (c) Copyright: RCP GmbH (1989-2012) ----
*****

```

```

-----
Job name ..... : P7
Failure criterion no. : 678
Comment : No commen
Transformation type : Rosenblatt
Optimization algorithm: RFLS
-----

```

Importance sampling: Sample no.	1	E(Sim)=	0.983	C.o.V.=	0.00 (%)
Importance sampling: Sample no.	2	E(Sim)=	0.770	C.o.V.=	19.59 (%)
Importance sampling: Sample no.	3	E(Sim)=	0.910	C.o.V.=	16.76 (%)
Importance sampling: Sample no.	4	E(Sim)=	0.877	C.o.V.=	13.44 (%)
Importance sampling: Sample no.	5	E(Sim)=	0.838	C.o.V.=	12.01 (%)
Importance sampling: Sample no.	6	E(Sim)=	0.855	C.o.V.=	9.98 (%)
Importance sampling: Sample no.	7	E(Sim)=	0.875	C.o.V.=	8.61 (%)
Importance sampling: Sample no.	8	E(Sim)=	0.884	C.o.V.=	7.52 (%)
Importance sampling: Sample no.	9	E(Sim)=	0.863	C.o.V.=	7.24 (%)
Importance sampling: Sample no.	10	E(Sim)=	0.861	C.o.V.=	6.53 (%)

```

FORM-beta= 16.091; SORM-beta= 16.096; beta(Sampling)= 16.106; (IER= 0)
FORM-Pf= 1.55E-58; SORM-Pf= 1.43E-58; Pf(Sampling)= 1.23E-58

```

```

----- Parameter study for Parameter: x -----
Param. value, Reliab.index, Prob.(Failure), Param. Sens., Param. Elas.
0.5000E-03 5.800 3.33E-09 61.66 0.5312E-02
0.2550E-01 7.081 7.22E-13 41.94 0.1513
0.5050E-01 7.994 6.60E-16 31.78 0.2012
0.7550E-01 8.708 1.56E-18 25.71 0.2234
0.1005 9.298 7.28E-21 21.67 0.2347
0.1255 9.802 5.65E-23 18.77 0.2408
0.1505 10.24 6.57E-25 16.58 0.2441
0.1755 10.63 1.06E-26 14.88 0.2459
0.2005 10.99 2.25E-28 13.50 0.2468
0.2255 11.31 6.01E-30 12.37 0.2470
0.2505 11.61 1.97E-31 11.42 0.2468
0.2755 11.88 7.66E-33 10.61 0.2463
0.3005 12.14 3.48E-34 9.910 0.2457
0.3255 12.38 1.82E-35 9.302 0.2450
0.3505 12.60 1.07E-36 8.767 0.2442
0.3755 12.81 7.10E-38 8.292 0.2433
0.4005 13.02 5.19E-39 7.868 0.2424
0.4255 13.21 4.17E-40 7.487 0.2415
0.4505 13.39 3.65E-41 7.142 0.2406
0.4755 13.56 3.45E-42 6.828 0.2397

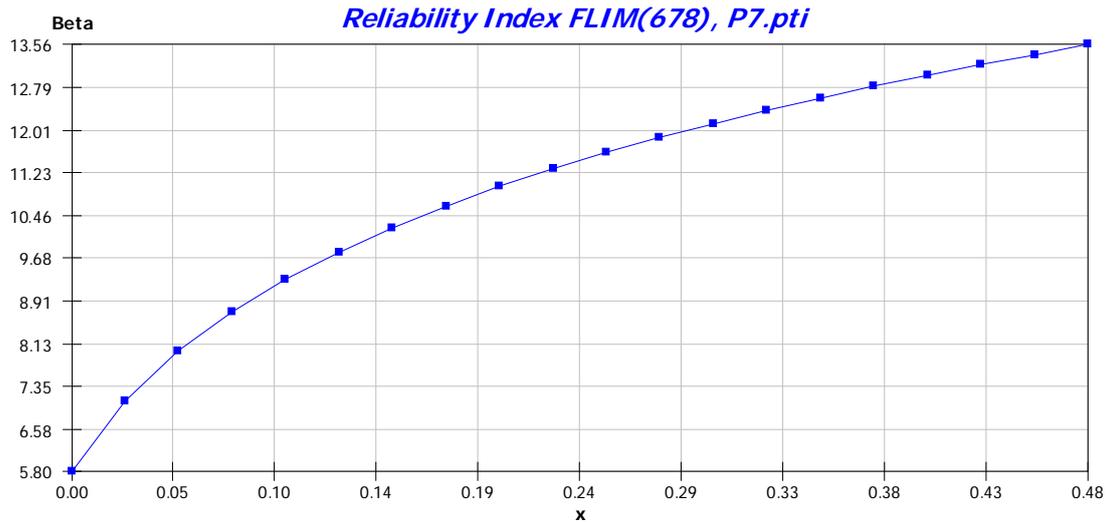
```

```

----- Statistics after COMREL-TI -----
State Function calls = 3739
State Funct. gradient evaluations = 187
Total computation time (CPU-secs.)= 0.12
The error indicator (IER) was = 0
*****

```

Reliability analysis is finished



Observamos que el pilar de 25 x 25 de la planta 7 obtiene un valor $\beta = 16.091$

El parámetro elegido, como se comentó anteriormente, está en función de la resistencia a compresión del hormigón, por lo tanto, para la planta 7 y utilizando el acero mínimo recogido por la EHE para el cálculo, obtenemos resultados de β altos debido al acero, esto quiere decir que el acero de dicha planta absorberá la totalidad de la carga, como veremos a continuación en la interpretación de los resultados obtendremos una reducción total de la sección de hormigón para una $\beta = 3,8$.

Representative Alphas of Variables FLIM(678), P7.pti

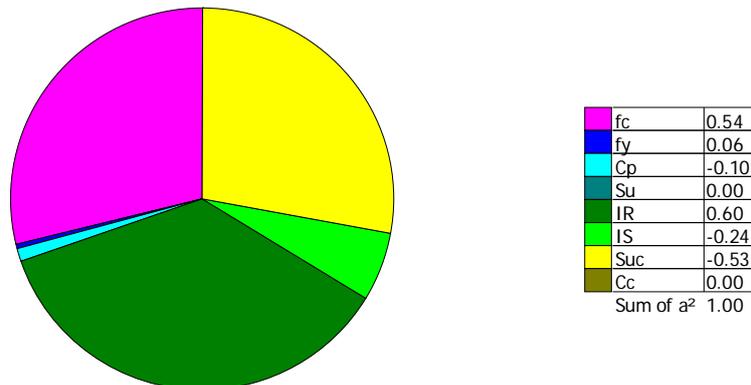


Gráfico que representan los cosenos directores de los vectores de las variables básicas, y expresan la significación, de cada variable en el supuesto estudiado o analizado.

Como se puede ver las variables aleatorias que tienen mayor influencia en la fiabilidad estructural son las esperadas, las relativas a f_c (Resistencia a compresión del hormigón), la S_u (Sobrecarga de uso de la cubierta) y la I_R (Incertidumbre del modelo resistente).

6.3 Planta 6

“Symbolic Expressions”

```

DEFFUNC(1)() {U0} = fc*b*d*x
DEFFUNC(2)() {Us1} = As*fy
DEFFUNC(3)() = 2*(FUNC(2)*(d-D)/FUNC(1)*d)
DEFFUNC(4)() = (e-(0.5*h))/d
DEFFUNC(10)() {P} = 1.76*(Cp+Su)+6.76*(Car)

DEFFUNC(42)() {NR,CASO2} = (sqrt((FUNC(4)^2)+FUNC(3))-FUNC(4))*FUNC(1)

DEFFUNC(5)() {NS} = N*(At*(Cp+Su))+(N*(L*Cc*H))+At*(Cp+Suc)+N*FUNC(10)

!Función límite; CASO2

FLIM(425) = IR*FUNC(42) - IS*FUNC(5)

!Función límite; CASO3

DEFFUNC(6)() {m1} = -0.5*FUNC(1)*e+(2*FUNC(2))*((d-D)/2)+0.125*FUNC(1)*(d+2*D)

DEFFUNC(7)() {m2} = -(FUNC(2)+(0.8*FUNC(1)))*e+FUNC(2)*((d-D)/2)+0.08*FUNC(1)*(d+5*D)

DEFFUNC(67)() {alfa} = ((0.480*FUNC(6))-(0.375*FUNC(7)))/(FUNC(6)-FUNC(7))

DEFFUNC(8)() {NR,CASO3} = ((FUNC(2)*(d-D))+(FUNC(67)*FUNC(1)*d))/(e+(0.5*(d-D)))

FLIM(678) = IR*FUNC(8) - IS*FUNC(5)
    
```

COMREL 8.10 - [C:\Sturrel\ComSymb.810\david\ARMADURA EHE\P6.iti]

Ide...	Comment	Distribution	Value	Value
R fc	Resistencia a compresión hormigón	Lognormal	32300	4840
R fy	Resistencia a tracción armaduras	Normal (Gauss)	545000	27250
R Cp	Cargas permanentes	Normal (Gauss)	5.96	0.298
R Su	Sobrecarga de uso	Gumbel (max)	1.14	0.46
R IR	Incertidumbre resistencia	Lognormal	1.2	0.15
R IS	Incertidumbre sollicitación	Lognormal	1	0.05
R Suc	Sobrecarga uso cubierta	Gumbel (max)	0.57	0.23
R Cc	Carga cerramiento	Normal (Gauss)	2.77	0.13
P b	Lado pilar	Constant	0.25	
P d	Canto útil	Constant	0.22	
P D	Recubrimiento	Constant	0.03	
P e	Excentricidad	Constant	0.02	
P L	Longitud cerramiento	Constant	5.38	
P At	Área tributaria	Constant	15.18	
P As	Área acero	Constant	0.000226	
P h	Lado pilar	Constant	0.25	
P N	Número de plantas tipo	Constant	1	
P x	Proporción Área h ó Resistencia h	Constant	1	
P H	Altura entre plantas	Constant	2.55	
P Car	Carga cerramiento	Constant	0.35	

```

*****
----- Comrel-TI (Version 8) -----
---- (c) Copyright: RCP GmbH (1989-2012) ----
*****

```

```

-----
Job name ..... : P6
Failure criterion no. : 678
Comment : No commen
Transformation type : Rosenblatt
Optimization algorithm: RFLS
-----

```

Importance sampling: Sample no.	1	E(Sim)=	1.17	C.o.V.=	0.00 (%)
Importance sampling: Sample no.	2	E(Sim)=	0.796	C.o.V.=	32.90 (%)
Importance sampling: Sample no.	3	E(Sim)=	0.902	C.o.V.=	21.60 (%)
Importance sampling: Sample no.	4	E(Sim)=	0.776	C.o.V.=	23.47 (%)
Importance sampling: Sample no.	5	E(Sim)=	0.666	C.o.V.=	26.41 (%)
Importance sampling: Sample no.	6	E(Sim)=	0.727	C.o.V.=	21.57 (%)
Importance sampling: Sample no.	7	E(Sim)=	0.808	C.o.V.=	19.03 (%)
Importance sampling: Sample no.	8	E(Sim)=	0.812	C.o.V.=	16.57 (%)
Importance sampling: Sample no.	9	E(Sim)=	0.797	C.o.V.=	15.12 (%)
Importance sampling: Sample no.	10	E(Sim)=	0.780	C.o.V.=	14.04 (%)

```

FORM-beta= 11.741; SORM-beta= 11.714; beta(Sampling)= 11.735; (IER= 0)
FORM-Pf= 4.02E-32; SORM-Pf= 5.56E-32; Pf(Sampling)= 4.34E-32

```

```

----- Parameter study for Parameter: x -----
Param. value, Reliab.index, Prob.(Failure), Param. Sens., Param. Elas.
0.5000E-01 2.032 2.11E-02 39.11 0.9568
0.1000 3.657 1.28E-04 27.20 0.7412
0.1500 4.837 6.58E-07 20.67 0.6392
0.2000 5.762 4.16E-09 16.64 0.5760
0.2500 6.522 3.49E-11 13.90 0.5318
0.3000 7.166 3.88E-13 11.93 0.4984
0.3500 7.725 5.66E-15 10.43 0.4719
0.4000 8.217 1.06E-16 9.260 0.4501
0.4500 8.656 2.47E-18 8.321 0.4320
0.5000 9.053 7.05E-20 7.553 0.4167
0.5500 9.415 2.41E-21 6.916 0.4036
0.6000 9.747 9.65E-23 6.377 0.3922
0.6500 10.05 4.46E-24 5.918 0.3822
0.7000 10.34 2.35E-25 5.521 0.3734
0.7500 10.61 1.39E-26 5.174 0.3655
0.8000 10.86 9.20E-28 4.869 0.3585
0.8500 11.10 6.70E-29 4.599 0.3521
0.9000 11.32 5.34E-30 4.357 0.3462
0.9500 11.53 4.63E-31 4.140 0.3408

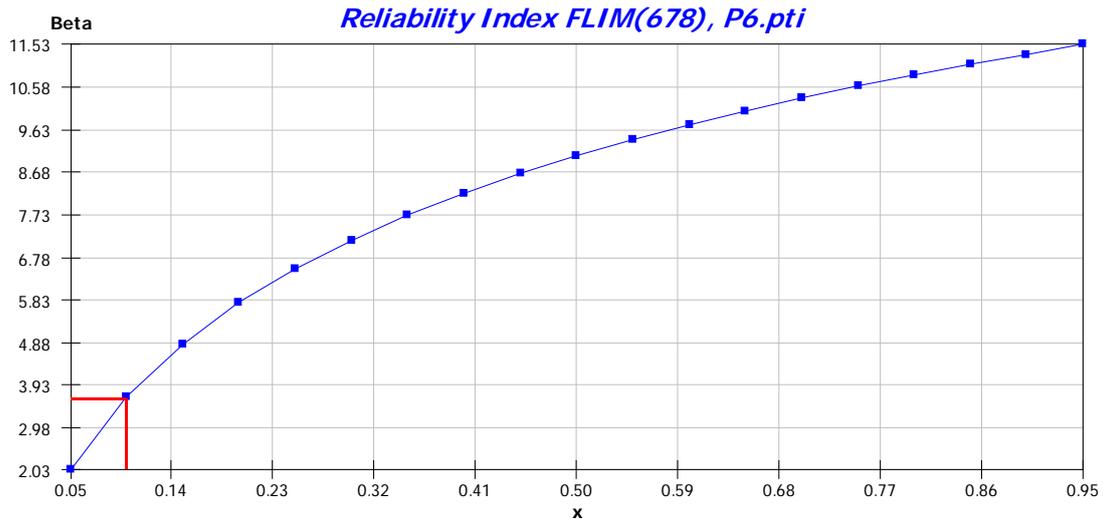
```

```

----- Statistics after COMREL-TI -----
State Function calls = 3954
State Funct. gradient evaluations = 217
Total computation time (CPU-secs.)= 0.11
The error indicator (IER) was = 0
*****

```

Reliability analysis is finished



A la vez que se va aumentando la carga obtenemos menor fiabilidad estructural, en el caso de la planta 6, β desciende a un valor de 11.741 con un pilar de 25 x 25 cm.

Para una $\beta=3,8$ el valor del parámetro x aproximadamente es 0.1, al final de este capítulo se verán traducidos los valores del parámetro en función de la sección de hormigón para una mejor interpretación.

Representative Alphas of Variables FLIM(678), P6.pti

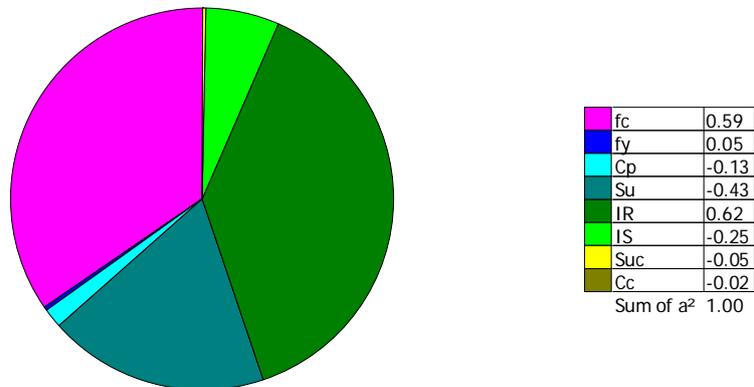


Gráfico que representan los cosenos directores de los vectores de las variables básicas, y expresan la significación, de cada variable en el supuesto estudiado o analizado.

Las variables con mayor influencia siguen siendo las mencionadas en la planta anterior, pero se puede observar que comienza a tomar importancia la IS (Incertidumbre del modelo a efectos de solicitaciones).

6.4 Planta 5

“Symbolic Expressions”

```

DEFFUNC(1)() {U0} = fc * b * d * x
DEFFUNC(2)() {Us1} = As * fy
DEFFUNC(3)() = 2 * (FUNC(2) * (d - D) / FUNC(1) * d)
DEFFUNC(4)() = (e - (0.5 * h)) / d
DEFFUNC(10)() {P} = 1.76 * (Cp + Su) + 6.76 * (Car)

DEFFUNC(42)() {NR, CASO2} = (sqrt((FUNC(4)^2 + FUNC(3)) - FUNC(4)) * FUNC(1)

DEFFUNC(5)() {NS} = N * (At * (Cp + Su)) + (N * (L * Cc * H)) + At * (Cp + Suc) + N * FUNC(10)

!Función límite; CASO2

FLIM(425) = IR * FUNC(42) - IS * FUNC(5)

!Función límite; CASO3

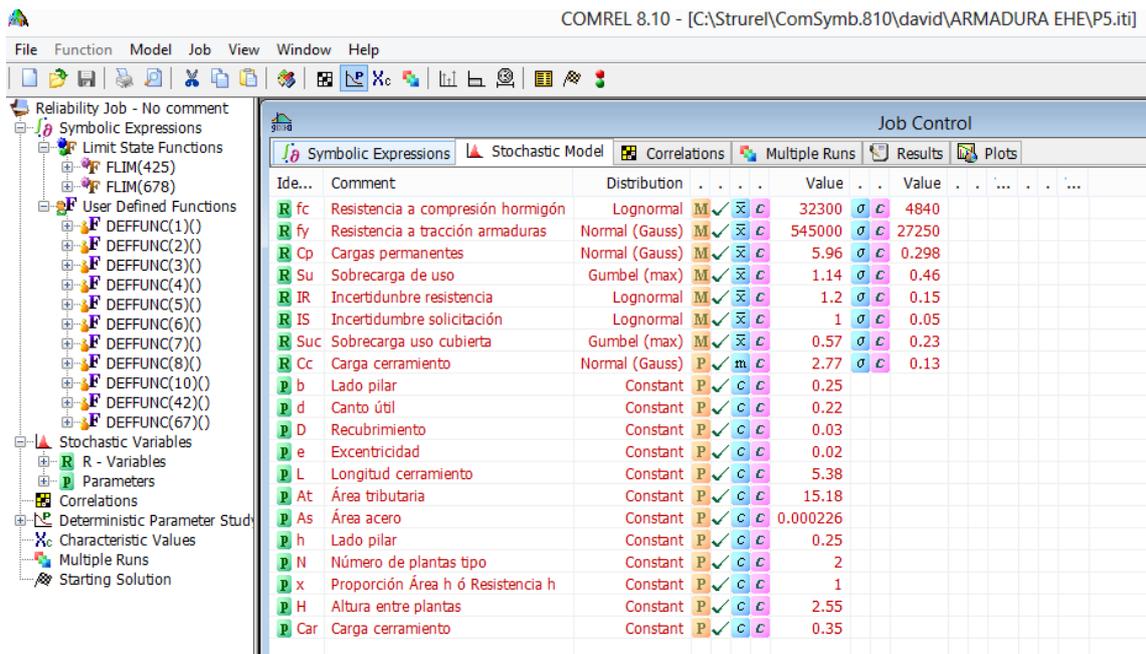
DEFFUNC(6)() {m1} = -0.5 * FUNC(1) * e + (2 * FUNC(2)) * ((d - D) / 2) + 0.125 * FUNC(1) * (d + 2 * D)

DEFFUNC(7)() {m2} = -(FUNC(2) + (0.8 * FUNC(1))) * e + FUNC(2) * ((d - D) / 2) + 0.08 * FUNC(1) * (d + 5 * D)

DEFFUNC(67)() {alfa} = ((0.480 * FUNC(6)) - (0.375 * FUNC(7))) / (FUNC(6) - FUNC(7))

DEFFUNC(8)() {NR, CASO3} = ((FUNC(2) * (d - D)) + (FUNC(67) * FUNC(1) * d)) / (e + (0.5 * (d - D)))

FLIM(678) = IR * FUNC(8) - IS * FUNC(5)
    
```



```

*****
----- Comrel-TI (Version 8) -----
---- (c) Copyright: RCP GmbH (1989-2012) ----
*****

```

```

-----
Job name ..... : P5
Failure criterion no. : 678
Comment : No commen
Transformation type : Rosenblatt
Optimization algorithm: RFLS
-----

```

```

Importance sampling: Sample no. 1 E(Sim)= 1.17 C.o.V.= 0.00 (%)
Importance sampling: Sample no. 2 E(Sim)= 0.831 C.o.V.= 28.76 (%)
Importance sampling: Sample no. 3 E(Sim)= 0.915 C.o.V.= 18.96 (%)
Importance sampling: Sample no. 4 E(Sim)= 0.784 C.o.V.= 22.03 (%)
Importance sampling: Sample no. 5 E(Sim)= 0.675 C.o.V.= 25.03 (%)
Importance sampling: Sample no. 6 E(Sim)= 0.735 C.o.V.= 20.55 (%)
Importance sampling: Sample no. 7 E(Sim)= 0.826 C.o.V.= 18.70 (%)
Importance sampling: Sample no. 8 E(Sim)= 0.829 C.o.V.= 16.31 (%)
Importance sampling: Sample no. 9 E(Sim)= 0.814 C.o.V.= 14.85 (%)
Importance sampling: Sample no. 10 E(Sim)= 0.798 C.o.V.= 13.77 (%)

```

```

FORM-beta= 9.151; SORM-beta= 9.122; beta(Sampling)= 9.146; (IER= 0)
FORM-Pf= 2.85E-20; SORM-Pf= 3.74E-20; Pf(Sampling)= 2.99E-20

```

```

----- Parameter study for Parameter: x -----
Param. value, Reliab.index, Prob.(Failure), Param. Sens., Param. Elas.
0.5000E-01 -1.114 0.87 41.93 1.944
0.1000 0.6670 0.25 29.26 4.362
0.1500 1.931 2.67E-02 22.10 1.710
0.2000 2.915 1.78E-03 17.69 1.209
0.2500 3.719 1.00E-04 14.72 0.9863
0.3000 4.398 5.48E-06 12.59 0.8564
0.3500 4.985 3.10E-07 10.99 0.7694
0.4000 5.502 1.88E-08 9.736 0.7060
0.4500 5.964 1.24E-09 8.728 0.6571
0.5000 6.380 8.90E-11 7.899 0.6179
0.5500 6.758 7.03E-12 7.207 0.5857
0.6000 7.104 6.09E-13 6.622 0.5585
0.6500 7.423 5.75E-14 6.123 0.5355
0.7000 7.719 5.91E-15 5.692 0.5156
0.7500 7.995 6.56E-16 5.317 0.4984
0.8000 8.253 7.82E-17 4.989 0.4832
0.8500 8.495 9.99E-18 4.699 0.4698
0.9000 8.724 1.36E-18 4.442 0.4579
0.9500 8.941 1.96E-19 4.211 0.4472

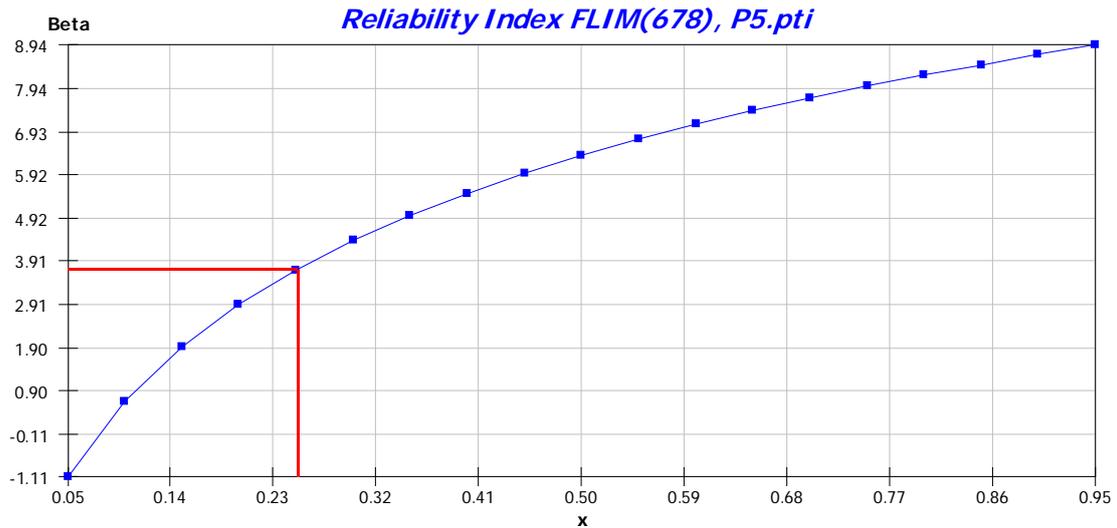
```

```

----- Statistics after COMREL-TI -----
State Function calls = 3566
State Funct. gradient evaluations = 176
Total computation time (CPU-secs.)= 0.11
The error indicator (IER) was = 0
*****

```

Reliability analysis is finished



Seguimos aumentando la carga manteniendo misma sección del pilar, 25 x 25c m² y misma área de acero que la planta superior 4Ø12, por lo tanto el índice de fiabilidad β sigue descendiendo hasta un valor de 9.151.

El parámetro x asciende a un valor aproximadamente de 0.25.

Representative Alphas of Variables FLIM(678), P5.pti

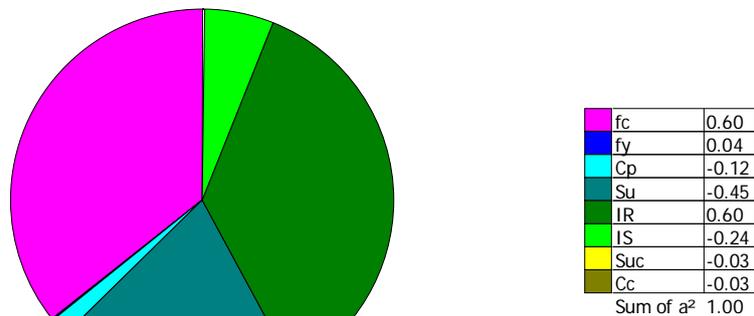


Gráfico que representan los cosenos directores de los vectores de las variables básicas, y expresan la significación, de cada variable en el supuesto estudiado o analizado.

Se sigue comprobando que las variables con mayor influencia son las tratadas hasta el momento, pero en este caso, observamos que la resistencia a compresión del hormigón aumenta ligeramente en esta planta. Hasta ahora los valores del límite elástico del acero son insignificantes, lo que quiere decir esto, como se trató en apartados posteriores, es que el hormigón por si solo es capaz de sostener la estructura sin apenas necesidad del acero, por ello en este caso vemos que juega un papel importante y más cuando se acumulan cargas de dos plantas superiores.

6.5 Planta 4

“Symbolic Expressions”

```

DEFFUNC(1)() {U0} = fc * b * d * x
DEFFUNC(2)() {Us1} = As * fy
DEFFUNC(3)() = 2 * (FUNC(2) * (d - D) / FUNC(1) * d)
DEFFUNC(4)() = (e - (0.5 * h)) / d
DEFFUNC(10)() {P} = 1.76 * (Cp + Su) + 6.76 * (Car)

DEFFUNC(42)() {NR, CASO2} = (sqrt((FUNC(4)^2 + FUNC(3)) - FUNC(4)) * FUNC(1)

DEFFUNC(5)() {NS} = N * (At * (Cp + Su)) + (N * (L * Cc * H)) + At * (Cp + Suc) + N * FUNC(10)

!Función límite; CASO2

FLIM(425) = IR * FUNC(42) - IS * FUNC(5)

!Función límite; CASO3

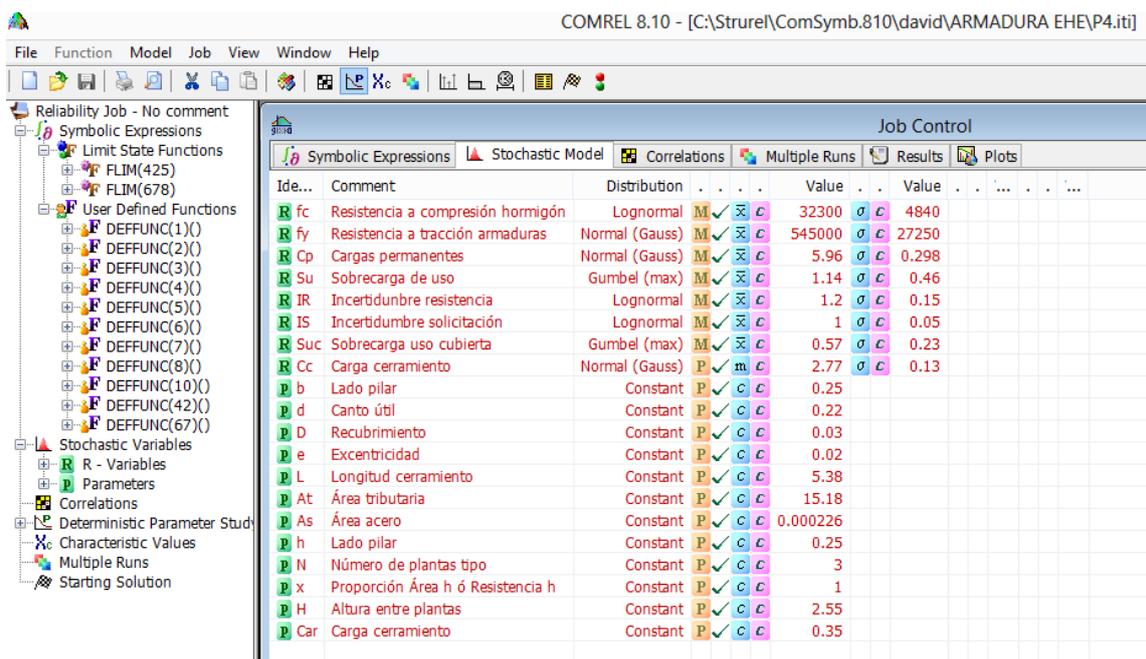
DEFFUNC(6)() {m1} = -0.5 * FUNC(1) * e + (2 * FUNC(2)) * ((d - D) / 2) + 0.125 * FUNC(1) * (d + 2 * D)

DEFFUNC(7)() {m2} = -(FUNC(2) + (0.8 * FUNC(1))) * e + FUNC(2) * ((d - D) / 2) + 0.08 * FUNC(1) * (d + 5 * D)

DEFFUNC(67)() {alfa} = ((0.480 * FUNC(6)) - (0.375 * FUNC(7))) / (FUNC(6) - FUNC(7))

DEFFUNC(8)() {NR, CASO3} = ((FUNC(2) * (d - D)) + (FUNC(67) * FUNC(1) * d)) / (e + (0.5 * (d - D)))

FLIM(678) = IR * FUNC(8) - IS * FUNC(5)
    
```



```

*****
----- Comrel-TI (Version 8) -----
---- (c) Copyright: RCP GmbH (1989-2012) ----
*****

```

```

-----
Job name ..... : P4
Failure criterion no. : 678
Comment : No commen
Transformation type : Rosenblatt
Optimization algorithm: RFLS
-----

```

Importance sampling: Sample no.	1	E(Sim)=	1.16	C.o.V.=	0.00 (%)
Importance sampling: Sample no.	2	E(Sim)=	0.867	C.o.V.=	23.57 (%)
Importance sampling: Sample no.	3	E(Sim)=	0.924	C.o.V.=	15.59 (%)
Importance sampling: Sample no.	4	E(Sim)=	0.767	C.o.V.=	22.67 (%)
Importance sampling: Sample no.	5	E(Sim)=	0.646	C.o.V.=	27.23 (%)
Importance sampling: Sample no.	6	E(Sim)=	0.700	C.o.V.=	22.09 (%)
Importance sampling: Sample no.	7	E(Sim)=	0.835	C.o.V.=	21.80 (%)
Importance sampling: Sample no.	8	E(Sim)=	0.832	C.o.V.=	19.14 (%)
Importance sampling: Sample no.	9	E(Sim)=	0.806	C.o.V.=	17.86 (%)
Importance sampling: Sample no.	10	E(Sim)=	0.783	C.o.V.=	16.74 (%)

```

FORM-beta= 7.511; SORM-beta= 7.469; beta(Sampling)= 7.501; (IER= 0)
FORM-Pf= 2.95E-14; SORM-Pf= 4.08E-14; Pf(Sampling)= 3.20E-14

```

```

----- Parameter study for Parameter: x -----
Param. value, Reliab.index, Prob.(Failure), Param. Sens., Param. Elas.
0.5000E-01 -3.194 1.0 44.29 0.6993
0.1000 -1.349 0.91 30.87 2.344
0.1500 0.1337E-01 0.49 23.15 217.9
0.2000 1.041 0.15 18.45 3.521
0.2500 1.877 3.02E-02 15.31 2.028
0.3000 2.582 4.92E-03 13.07 1.512
0.3500 3.190 7.12E-04 11.40 1.245
0.4000 3.725 9.78E-05 10.10 1.080
0.4500 4.202 1.32E-05 9.057 0.9665
0.5000 4.633 1.81E-06 8.205 0.8827
0.5500 5.025 2.52E-07 7.493 0.8178
0.6000 5.385 3.64E-08 6.889 0.7656
0.6500 5.716 5.46E-09 6.369 0.7225
0.7000 6.024 8.53E-10 5.918 0.6862
0.7500 6.311 1.39E-10 5.523 0.6551
0.8000 6.579 2.38E-11 5.173 0.6280
0.8500 6.830 4.26E-12 4.865 0.6044
0.9000 7.065 8.09E-13 4.589 0.5836
0.9500 7.289 1.58E-13 4.342 0.5650

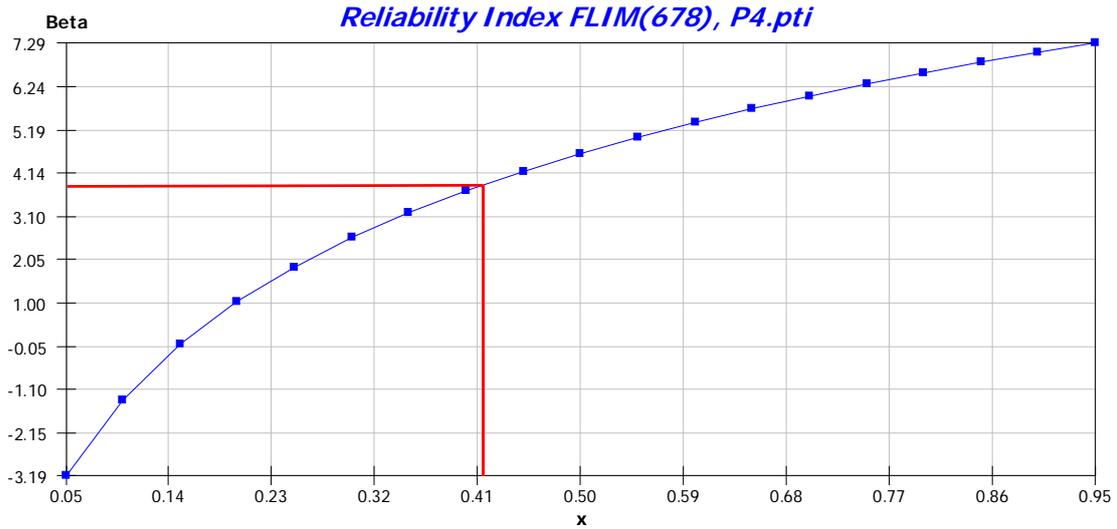
```

```

----- Statistics after COMREL-TI -----
State Function calls = 3326
State Funct. gradient evaluations = 150
Total computation time (CPU-secs.)= 0.11
The error indicator (IER) was = 0
*****

```

Reliability analysis is finished



En la planta 4, observamos que la fiabilidad sigue disminuyendo a consecuencia del aumento de carga, con un valor de $\beta=7.511$ para el mismo pilar de 25 x 25 hasta el momento.

El parámetro x sigue proporcionalmente en aumento obteniendo un valor próximo a 0.415.

Representative Alphas of Variables FLIM(678), P4.pti

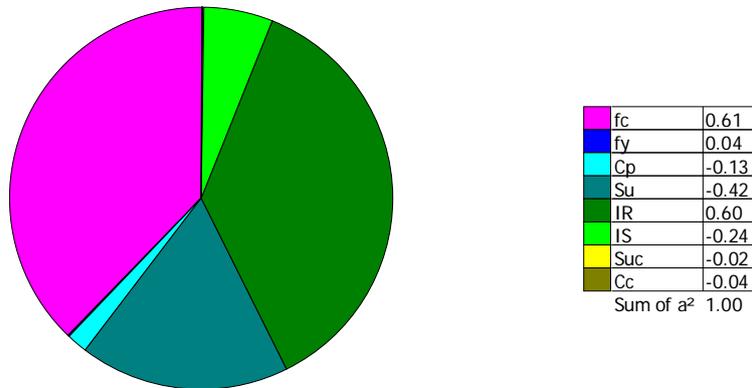


Gráfico que representan los cosenos directores de los vectores de las variables básicas, y expresan la significación, de cada variable en el supuesto estudiado o analizado.

Poco ha variado la influencia de las variables de la planta superior a esta, como se ha podido ver sigue en aumento la resistencia a compresión del hormigón, pero las demás variables se mantienen o incluso disminuyen insignificadamente.

6.6 Planta 3

“Symbolic Expressions”

```

DEFFUNC(1)() {U0} = fc * b * d * x
DEFFUNC(2)() {Us1} = As * fy
DEFFUNC(3)() = 2 * (FUNC(2) * (d - D) / FUNC(1) * d)
DEFFUNC(4)() = (e - (0.5 * h)) / d
DEFFUNC(10)() {P} = 1.76 * (Cp + Su) + 6.76 * (Car)

DEFFUNC(42)() {NR, CASO2} = (sqrt((FUNC(4)^2 + FUNC(3)) - FUNC(4)) * FUNC(1)

DEFFUNC(5)() {NS} = N * (At * (Cp + Su)) + (N * (L * Cc * H)) + At * (Cp + Suc) + N * FUNC(10)

!Función límite; CASO2

FLIM(425) = IR * FUNC(42) - IS * FUNC(5)

!Función límite; CASO3

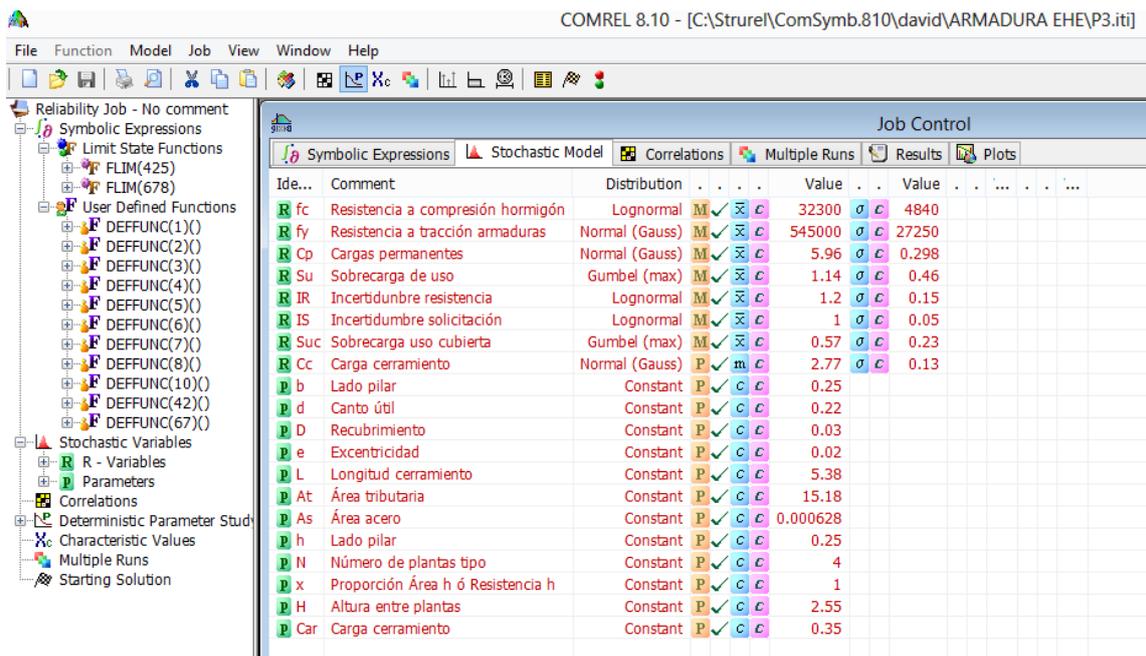
DEFFUNC(6)() {m1} = -0.5 * FUNC(1) * e + (2 * FUNC(2)) * ((d - D) / 2) + 0.125 * FUNC(1) * (d + 2 * D)

DEFFUNC(7)() {m2} = -(FUNC(2) + (0.8 * FUNC(1))) * e + FUNC(2) * ((d - D) / 2) + 0.08 * FUNC(1) * (d + 5 * D)

DEFFUNC(67)() {alfa} = ((0.480 * FUNC(6)) - (0.375 * FUNC(7))) / (FUNC(6) - FUNC(7))

DEFFUNC(8)() {NR, CASO3} = ((FUNC(2) * (d - D)) + (FUNC(67) * FUNC(1) * d)) / (e + (0.5 * (d - D)))

FLIM(678) = IR * FUNC(8) - IS * FUNC(5)
    
```



```

*****
----- Comrel-TI (Version 8) -----
---- (c) Copyright: RCP GmbH (1989-2012) ----
*****

```

```

-----
Job name ..... : P3
Failure criterion no. : 678
Comment : No commen
Transformation type : Rosenblatt
Optimization algorithm: RFLS
-----

```

```

Importance sampling: Sample no. 1 E(Sim)= 1.16 C.o.V.= 0.00 (%)
Importance sampling: Sample no. 2 E(Sim)= 0.810 C.o.V.= 30.39 (%)
Importance sampling: Sample no. 3 E(Sim)= 0.903 C.o.V.= 20.02 (%)
Importance sampling: Sample no. 4 E(Sim)= 0.785 C.o.V.= 21.70 (%)
Importance sampling: Sample no. 5 E(Sim)= 0.681 C.o.V.= 24.14 (%)
Importance sampling: Sample no. 6 E(Sim)= 0.741 C.o.V.= 19.90 (%)
Importance sampling: Sample no. 7 E(Sim)= 0.818 C.o.V.= 17.74 (%)
Importance sampling: Sample no. 8 E(Sim)= 0.825 C.o.V.= 15.41 (%)
Importance sampling: Sample no. 9 E(Sim)= 0.810 C.o.V.= 14.05 (%)
Importance sampling: Sample no. 10 E(Sim)= 0.797 C.o.V.= 12.94 (%)

```

```

FORM-beta= 7.445; SORM-beta= 7.417; beta(Sampling)= 7.447; (IER= 0)
FORM-Pf= 4.87E-14; SORM-Pf= 6.02E-14; Pf(Sampling)= 4.80E-14

```

```

----- Parameter study for Parameter: x -----
Param. value, Reliab.index, Prob.(Failure), Param. Sens., Param. Elas.
0.5000E-01 0.4034 0.34 18.50 2.206
0.1000 1.264 0.10 15.75 1.236
0.1500 1.994 2.31E-02 13.47 1.009
0.2000 2.622 4.37E-03 11.68 0.8887
0.2500 3.170 7.63E-04 10.27 0.8083
0.3000 3.654 1.29E-04 9.138 0.7488
0.3500 4.087 2.18E-05 8.214 0.7022
0.4000 4.479 3.75E-06 7.447 0.6642
0.4500 4.836 6.64E-07 6.802 0.6323
0.5000 5.163 1.22E-07 6.252 0.6051
0.5500 5.464 2.33E-08 5.780 0.5815
0.6000 5.743 4.65E-09 5.371 0.5609
0.6500 6.004 9.68E-10 5.014 0.5427
0.7000 6.247 2.10E-10 4.701 0.5267
0.7500 6.476 4.75E-11 4.424 0.5124
0.8000 6.691 1.11E-11 4.178 0.4996
0.8500 6.895 2.71E-12 3.959 0.4881
0.9000 7.088 6.84E-13 3.761 0.4777
0.9500 7.272 1.78E-13 3.583 0.4682

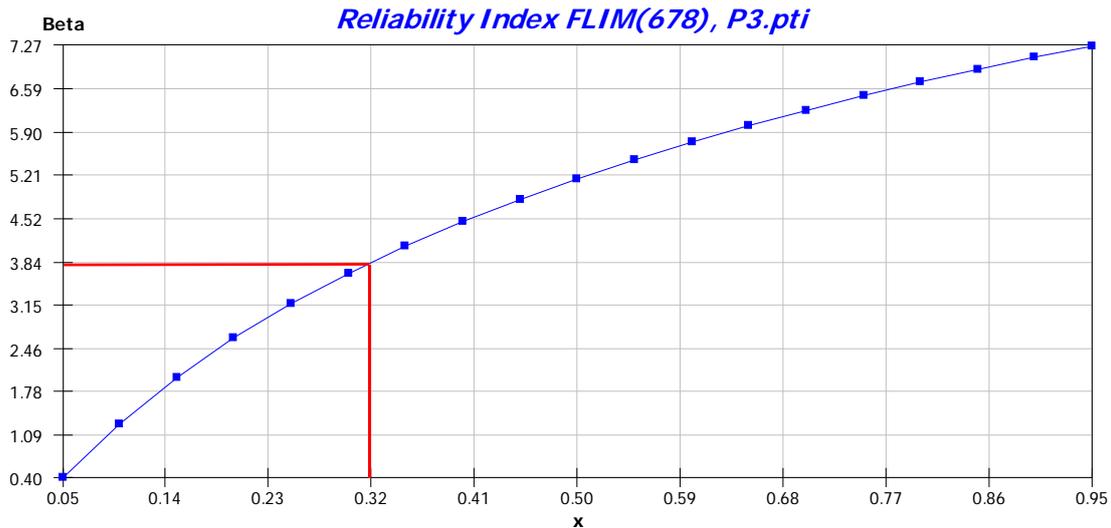
```

```

----- Statistics after COMREL-TI -----
State Function calls = 3378
State Funct. gradient evaluations = 155
Total computation time (CPU-secs.)= 0.08
The error indicator (IER) was = 0
*****

```

Reliability analysis is finished



Seguimos con la misma sección de pilar e incrementando las cargas, la β pasa a disminuir un poco 7.445, como se observa, se ha pasado a aumentar el área de acero de $4\emptyset 12$ a $4\emptyset 20$, por lo tanto el índice de fiabilidad se mantiene gracias al acero.

Representative Alphas of Variables FLIM(678), P3.pti

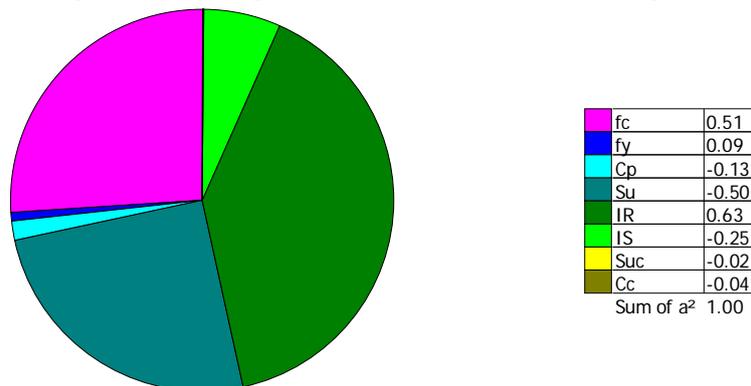


Gráfico que representan los cosenos directores de los vectores de las variables básicas, y expresan la significación, de cada variable en el supuesto estudiado o analizado.

Se podría decir que la influencia de las variables apenas ha sufrido modificaciones bruscas, seguimos en la misma línea, con la única diferencia de que el límite elástico del acero le gana espacio a la resistencia a compresión del hormigón. Tanto las sobrecargas de uso como la incertidumbre del modelo a efectos resistentes siguen teniendo gran importancia y la incertidumbre del modelo a efectos de solicitaciones se mantiene de manera proporcional a los casos anteriores.

6.7 Planta 2

“Symbolic Expressions”

```

DEFFUNC(1)() {U0} = fc * b * d * x
DEFFUNC(2)() {Us1} = As * fy
DEFFUNC(3)() = 2 * (FUNC(2) * (d - D) / FUNC(1) * d)
DEFFUNC(4)() = (e - (0.5 * h)) / d
DEFFUNC(10)() {P} = 1.76 * (Cp + Su) + 6.76 * (Car)

DEFFUNC(42)() {NR, CASO2} = (sqrt((FUNC(4)^2 + FUNC(3)) - FUNC(4)) * FUNC(1)

DEFFUNC(5)() {NS} = N * (At * (Cp + Su)) + (N * (L * Cc * H)) + At * (Cp + Suc) + N * FUNC(10)

!Función límite; CASO2

FLIM(425) = IR * FUNC(42) - IS * FUNC(5)

!Función límite; CASO3

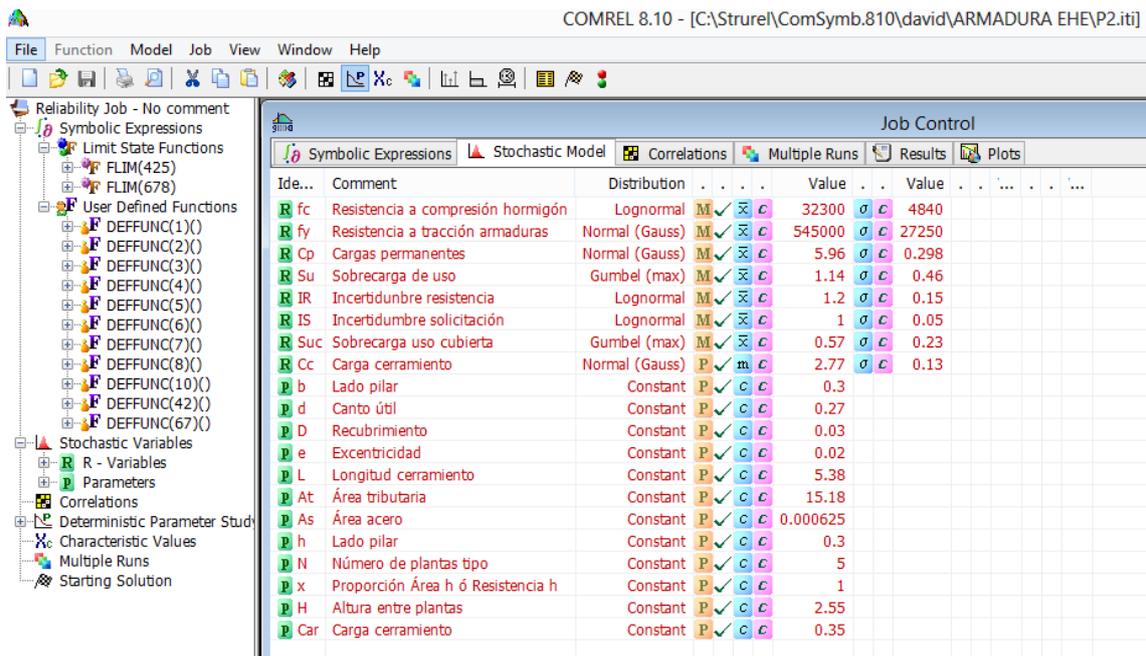
DEFFUNC(6)() {m1} = -0.5 * FUNC(1) * e + (2 * FUNC(2)) * ((d - D) / 2) + 0.125 * FUNC(1) * (d + 2 * D)

DEFFUNC(7)() {m2} = -(FUNC(2) + (0.8 * FUNC(1))) * e + FUNC(2) * ((d - D) / 2) + 0.08 * FUNC(1) * (d + 5 * D)

DEFFUNC(67)() {alfa} = ((0.480 * FUNC(6)) - (0.375 * FUNC(7))) / (FUNC(6) - FUNC(7))

DEFFUNC(8)() {NR, CASO3} = ((FUNC(2) * (d - D)) + (FUNC(67) * FUNC(1) * d)) / (e + (0.5 * (d - D)))

FLIM(678) = IR * FUNC(8) - IS * FUNC(5)
    
```



```

*****
----- Comrel-TI (Version 8) -----
---- (c) Copyright: RCP GmbH (1989-2012) ----
*****

```

```

-----
Job name ..... : P2
Failure criterion no. : 678
Comment : No commen
Transformation type : Rosenblatt
Optimization algorithm: RFLS
-----

```

```

Importance sampling: Sample no. 1 E(Sim)= 1.15 C.o.V.= 0.00 (%)
Importance sampling: Sample no. 2 E(Sim)= 0.831 C.o.V.= 27.09 (%)
Importance sampling: Sample no. 3 E(Sim)= 0.920 C.o.V.= 18.11 (%)
Importance sampling: Sample no. 4 E(Sim)= 0.812 C.o.V.= 19.20 (%)
Importance sampling: Sample no. 5 E(Sim)= 0.715 C.o.V.= 21.22 (%)
Importance sampling: Sample no. 6 E(Sim)= 0.770 C.o.V.= 17.66 (%)
Importance sampling: Sample no. 7 E(Sim)= 0.839 C.o.V.= 15.83 (%)
Importance sampling: Sample no. 8 E(Sim)= 0.845 C.o.V.= 13.76 (%)
Importance sampling: Sample no. 9 E(Sim)= 0.833 C.o.V.= 12.49 (%)
Importance sampling: Sample no. 10 E(Sim)= 0.822 C.o.V.= 11.46 (%)

```

```

FORM-beta= 7.925; SORM-beta= 7.903; beta(Sampling)= 7.927; (IER= 0)
FORM-Pf= 1.15E-15; SORM-Pf= 1.38E-15; Pf(Sampling)= 1.13E-15

```

```

----- Parameter study for Parameter: x -----
Param. value, Reliab.index, Prob.(Failure), Param. Sens., Param. Elas.
0.5000E-01 -0.2942 0.62 25.45 5.086
0.1000 0.8870 0.19 20.42 2.291
0.1500 1.810 3.52E-02 16.70 1.380
0.2000 2.572 5.05E-03 14.01 1.087
0.2500 3.220 6.41E-04 12.02 0.9315
0.3000 3.781 7.81E-05 10.50 0.8316
0.3500 4.275 9.55E-06 9.300 0.7602
0.4000 4.716 1.20E-06 8.331 0.7057
0.4500 5.113 1.59E-07 7.532 0.6623
0.5000 5.473 2.21E-08 6.864 0.6266
0.5500 5.803 3.27E-09 6.300 0.5968
0.6000 6.107 5.11E-10 5.819 0.5716
0.6500 6.388 8.46E-11 5.406 0.5499
0.7000 6.649 1.48E-11 5.047 0.5312
0.7500 6.894 2.72E-12 4.733 0.5149
0.8000 7.124 5.26E-13 4.457 0.5005
0.8500 7.341 1.07E-13 4.211 0.4876
0.9000 7.547 2.25E-14 3.992 0.4762
0.9500 7.742 4.95E-15 3.795 0.4658

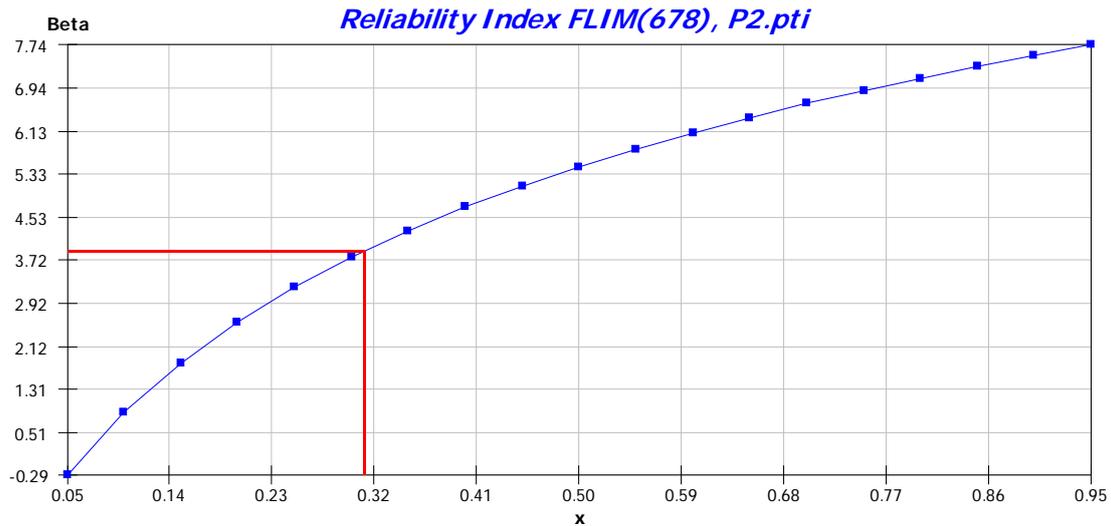
```

```

----- Statistics after COMREL-TI -----
State Function calls = 3348
State Funct. gradient evaluations = 153
Total computation time (CPU-secs.)= 0.08
The error indicator (IER) was = 0
*****

```

Reliability analysis is finished



Se ha llegado a un punto en el cual ha sido necesario un aumento en la sección del hormigón, por lo tanto al aumentar la sección de 25 a 30 cm vuelve a aumentar la fiabilidad. En esta planta para un pilar de 30 x 30 cm observamos que la $\beta = 7.925$, para una $\beta = 3.8$ obtendríamos reducciones de un 53% en la sección o en la resistencia a compresión del hormigón.

Representative Alphas of Variables FLIM(678), P2.pti

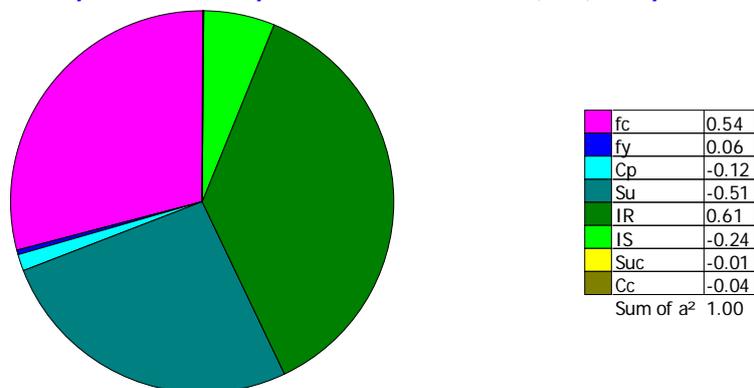


Gráfico que representan los cosenos directores de los vectores de las variables básicas, y expresan la significación, de cada variable en el supuesto estudiado o analizado.

Aumenta la sección de hormigón y por lo tanto vuelve a aumentar la influencia de la variable de este, con lo cual resta influencia al acero.

6.8 Planta 1

“Symbolic Expressions”

```

DEFFUNC(1)() {U0} = fc*b*d*x
DEFFUNC(2)() {Us1} = As*fy
DEFFUNC(3)() = 2*(FUNC(2)*(d-D)/FUNC(1)*d)
DEFFUNC(4)() = (e-(0.5*h))/d
DEFFUNC(10)() {P} = 1.76*(Cp+Su)+6.76*(Car)

DEFFUNC(42)() {NR,CASO2} = (sqrt((FUNC(4)^2)+FUNC(3))-FUNC(4))*FUNC(1)

DEFFUNC(5)() {NS} = N*(At*(Cp+Su))+(N*(L*Cc*H))+At*(Cp+Suc)+N*FUNC(10)

!Función límite; CASO2

FLIM(425) = IR*FUNC(42) - IS*FUNC(5)

!Función límite; CASO3

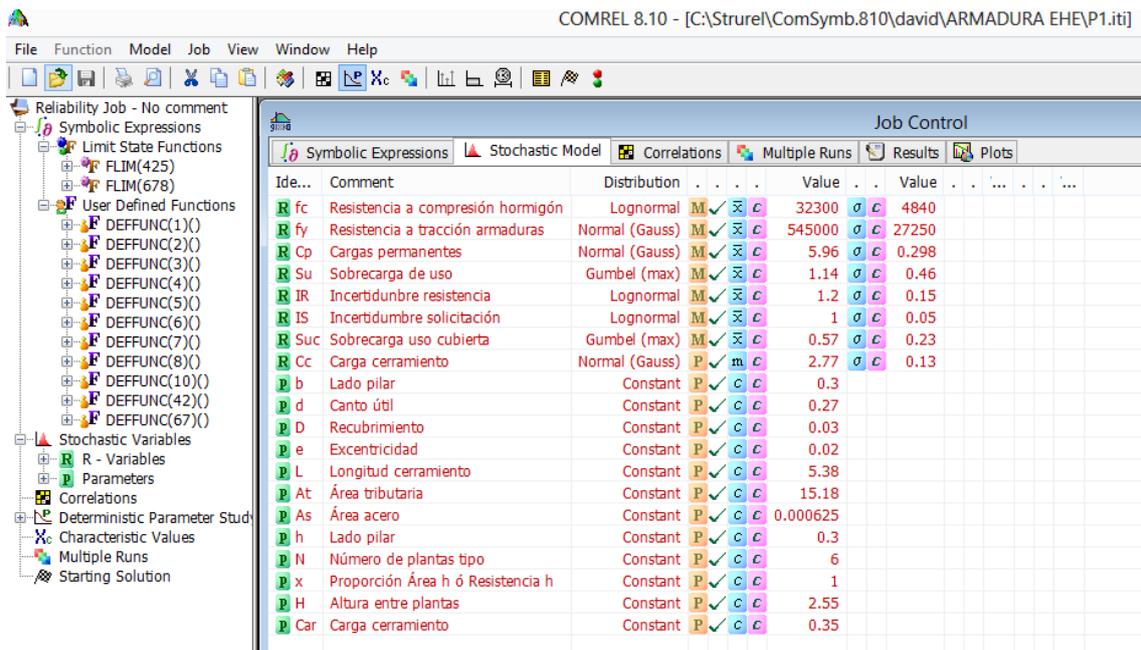
DEFFUNC(6)() {m1} = -0.5*FUNC(1)*e+(2*FUNC(2))*((d-D)/2)+0.125*FUNC(1)*(d+2*D)

DEFFUNC(7)() {m2} = -(FUNC(2)+(0.8*FUNC(1)))*e+FUNC(2)*((d-D)/2)+0.08*FUNC(1)*(d+5*D)

DEFFUNC(67)() {alfa} = ((0.480*FUNC(6))-(0.375*FUNC(7)))/(FUNC(6)-FUNC(7))

DEFFUNC(8)() {NR,CASO3} = ((FUNC(2)*(d-D))+(FUNC(67)*FUNC(1)*d))/(e+(0.5*(d-D)))

FLIM(678) = IR*FUNC(8) - IS*FUNC(5)
    
```



```

*****
----- Comrel-TI (Version 8) -----
---- (c) Copyright: RCP GmbH (1989-2012) ----
*****

```

```

-----
Job name ..... : P1
Failure criterion no. : 678
Comment : No commen
Transformation type : Rosenblatt
Optimization algorithm: RFLS
-----

```

```

Importance sampling: Sample no. 1 E(Sim)= 1.16 C.o.V.= 0.00 (%)
Importance sampling: Sample no. 2 E(Sim)= 0.827 C.o.V.= 28.86 (%)
Importance sampling: Sample no. 3 E(Sim)= 0.908 C.o.V.= 18.98 (%)
Importance sampling: Sample no. 4 E(Sim)= 0.780 C.o.V.= 21.82 (%)
Importance sampling: Sample no. 5 E(Sim)= 0.674 C.o.V.= 24.65 (%)
Importance sampling: Sample no. 6 E(Sim)= 0.734 C.o.V.= 20.29 (%)
Importance sampling: Sample no. 7 E(Sim)= 0.821 C.o.V.= 18.40 (%)
Importance sampling: Sample no. 8 E(Sim)= 0.827 C.o.V.= 16.01 (%)
Importance sampling: Sample no. 9 E(Sim)= 0.812 C.o.V.= 14.58 (%)
Importance sampling: Sample no. 10 E(Sim)= 0.798 C.o.V.= 13.47 (%)

```

```

FORM-beta= 7.102; SORM-beta= 7.070; beta(Sampling)= 7.101; (IER= 0)
FORM-Pf= 6.18E-13; SORM-Pf= 7.80E-13; Pf(Sampling)= 6.22E-13

```

```

----- Parameter study for Parameter: x -----
Param. value, Reliab.index, Prob.(Failure), Param. Sens., Param. Elas.
0.5000E-01 -1.367 0.91 25.89 0.9748
0.1000 -0.1997 0.58 20.99 13.14
0.1500 0.7884 0.22 17.20 3.265
0.2000 1.574 5.78E-02 14.44 1.831
0.2500 2.240 1.25E-02 12.39 1.380
0.3000 2.818 2.42E-03 10.83 1.150
0.3500 3.327 4.40E-04 9.604 1.008
0.4000 3.781 7.82E-05 8.614 0.9094
0.4500 4.191 1.39E-05 7.799 0.8359
0.5000 4.563 2.52E-06 7.116 0.7784
0.5500 4.905 4.68E-07 6.536 0.7318
0.6000 5.220 8.97E-08 6.037 0.6931
0.6500 5.511 1.78E-08 5.604 0.6603
0.7000 5.783 3.68E-09 5.226 0.6322
0.7500 6.036 7.91E-10 4.895 0.6078
0.8000 6.274 1.76E-10 4.602 0.5864
0.8500 6.498 4.08E-11 4.342 0.5677
0.9000 6.710 9.79E-12 4.109 0.5510
0.9500 6.911 2.43E-12 3.900 0.5361

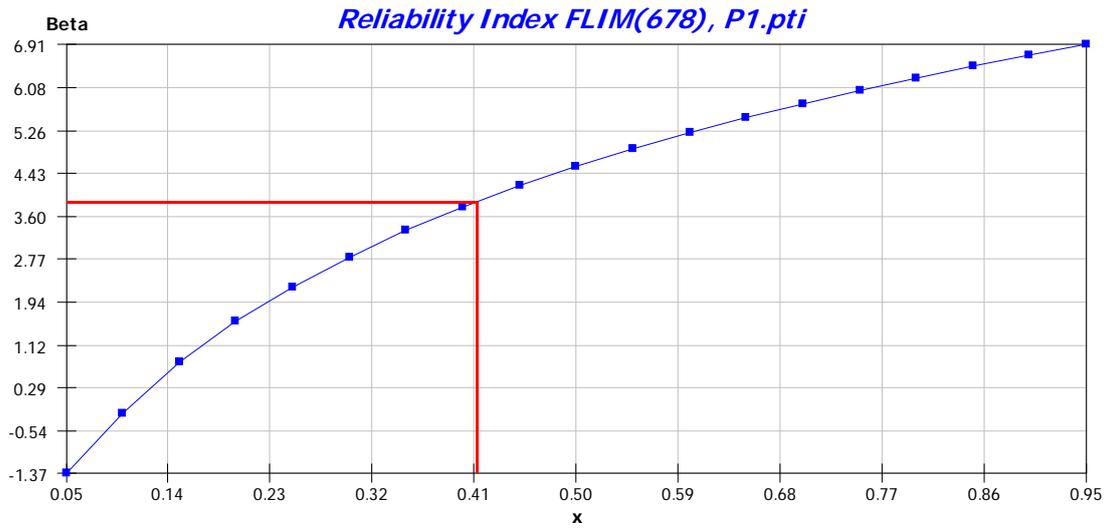
```

```

----- Statistics after COMREL-TI -----
State Function calls = 3292
State Funct. gradient evaluations = 146
Total computation time (CPU-secs.)= 0.11
The error indicator (IER) was = 0
*****

```

Reliability analysis is finished



En este caso al mantener la misma sección de hormigón y acero que en la planta superior, el índice de fiabilidad se ve reducido a 7.102.

Representative Alphas of Variables FLIM(678), P1.pti

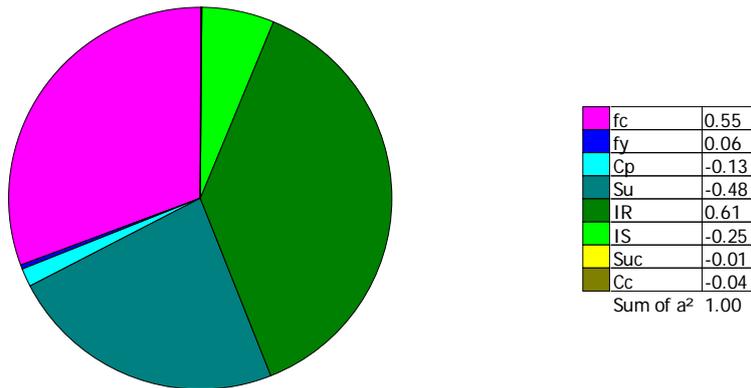


Gráfico que representan los cosenos directores de los vectores de las variables básicas, y expresan la significación, de cada variable en el supuesto estudiado o analizado.

6.9 Planta Baja

“Symbolic Expressions”

```

DEFFUNC(1)() {U0} = fc * b * d * x
DEFFUNC(2)() {Us1} = As * fy
DEFFUNC(3)() = 2 * (FUNC(2) * (d - D) / FUNC(1) * d)
DEFFUNC(4)() = (e - (0.5 * h)) / d
DEFFUNC(10)() {P} = 1.76 * (Cp + Su) + 6.76 * (Car)

DEFFUNC(42)() {NR, CASO2} = (sqrt((FUNC(4)^2 + FUNC(3)) - FUNC(4)) * FUNC(1))

DEFFUNC(5)() {NS} = N * (At * (Cp + Su)) + (N * (L * Cc * H)) + At * (Cp + Suc) + N * FUNC(10)

!Función límite; CASO2

FLIM(425) = IR * FUNC(42) - IS * FUNC(5)

!Función límite; CASO3

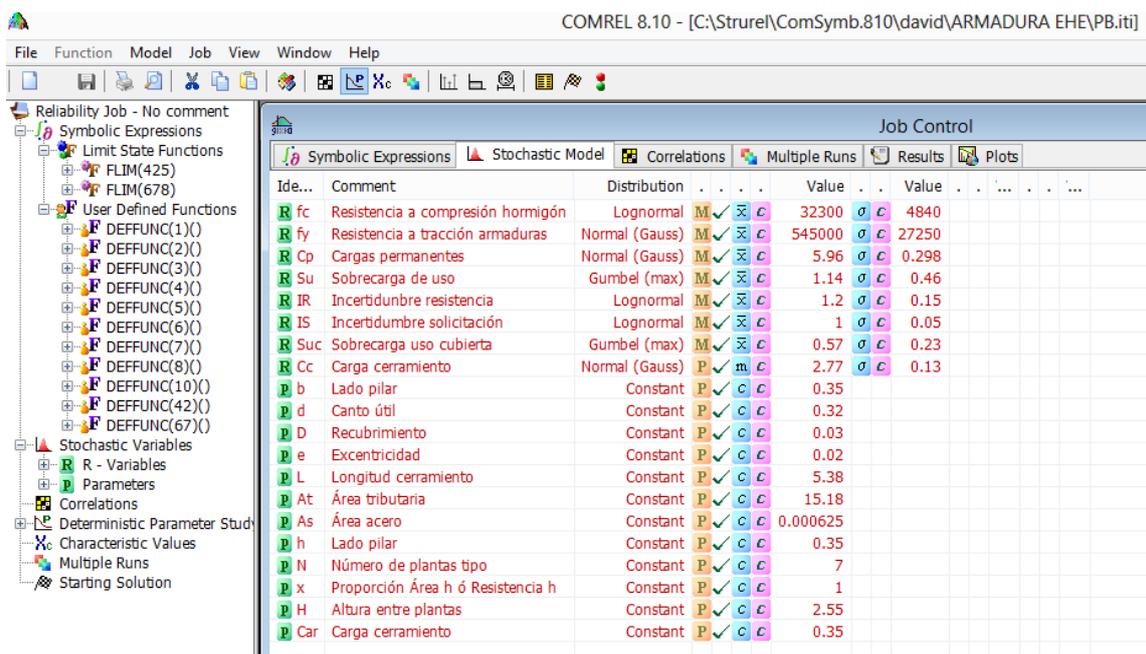
DEFFUNC(6)() {m1} = -0.5 * FUNC(1) * e + (2 * FUNC(2)) * ((d - D) / 2) + 0.125 * FUNC(1) * (d + 2 * D)

DEFFUNC(7)() {m2} = -(FUNC(2) + (0.8 * FUNC(1))) * e + FUNC(2) * ((d - D) / 2) + 0.08 * FUNC(1) * (d + 5 * D)

DEFFUNC(67)() {alfa} = ((0.480 * FUNC(6)) - (0.375 * FUNC(7))) / (FUNC(6) - FUNC(7))

DEFFUNC(8)() {NR, CASO3} = ((FUNC(2) * (d - D)) + (FUNC(67) * FUNC(1) * d)) / (e + (0.5 * (d - D)))

FLIM(678) = IR * FUNC(8) - IS * FUNC(5)
    
```



```

*****
----- Comrel-TI (Version 8) -----
---- (c) Copyright: RCP GmbH (1989-2012) ----
*****

```

```

-----
Job name ..... : PB
Failure criterion no. : 678
Comment : No commen
Transformation type : Rosenblatt
Optimization algorithm: RFLS
-----

```

```

Importance sampling: Sample no. 1 E(Sim)= 1.15 C.o.V.= 0.00 (%)
Importance sampling: Sample no. 2 E(Sim)= 0.847 C.o.V.= 25.69 (%)
Importance sampling: Sample no. 3 E(Sim)= 0.926 C.o.V.= 17.14 (%)
Importance sampling: Sample no. 4 E(Sim)= 0.811 C.o.V.= 19.17 (%)
Importance sampling: Sample no. 5 E(Sim)= 0.711 C.o.V.= 21.50 (%)
Importance sampling: Sample no. 6 E(Sim)= 0.766 C.o.V.= 17.88 (%)
Importance sampling: Sample no. 7 E(Sim)= 0.843 C.o.V.= 16.29 (%)
Importance sampling: Sample no. 8 E(Sim)= 0.848 C.o.V.= 14.18 (%)
Importance sampling: Sample no. 9 E(Sim)= 0.836 C.o.V.= 12.85 (%)
Importance sampling: Sample no. 10 E(Sim)= 0.824 C.o.V.= 11.83 (%)

```

```

FORM-beta= 7.709; SORM-beta= 7.684; beta(Sampling)= 7.709; (IER= 0)
FORM-Pf= 6.37E-15; SORM-Pf= 7.76E-15; Pf(Sampling)= 6.39E-15

```

```

----- Parameter study for Parameter: x -----
Param. value, Reliab.index, Prob.(Failure), Param. Sens., Param. Elas.
0.5000E-01 -1.661 0.95 33.36 1.026
0.1000 -0.2103 0.58 25.26 14.68
0.1500 0.9443 0.17 19.83 3.144
0.2000 1.837 3.31E-02 16.20 1.760
0.2500 2.577 4.98E-03 13.66 1.321
0.3000 3.210 6.65E-04 11.78 1.098
0.3500 3.760 8.49E-05 10.33 0.9596
0.4000 4.247 1.08E-05 9.191 0.8637
0.4500 4.683 1.41E-06 8.261 0.7923
0.5000 5.078 1.91E-07 7.490 0.7365
0.5500 5.436 2.72E-08 6.843 0.6914
0.6000 5.765 4.08E-09 6.292 0.6542
0.6500 6.069 6.47E-10 5.820 0.6229
0.7000 6.350 1.08E-10 5.413 0.5963
0.7500 6.612 1.90E-11 5.058 0.5734
0.8000 6.858 3.51E-12 4.747 0.5536
0.8500 7.089 6.80E-13 4.473 0.5362
0.9000 7.307 1.38E-13 4.229 0.5208
0.9500 7.513 2.91E-14 4.010 0.5070

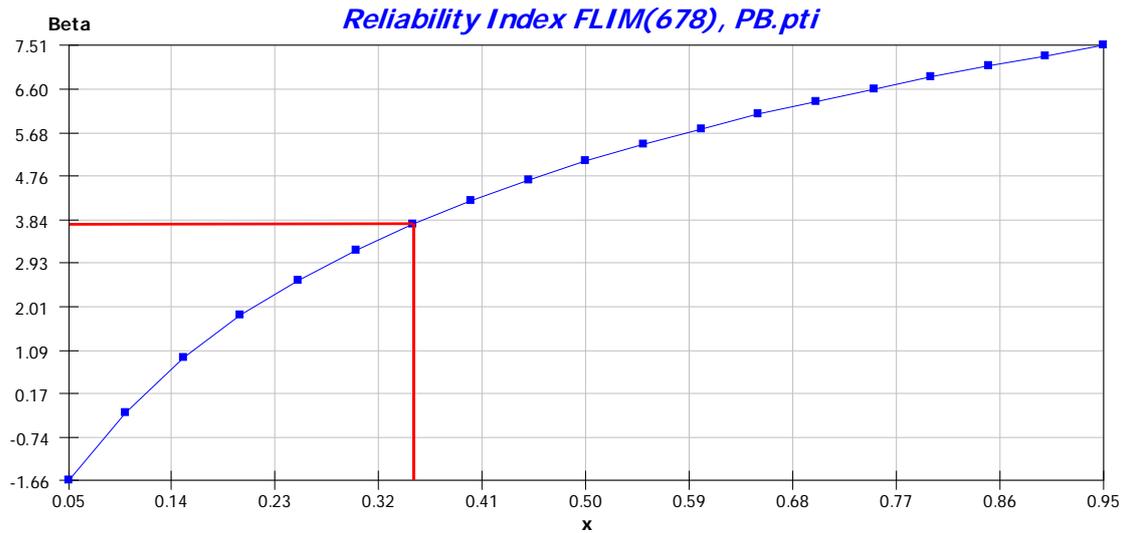
```

```

----- Statistics after COMREL-TI -----
State Function calls = 3332
State Funct. gradient evaluations = 151
Total computation time (CPU-secs.)= 0.11
The error indicator (IER) was = 0
*****

```

Reliability analysis is finished



Se llega a la planta baja con la necesidad de volver a aumentar la sección del pilar a 35 x 35 cm, manteniendo la misma área de acero 4Ø20, llegamos a una $\beta = 7.709$ para esta sección.

Representative Alphas of Variables FLIM(678), PB.pti

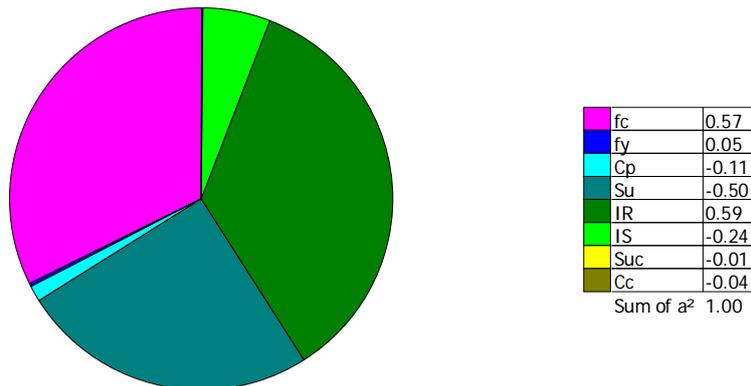


Gráfico que representan los cosenos directores de los vectores de las variables básicas, y expresan la significación, de cada variable en el supuesto estudiado o analizado.

Se puede concluir diciendo que la influencia de las variables ha sido bastante lineal, si se aumenta la sección de hormigón la variable correspondiente a este aumenta respecto de la planta superior, las variables correspondientes a la sobrecarga de uso y a la incertidumbre del modelo a efectos resistentes han tenido prácticamente la misma influencia para el cálculo después de la resistencia a compresión del hormigón, y teniendo en cuenta que se ha considerado acero, si este no se consideraba como en un principio, la influencia era más notoria entre la Su y la IR.

6.10 Interpretación de resultados en función de las dimensiones del pilar

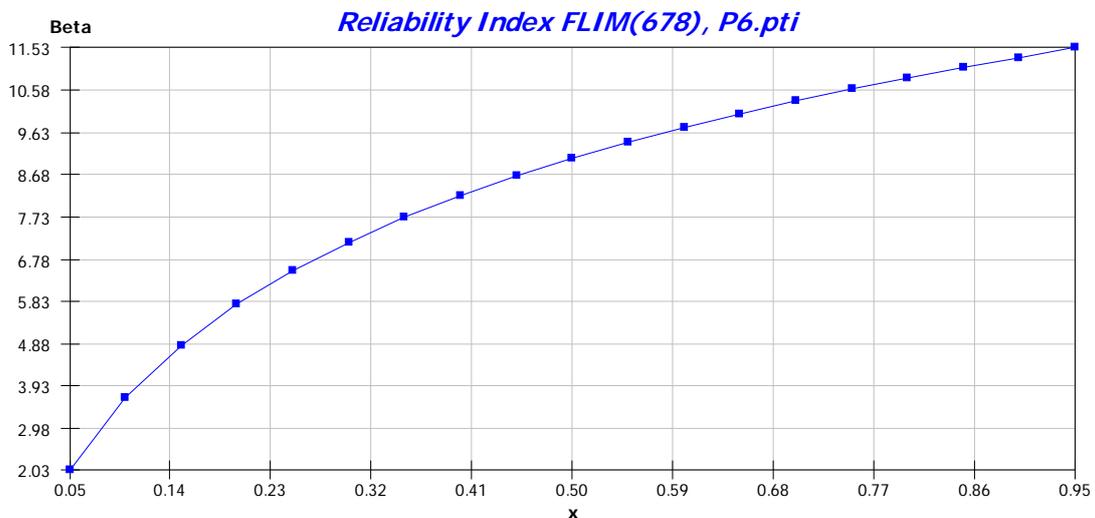
Como se mencionó al principio del capítulo y como se ha visto a lo largo de este, se han analizado los resultados en función de un parámetro llamado "X", ahora lo que se busca es traducirlo a datos más atractivos, es decir, si decíamos que este parámetro nos permitiría obtener resultados de β en función del área o de la resistencia a compresión del hormigón, pues se ha realizado este apartado para traducir el área necesaria en función de la β y así poder obtener como resultado las dimensiones del pilar de forma aproximada.

$$\text{DEFUNC}(1)() \{U0\} = f_c \cdot \underbrace{b \cdot d}_a \cdot x$$

Se considera de la función anterior que $b \cdot d = a$; área de la sección del pilar de forma aproximada.

Para tratar de explicar lo que se ha hecho, ponemos el ejemplo de la planta 7 y a continuación se mostraran todas las demás plantas.

Tenemos los resultados de β en función de x analizados con anterioridad.



El resultado de la β calculada para la planta 6, con un pilar de dimensiones de 25 x 25, obtuvo un resultado de $\beta = 11.741$, con lo cual a continuación se realizará un tabla que recogerá valor de β para cada valor del parámetro X y para cada área de la sección del pilar, pudiendo traducir así finalmente a dimensiones del pilar en función de la β .

El resultado que se quiere obtener es que para un índice de fiabilidad mínimo de $\beta_{50} = 3.8$ recogido en la Instrucción, que dimensión del pilar correspondería a este valor.

El cuadro realizado nos ayudará a generar e interpretar de forma más cómoda las gráficas de la sección de hormigón según el índice de fiabilidad

PLANTA 6			
Parametro x (1)	Beta (2)	Área Pilar cm2 (3)	Dimensión # cm (4)
0,05	2,03	31,25	5,59
0,10	3,657	62,50	7,91
0,15	4,837	93,75	9,68
0,20	5,762	125,00	11,18
0,25	6,522	156,25	12,50
0,30	7,166	187,50	13,69
0,35	7,725	218,75	14,79
0,40	8,217	250,00	15,81
0,45	8,656	281,25	16,77
0,50	9,053	312,50	17,68
0,55	9,415	343,75	18,54
0,60	9,747	375,00	19,36
0,65	10,050	406,25	20,16
0,70	10,340	437,50	20,92
0,75	10,610	468,75	21,65
0,80	10,860	500,00	22,36
0,85	11,100	531,25	23,05
0,90	11,320	562,50	23,72
0,95	11,530	593,75	24,37
1,00	11,740	625,00	25,00

(1) y (2). Datos obtenidos de la gráfica: Reliability Index FLIM(678).pti

(3). Área de la sección del pilar, obtenida en función del parámetro X.

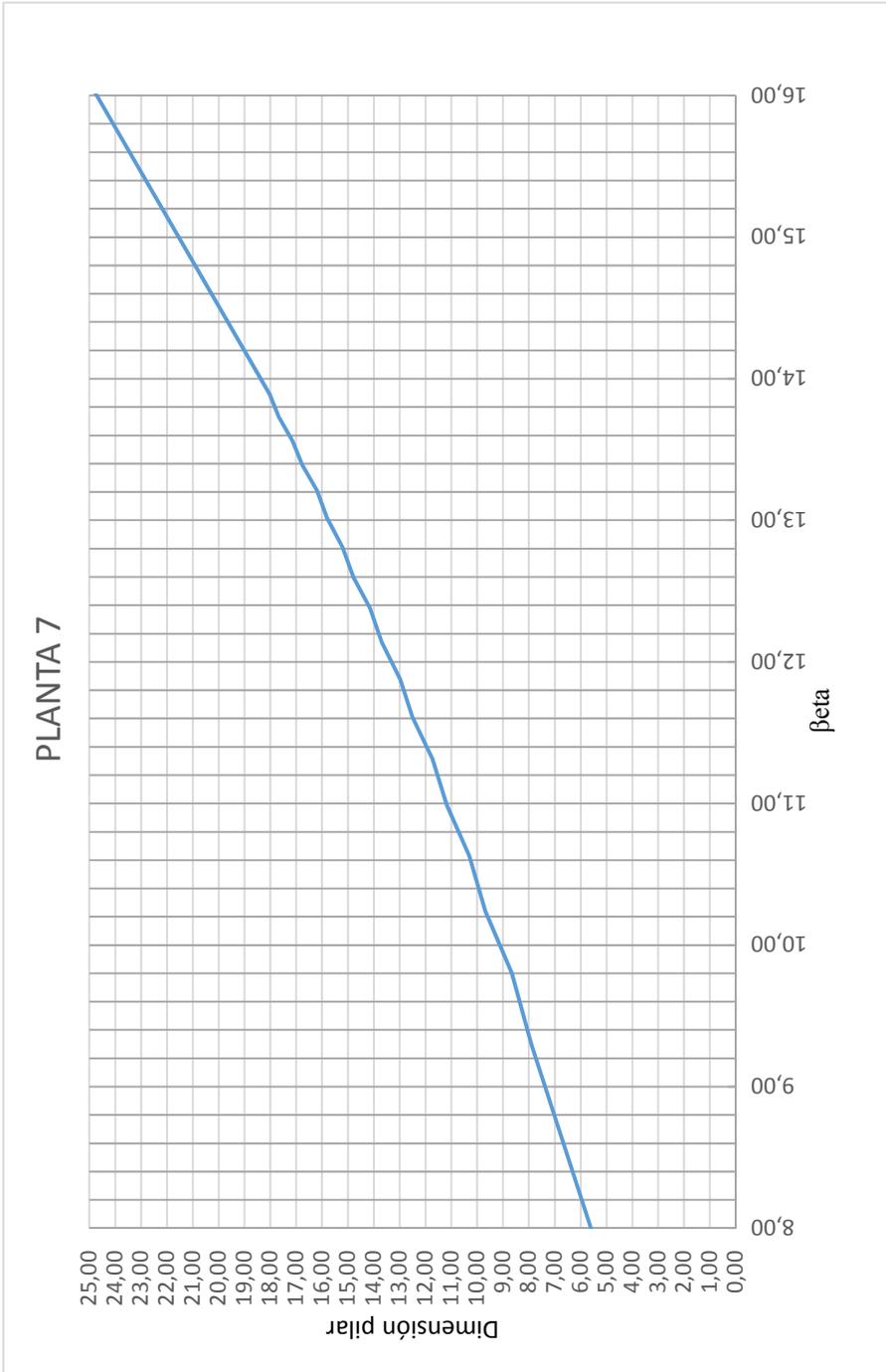
(4). Dimensión del lado del pilar de sección cuadrada

Para $X=1$, $\beta=11.740$ y el pilar es de 25×25 con lo cual tendrá un área de 625cm^2 . Así se obtendrán los demás resultados

Por lo tanto observando los datos analizados, y para una $\beta_{50}=3.8$, la sección necesaria sería de 8.00×8.00 cm.

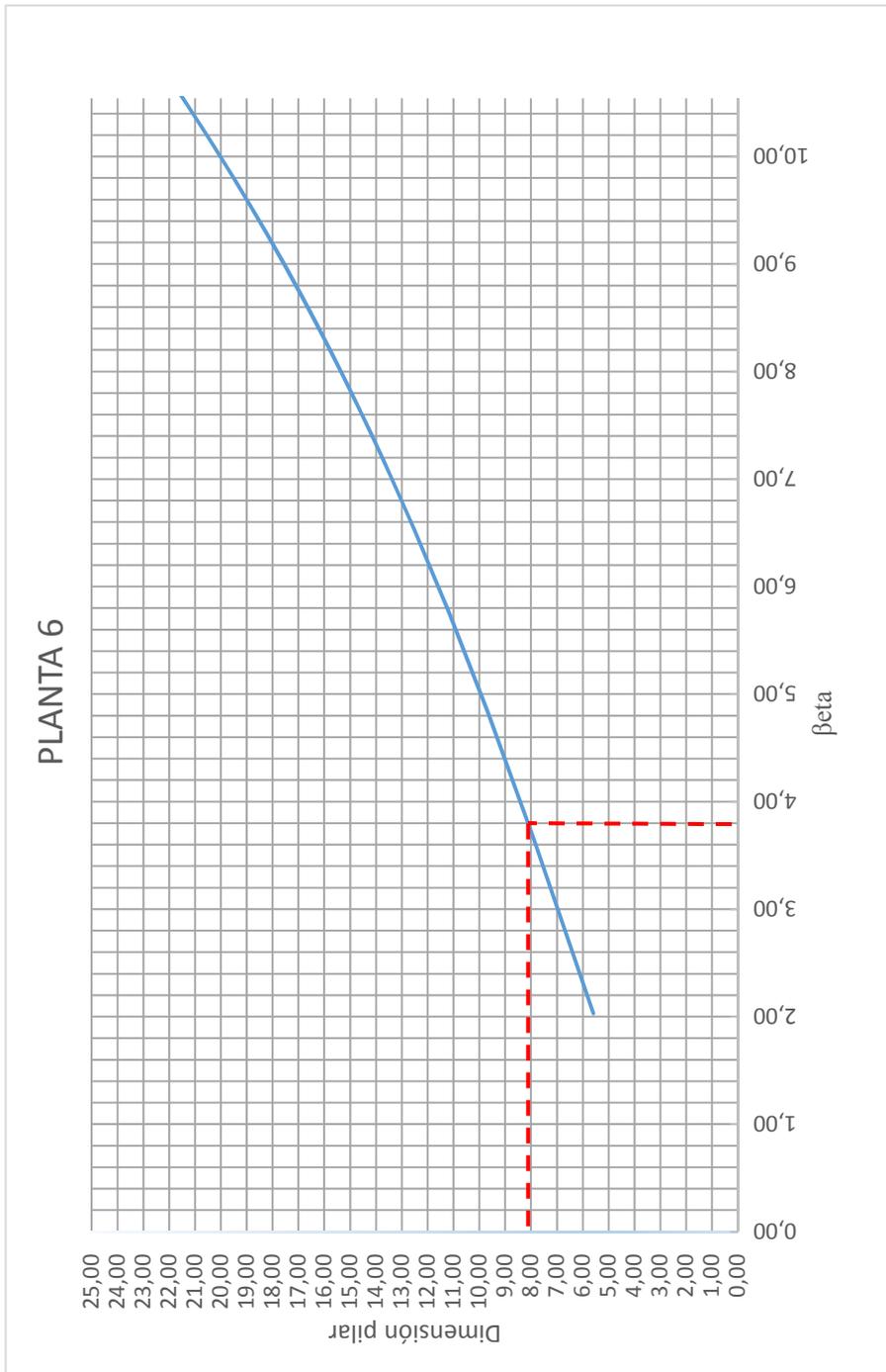
Se generan ábacos de dimensiones con sus respectivos índices de fiabilidad.

PLANTA 7			
Parametro x	Beta	Área Pilar cm2	Dimensión # cm
0,05	7,994	31,25	5,59
0,10	9,298	62,50	7,91
0,12	9,802	75,00	8,66
0,15	10,240	93,75	9,68
0,17	10,630	106,25	10,31
0,20	10,990	125,00	11,18
0,22	11,310	137,50	11,73
0,25	11,610	156,25	12,50
0,27	11,880	168,75	12,99
0,30	12,140	187,50	13,69
0,32	12,380	200,00	14,14
0,35	12,600	218,75	14,79
0,37	12,810	231,25	15,21
0,40	13,020	250,00	15,81
0,42	13,210	262,50	16,20
0,45	13,390	281,25	16,77
0,47	13,560	293,75	17,14
0,50	13,730	312,50	17,68
0,52	13,890	325,00	18,03
1,00	16,091	625,00	25,00

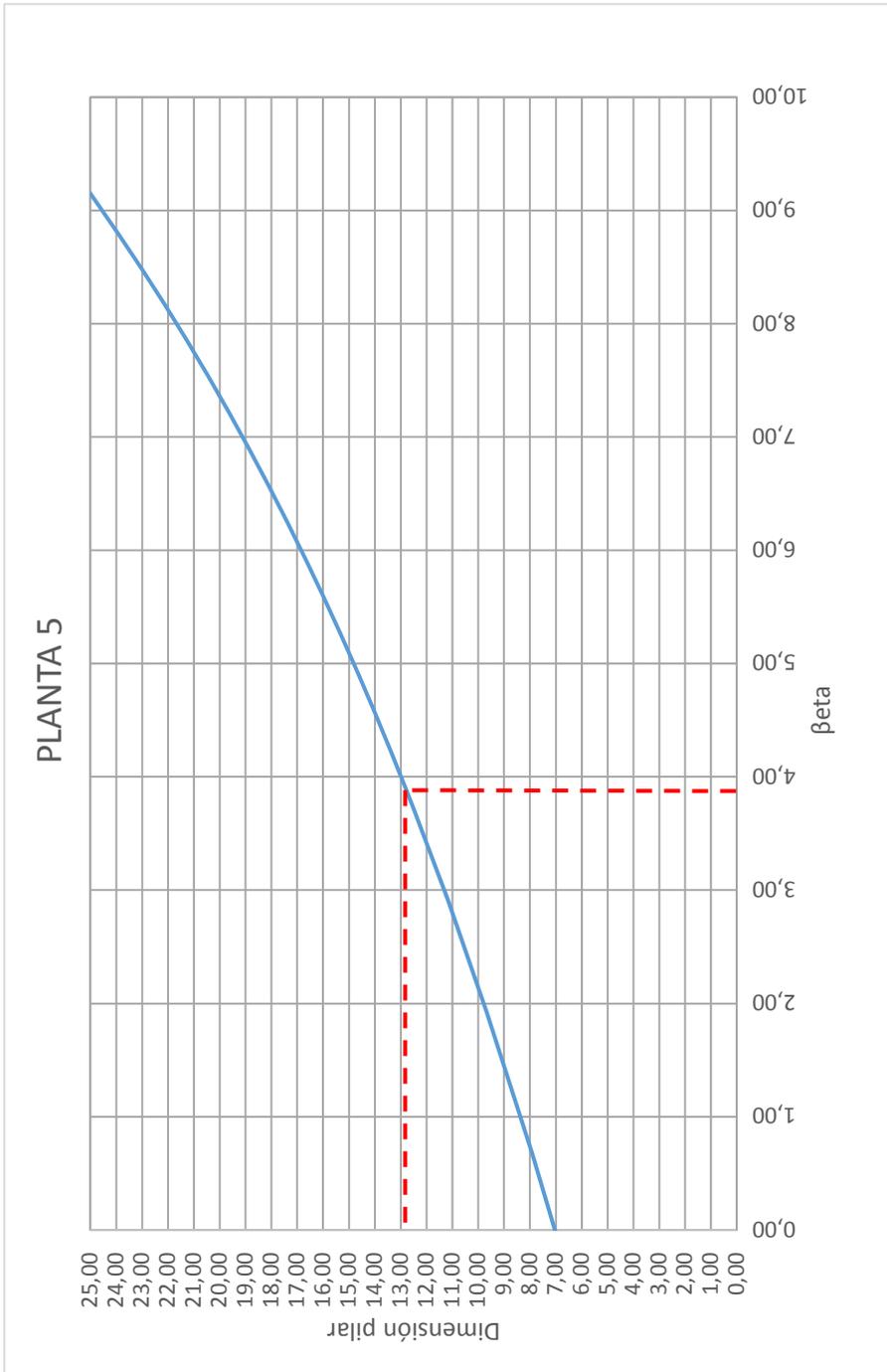


La planta 7 no podríamos considerarla como una planta representativa, en este caso, al estar estudiando la reducción de la sección del hormigón en función de β , y manteniendo el acero real de cálculo supuesto por la ehe-08, se observa que para un valor $\beta=3.8$, la reducción de la sección del hormigón es total, es decir, el propio acero absorbería en su totalidad las cargas sin necesidad del hormigón.

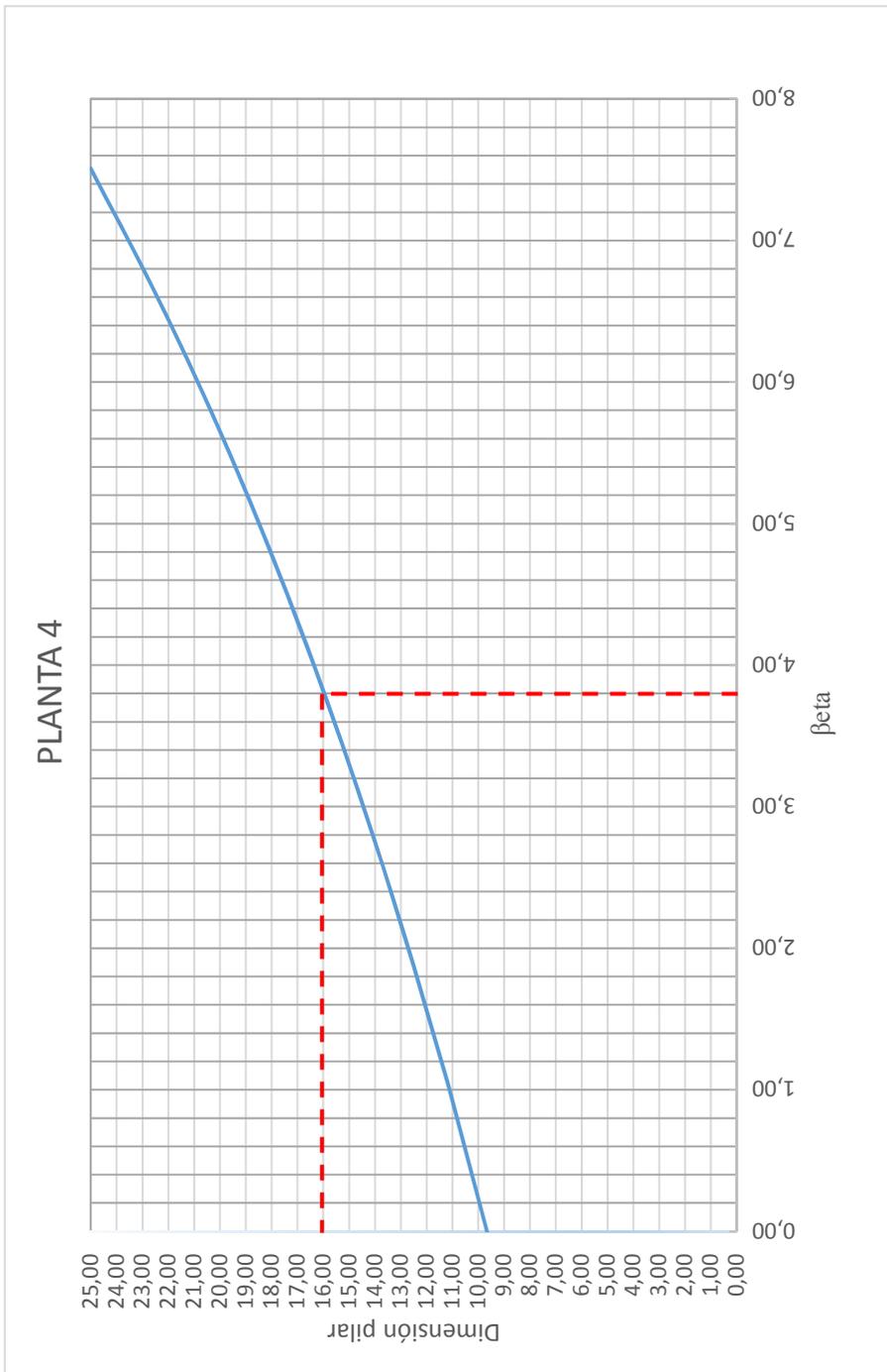
PLANTA 6			
Parametro x	Beta	Área Pilar cm2	Dimensión # cm
0,05	2,03	31,25	5,59
0,10	3,657	62,50	7,91
0,15	4,837	93,75	9,68
0,20	5,762	125,00	11,18
0,25	6,522	156,25	12,50
0,30	7,166	187,50	13,69
0,35	7,725	218,75	14,79
0,40	8,217	250,00	15,81
0,45	8,656	281,25	16,77
0,50	9,053	312,50	17,68
0,55	9,415	343,75	18,54
0,60	9,747	375,00	19,36
0,65	10,050	406,25	20,16
0,70	10,340	437,50	20,92
0,75	10,610	468,75	21,65
0,80	10,860	500,00	22,36
0,85	11,100	531,25	23,05
0,90	11,320	562,50	23,72
0,95	11,530	593,75	24,37
1,00	11,740	625,00	25,00



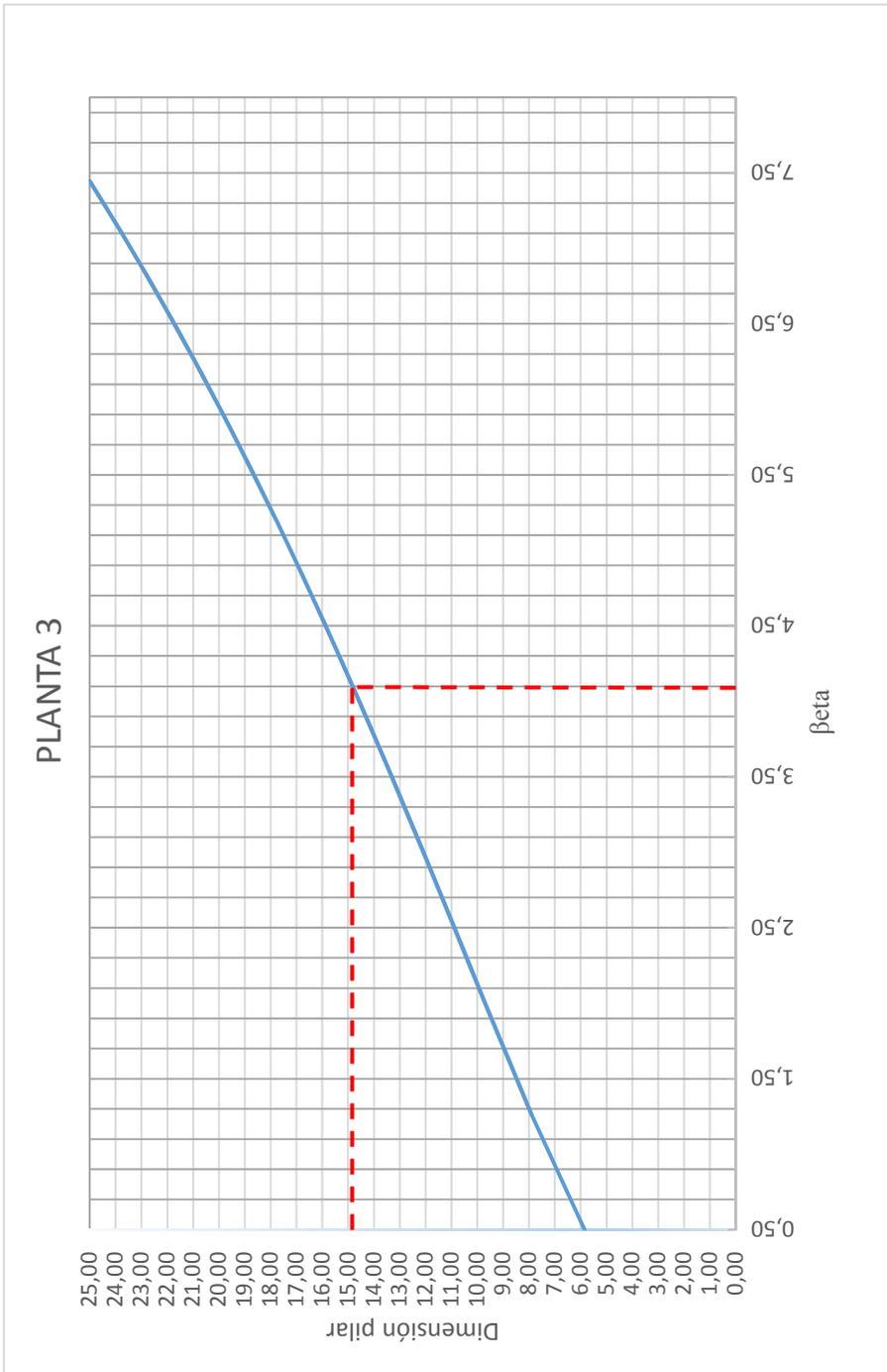
PLANTA 5			
Parametro x	Beta	Área Pilar cm2	Dimensión # cm
0,05	-1,114	31,25	5,59
0,10	0,667	62,50	7,91
0,15	1,931	93,75	9,68
0,20	2,915	125,00	11,48
0,25	3,719	156,25	12,50
0,30	4,398	187,50	13,69
0,35	4,985	218,75	14,79
0,40	5,502	250,00	15,81
0,45	5,964	281,25	16,77
0,50	6,380	312,50	17,68
0,55	6,758	343,75	18,54
0,60	7,104	375,00	19,36
0,65	7,423	406,25	20,16
0,70	7,719	437,50	20,92
0,75	7,995	468,75	21,65
0,80	8,253	500,00	22,36
0,85	8,495	531,25	23,05
0,90	8,724	562,50	23,72
0,95	8,941	593,75	24,37
1,00	9,151	625,00	25,00



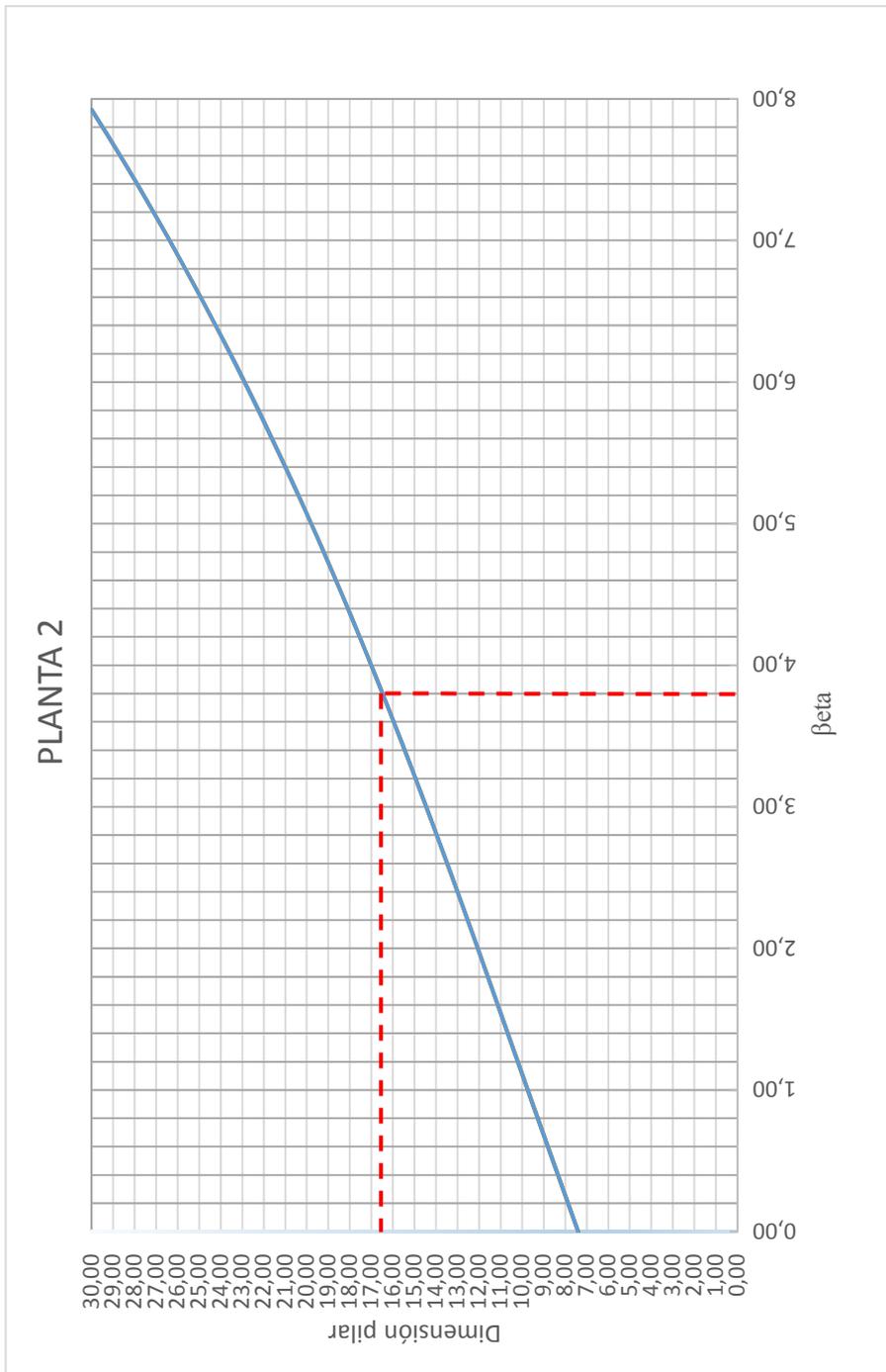
PLANTA 4			
Parametro x	Beta	Área Pilar cm ²	Dimensión # cm
0,05	-3,194	31,25	5,59
0,10	-1,349	62,50	7,91
0,15	0,013	93,75	9,68
0,20	1,041	125,00	11,18
0,25	1,877	156,25	12,50
0,30	2,582	187,50	13,69
0,35	3,190	218,75	14,79
0,40	3,725	250,00	15,81
0,45	4,202	281,25	16,77
0,50	4,633	312,50	17,68
0,55	5,025	343,75	18,54
0,60	5,385	375,00	19,36
0,65	5,716	406,25	20,16
0,70	6,024	437,50	20,92
0,75	6,311	468,75	21,65
0,80	6,579	500,00	22,36
0,85	6,830	531,25	23,05
0,90	7,065	562,50	23,72
0,95	7,289	593,75	24,37
1,00	7,511	625,00	25,00



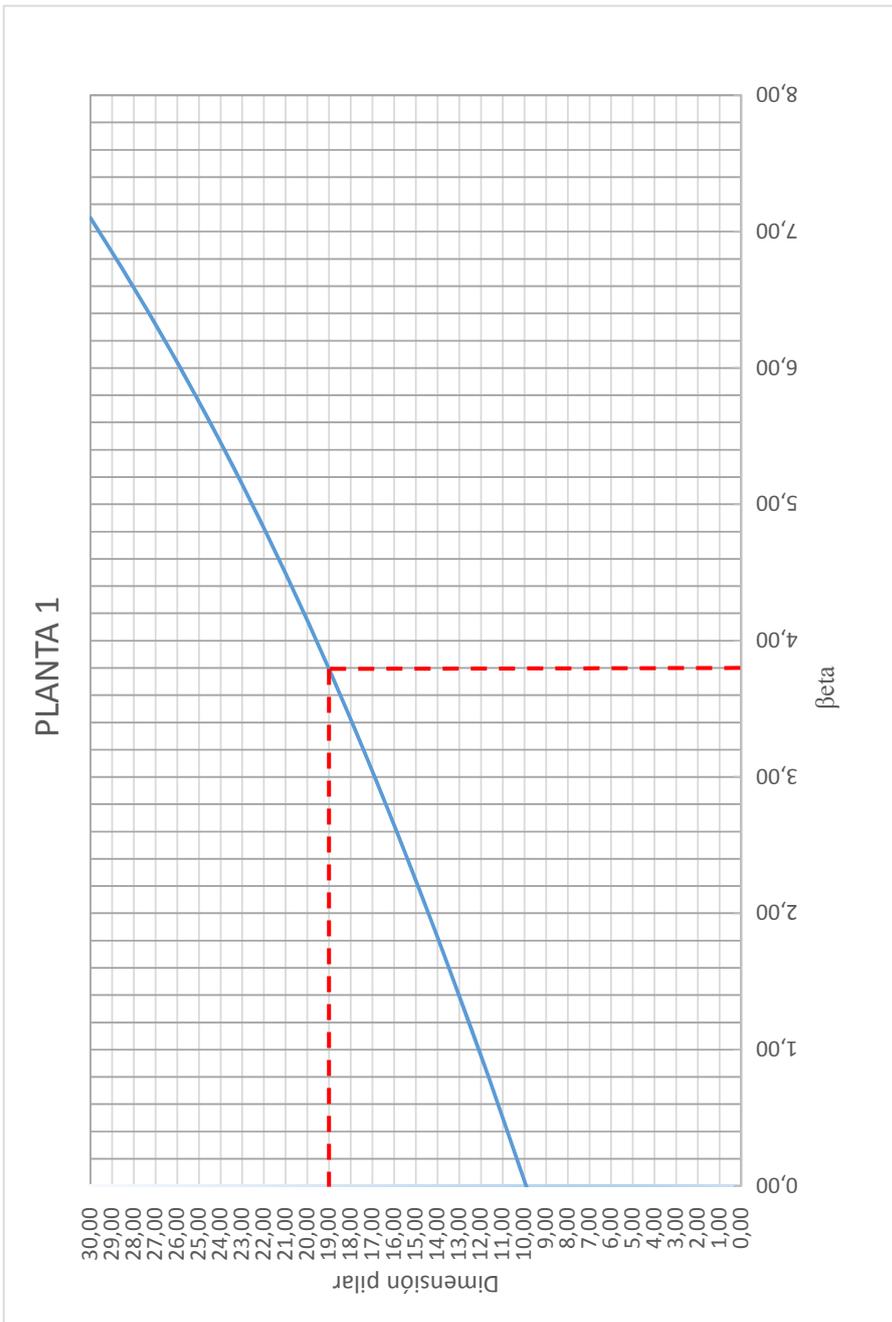
PLANTA 3			
Parametro x	Beta	Área Pilar cm ²	Dimensión # cm
0,05	0,4034	31,25	5,59
0,10	1,264	62,50	7,91
0,15	1,994	93,75	9,68
0,20	2,622	125,00	11,18
0,25	3,170	156,25	12,50
0,30	3,654	187,50	13,69
0,35	4,087	218,75	14,79
0,40	4,479	250,00	15,81
0,45	4,836	281,25	16,77
0,50	5,163	312,50	17,68
0,55	5,464	343,75	18,54
0,60	5,743	375,00	19,36
0,65	6,004	406,25	20,16
0,70	6,247	437,50	20,92
0,75	6,476	468,75	21,65
0,80	6,691	500,00	22,36
0,85	6,895	531,25	23,05
0,90	7,088	562,50	23,72
0,95	7,272	593,75	24,37
1,00	7,445	625,00	25,00



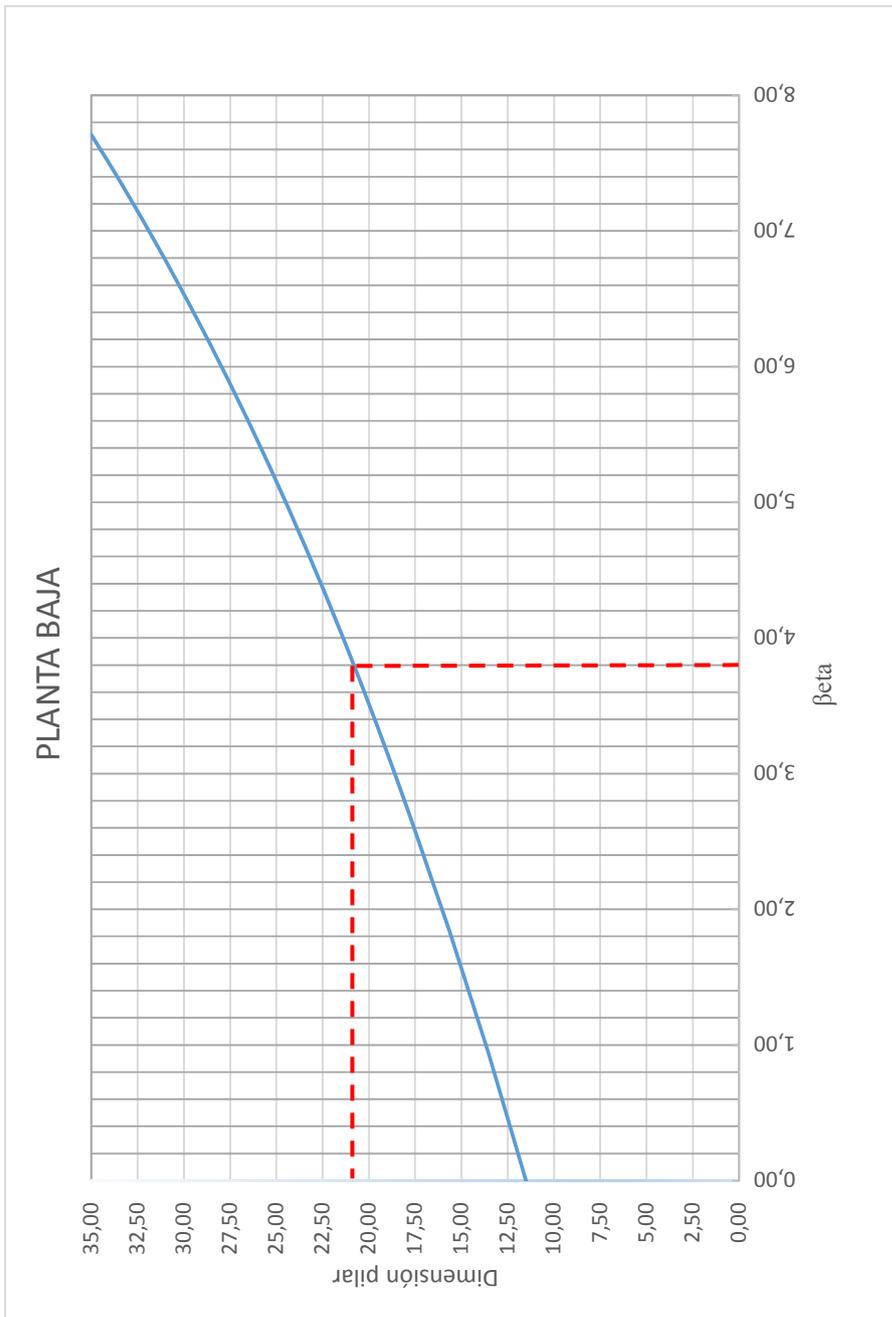
PLANTA 2			
Parametro x	Beta	Área Pilar cm2	Dimensión # cm
0,05	-0,2942	45,00	6,71
0,10	0,887	90,00	9,49
0,15	1,810	135,00	11,62
0,20	2,572	180,00	13,42
0,25	3,220	225,00	15,00
0,30	3,781	270,00	16,43
0,35	4,275	315,00	17,75
0,40	4,716	360,00	18,97
0,45	5,113	405,00	20,12
0,50	5,473	450,00	21,21
0,55	5,803	495,00	22,25
0,60	6,107	540,00	23,24
0,65	6,388	585,00	24,19
0,70	6,649	630,00	25,10
0,75	6,894	675,00	25,98
0,80	7,124	720,00	26,83
0,85	7,341	765,00	27,66
0,90	7,547	810,00	28,46
0,95	7,742	855,00	29,24
1,00	7,925	900,00	30,00



PLANTA 1			
Parametro x	Beta	Área Pilar cm ²	Dimensión # cm
0,05	-1,367	45,00	6,71
0,10	-0,200	90,00	9,49
0,15	0,788	135,00	11,62
0,20	1,574	180,00	13,42
0,25	2,240	225,00	15,00
0,30	2,818	270,00	16,43
0,35	3,327	315,00	17,75
0,40	3,781	360,00	18,97
0,45	4,191	405,00	20,12
0,50	4,563	450,00	21,21
0,55	4,905	495,00	22,25
0,60	5,220	540,00	23,24
0,65	5,511	585,00	24,19
0,70	5,783	630,00	25,10
0,75	6,036	675,00	25,98
0,80	6,274	720,00	26,83
0,85	6,498	765,00	27,66
0,90	6,710	810,00	28,46
0,95	6,911	855,00	29,24
1,00	7,102	900,00	30,00



PLANTA BAJA			
Parametro x	Beta	Área Pilar cm ²	Dimensión # cm
0,05	-1,661	61,25	7,83
0,10	-0,2103	122,50	11,07
0,15	0,9443	183,75	13,56
0,20	1,837	245,00	15,65
0,25	2,577	306,25	17,50
0,30	3,21	367,50	19,17
0,35	3,76	428,75	20,71
0,40	4,247	490,00	22,14
0,45	4,683	551,25	23,48
0,50	5,078	612,50	24,75
0,55	5,436	673,75	25,96
0,60	5,765	735,00	27,11
0,65	6,069	796,25	28,22
0,70	6,35	857,50	29,28
0,75	6,612	918,75	30,31
0,80	6,858	980,00	31,30
0,85	7,089	1041,25	32,27
0,90	7,307	1102,50	33,20
0,95	7,513	1163,75	34,11
1,00	7,709	1225,00	35,00



7 CONCLUSIONES

Cabe destacar como conclusión más importante del estudio realizado que:

Tabla resumen de Conclusiones

	PLANTA	DIMENSIÓN PILAR	ARMADURA REAL (constructivamente)	β CÁLCULO	DIMENSIÓN PILAR PARA $\beta= 3,8$
PILAR 43	7	25x25 cm	4Ø12 4,52 cm ²	16,091	0x0cm
	6	25x25 cm	4Ø12 4,52 cm ²	11,741	8x8cm
	5	25x25 cm	4Ø12 4,52 cm ²	9,151	13x13 cm
	4	25x25 cm	4Ø12 4,52 cm ²	7,511	16x16cm
	3	25x25 cm	4Ø20 12,57 cm ²	7,445	15x15 cm
	2	30x30 cm	4Ø20 12,57 cm ²	7,925	17x17 cm
	1	30x30 cm	4Ø20 12,57 cm ²	7,102	19x19 cm
	PB	35x35 cm	4Ø20 12,57 cm ²	7,709	21x21 cm

Según el cálculo seguido por el Anejo 7 de la Instrucción, las dimensiones de los pilares para un edificio de estas características y con los esfuerzos estudiados, son de carácter habitual, obteniendo secciones de 25x25cm en plantas superiores y de 30x30cm e incluso de 35x35cm en plantas inferiores para un edificio de estas características.

Para el cálculo mediante metodología probabilista se han utilizado como variables aleatorias las referentes a cargas permanentes, cargas variables y resistencias de materiales, además de la incertidumbre de los propios modelos y sin llegar a considerar aleatoriedad de carácter geométrico, bajo estas condiciones los valores de los resultados de β oscilan entre 7 y 16, superando holgadamente un $\beta=3,8$ recogido como un valor a cumplir en la propia norma.

EHE-08. Art.5.1.1.1 Capítulo 1. Principios generales.: “[...] El nivel de fiabilidad que debe asegurarse en las estructuras de hormigón vendrá definido por su índice de fiabilidad β_{50} para un periodo de referencia de 50 años, en el caso general no será inferior a 3.8”

La Instrucción afirma que “[...] los procedimientos incluidos en esta norma mediante la comprobación de Estados Limite Últimos, junto con el resto de criterios relativos a ejecución y control, permiten satisfacer esta exigencia.

Está claro que la cumple, pero como se ha demostrado con valores muy superiores.

Si se traducen los valores de β a dimensiones del pilar, obtendremos dimensiones entorno a los 12x12cm, 17x17cm, 21x21cm etc...como se puede observar en la tabla resumen.

No quiere esto decir que podamos construir pilares con estas secciones, a primeras nos viene a la cabeza, con la reducción tan significativa de la sección la posibilidad de que la pieza sufra pandeo, o que existan problemas de adherencia entre el acero y el hormigón, pero estas no han sido las condiciones a estudio, este análisis se realiza a una sección sometida a flexo compresión según recoge la norma.

Además, como conclusiones más generales cabe mencionar que el método probabilístico basado en el análisis de la fiabilidad es el único en dar la verdadera interpretación de la seguridad estructural. Hay que indicar también y con una gran importancia, que sin la caracterización y el conocimiento de las variables aleatorias no se podría aplicar esta metodología, por lo tanto queda de mano de la investigación el seguir analizando las distribuciones de las variables más adecuadas para cada caso.

Bibliografía

- ACHE, Grupo de trabajo C4/5 de. 2003.** *Evaluación de estructuras existentes mediante métodos semiprobabilistas.* s.l. : Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural, 2003.
- Aenor. 2003.** *UNE-EN 1990 Eurocodigos. Bases de cálculo de estructuras.* 2003.
- Calavera, J. 2005.** *Patología de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado.* Madrid : Intemac, 2005.
- Código Técnico de la Edificación. 2009.** *DB-AE. Documento Básico Acciones en la Edificación.* s.l. : Ministerio de la vivienda, 2009.
- Código Técnico de la Edificación;. 2009.** *DB-SE. Documentos Básicos de Seguridad Estructural.* s.l. : Ministerio de la vivienda, 2009.
- EHE-08. 2008.** *Instrucción de Hormigón Estructural.* s.l. : Ministerio de Fomento, 2008.
- Henriques, Antonio Abel Ribeiro. 1988.** *APLICAÇÃO DE NOVOS CONCEITOS DE SEGURANÇA NO DIMENSIONAMENTO DO BETÃO ESTRUTURAL.* Porto, Portugal : FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO, 1988.
- International Organization for Standardization. 2001.** *ISO 13822 Bases for design of structures- Assessment of existing structures. First edition.* 2001.
- International Organization for Standardization. 1988.** *ISO 2394 General principles on reliability for structures.* 1988.
- JJCS. Joint Committee on Structural Safety. 2000.** *Probabilistic Model Code, Parts 1 to 4, Basis of design.* 2000.
- Mosquera Rey, Emilio R. 2011.** *Tesis "Probabilismo Explicito en la Corrosión de Armaduras en las Estructuras de Hormigón sometidas al Ambiente Marino de la Costa Gallega".* A Coruña : Universidad de A Coruña, 2011.
- RCP GmbH. 2004.** *Herramienta Informática. COMREL-TI versión 8.1.* [Reliability Consulting Programs] RCP MUNCHEN : s.n., 2004.
- Rey, Emilio Mosquera. 2013-2014.** *Presentaciones de las Asignaturas del Máster Universitario en Tecnologías de Edificación Sostenible.* A Coruña : s.n., 2013-2014.
- Roberto Laranja1, Jorge de Brito2. 2003.** *Verificação Probabilística da Segurança das Estruturas.* Lisboa, Portugal : Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, 2003. Número 18.
- STRUEL. 2004.** *Struel a Structural Reliability Analysis Program- System, Comrel & Sysrel: Users manual, Componental and System Reliability Analysis,* . MUNCHEN : s.n., 2004.
- Tendencias en la fiabilidad estructural.* **Arteaga, Angel. 2007.** Donostia/ San Sebastián : Instituto de Ciencias de la Construcción E. Torroja CSIC, 2007.

IMÁGENES

Imagen 1: *Pierre Simon de Laplace 1749-1827.*
Fuente: http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/9/91/Pierre-Simon-Laplace_%281749-1827%29.jpg _____ pág.4

Imagen 2: *Niels Bohr y Albert Einstein debatiendo la teoría cuántica en casa de Paul Ehrenfest en Leiden (diciembre de 1925).*
Fuente: http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/d/d5/Niels_Bohr_Albert_Einstein_by_Ehrenfest.jpg _____ pág.5

Imagen 3: Incendio edificio Windsor, febrero de 2005 (izqda.);
Fuente: <http://www.elmundo.es/elmundo/2005/02/13/madrid/1108324543.html> __ pág.7

Imagen 4: Ataque terrorista en Kenia, centro comercial de Nairobi, septiembre de 2013
Fuente: <http://edition.cnn.com/2013/09/26/world/gallery/westgate-mall-parking-deck/> _____ pág.7

Imagen 5: Efectos del terremoto de Chile febrero de 2010 (izqda.);
Fuente: <http://www.taringa.net/posts/noticias/9666111/Terremoto-y-Tsunammi-en-Japon-Chile-y-Haiti.html> _____ pág.8

Imagen 6: Corrosión de armaduras, Poblado Peña del Seo fotografía tomada en 2013.
Fuente Propia _____ pág.8

FIGURAS

Figura 1. *Esquema de los Métodos de Cálculo.* Fuente Propia _____ pág.14

Figura 2. Comportamiento asumido en el MTA.
Fuente: http://www.catedracanciani.com.ar/cancianiweb/E2/TEORICA8_9.pdf _____ pág.15

Figura 3. Ejemplo de un PDF con distribución normal y $\mu = 0$ e $\sigma = 1$ _____ pág.17

Figura 4. *Ejemplo de un CDF con distribución normal y $\mu = 0$ e $\sigma = 1$* _____ pág.18

Figura 5. *Intersección de las curvas de distribución de la resistencia "r" y el esfuerzo "s"* _____ pág.19

Figura 6 - *Valores característicos y acercarse al nivel 1* _____ pág.23

Figura 7 - *Significado geométrico de la integral (14)* _____ pág.26

Figura 8. *Espacio de estados límite (izquierda) límite de espacio se redujo (a la derecha)* _____ pág.28

Figura 9. *Definición del punto de diseño geométrico* _____ pág.32

Figura 10. *El criterio de convergencia para la determinación del "punto de diseño"* _____ pág.35

Figura 11. *Revisión de los métodos de fiabilidad. Fuente: UNE- EN 1990 Eurocódigos. Bases de cálculo de estructuras*_____ pág.48

TABLAS

*Tabla 1. Recomendaciones Estados Limite Últimos referidas a 1 año. Fuente: JCSS (Joint Committee on Structural Safety) Probabilistic Model Code.*_____ pág.40

*Tabla 2. Clases de Consecuencias. Fuente: JCSS (Joint Committee on Structural Safety) Probabilistic Model Code.*_____ pág.40

*Tabla 3. Estados límite de servicio o utilización. Fuente: JCSS (Joint Committee on Structural Safety) Probabilistic Model Code.*_____ pág.42

*Tabla 4. Selección de las distribuciones estadísticas. Fuente: Código Técnico de la Edificación (CTE DB-SE), Anexo C*_____ pág.51

*Tabla 5. Valores nominales, referidos a todo el periodo de servicio, para el índice de fiabilidad requerido. Fuente: Código Técnico de la Edificación (CTE DB-SE), Anexo C, sección 4.3.3*_____ pág.52

*Tabla 6. Hipótesis para las funciones de distribución de los modelos probabilistas. Fuente: Código Técnico de la Edificación (CTE DB-SE)*_____ pág.52

*Tabla 7. Valores recomendados para el índice de fiabilidad requerido. Fuente: Código Técnico de la Edificación (CTE DB-SE)*_____ pág.53

*Tabla 8. Vida útil nominal de los diferentes tipos de estructura. Fuente: EHE-08*_____ pág.55

*Tabla 9: Tabla de valores de coeficiente de variación (V) a garantizar por el suministrador en central de producción. Fuente: EHE-08 Anejo19 (5.1)*_____ pág.92

*Tabla 10. Recomendaciones. Fuente: Código Modelo Probabilista del JCSS, tabla 3.9.3*_____ pág.97

**Nota: Las demás tablas incluidas en este trabajo son de fuente propia para una ayuda a la interpretación y análisis de resultados.*

