

Éléments de fiabilité des constructions

Introduction aux eurocodes

Preface de Dominique Vié

Jean-Armand Calgaro

EXPERTISE
TECHNIQUE

EDITIONS

LE MONITEUR



Sommaire

Préface.....	7
Liste des sigles et abréviations.....	9
Préambule.....	11
Introduction	13
CHAPITRE 1 Fondements des eurocodes.....	19
CHAPITRE 2 Notions élémentaires de calcul des probabilités.....	35
CHAPITRE 3 Notions de statistiques – Représentation des observations ...	69
CHAPITRE 4 Étude des actions variables.....	83
CHAPITRE 5 Bases de la théorie de la fiabilité.....	103
CHAPITRE 6 Introduction à la norme NF EN 1990 : Eurocode « Bases de calcul des structures »	125
CHAPITRE 7 Application de la norme NF EN 1990 aux bâtiments et aux ponts.....	167
CHAPITRE 8 Interprétation numérique des coefficients partiels.....	197
ANNEXE A Une brève histoire des eurocodes.....	219
ANNEXE B Notes sur la distribution de Dirac et la fonction de Heaviside	231
ANNEXE C Définitions et symboles	239
ANNEXE D Méthodes statistiques – Compléments.....	245
Index	251
Table des matières.....	255

Préambule

Le présent ouvrage est le développement d'un cours professé au Centre des hautes études de la construction (Chec). Il s'adresse aux étudiants en génie civil et aux ingénieurs et techniciens chargés de la conception et du calcul de constructions qui s'intéressent aux fondements techniques et scientifiques des normes qu'ils sont amenés à utiliser.

La première partie de ce livre est consacrée au rappel de quelques notions de calcul des probabilités et de traitement statistique de données, afin de faciliter la compréhension de l'approche moderne de la fiabilité des constructions. Ce cours n'est cependant pas un traité de mathématiques : les éléments qui y sont rassemblés ne comportent que très peu de démonstrations et ils ne couvrent qu'un domaine limité. Pour cette raison, les chapitres en question ne comportent pas de bibliographie détaillée : il existe en effet de nombreux cours de calcul des probabilités et de nombreuses publications scientifiques relatives à la statistique, facilement accessibles par les moyens modernes de l'information.

L'approche fiabiliste de la sécurité des constructions s'est concrétisée par des règles de dimensionnement dans les normes appelées eurocodes. Pour cette raison, une partie du présent cours est consacrée à la norme NF EN 1990 (indice de classement : P06-100-1) : Eurocode « Bases de calcul des structures », en quelque sorte l'Eurocode des eurocodes, et à l'interprétation numérique des règles qu'il contient.

Introduction

Nous autres, civilisations, nous savons maintenant que nous sommes mortelles

Paul Valéry (1871-1945).

Les impératifs économiques ainsi que les exigences de sécurité et de durabilité que les constructeurs de tous temps ont dû respecter lors de la conception de leurs ouvrages sont d'un niveau sans cesse croissant sous la pression de conditions politiques et sociales de plus en plus contraignantes.

De nos jours, le choix d'un système ou d'un matériau doit répondre non seulement à des exigences de sécurité, de rentabilité et de facilité d'entretien, mais aussi à des critères architectoniques, écologiques et de conformité à l'environnement (urbain, par exemple).

Comme indiqué dans le préambule du Code-Modèle CEB-FIP de 1978, on considère que l'objectif d'un projet est la réalisation de structures présentant une « utilité » probable maximale. Dans le but d'établir des normes, il est possible de substituer à l'évaluation de ce maximum d'utilité probable la fixation des niveaux optimaux de sécurité à atteindre. Cela signifie que la structure conçue, calculée, exécutée et contrôlée selon un ensemble donné de règles, ne deviendra pas impropre à sa destination pendant sa durée de vie prévue, et ceci au niveau de sécurité spécifié.

Les niveaux de sécurité à atteindre doivent être fixés en tenant compte, à tout moment, des conditions techniques et économiques, ainsi que des exigences en matière de sécurité publique et individuelle, propre au pays ou groupe de pays concerné. Toute structure (ou tout élément de structure) doit donc être projetée de telle sorte que, pendant la durée de vie prévue pour la structure, elle puisse, par exemple :

- supporter, avec un degré de sécurité convenable, toutes les actions et déformations susceptibles d'intervenir durant la construction et l'exploitation ;
- maintenir, en cas d'action accidentelle ou/et de défauts susceptibles d'entraîner une rupture locale, une marge de sécurité suffisante contre la possibilité d'un effondrement de proche en proche ;
- conserver une résistance et une stabilité suffisantes en cas d'incendie ;
- présenter un comportement satisfaisant en exploitation normale ;
- offrir une durabilité convenable vis-à-vis des actions biologiques, chimiques, etc.

COMMENTAIRES

Code-Modèle CEB-FIP

Le Comité euro-international du béton (CEB) et la Fédération internationale de la précontrainte (FIP) ont fusionné en 1998 pour créer la Fédération internationale du béton (*fib*).

Utilité

La notion d'« utilité » est censée constituer une commune mesure aux valeurs monétaire, éthique, sociale ou autres.

Quelques rappels historiques concernant la conception des constructions

Quand est-ce que les notions de sécurité et de durée de vie ont fait leur apparition de manière plus ou moins quantifiée ? Comment les constructions du passé ont-elles été conçues et dimensionnées dans le but de leur assurer une longévité significative ?

Par exemple, l'arc était déjà employé par les Romains dans la construction des ponts en maçonnerie, mais son calcul restait inconnu. Les grands architectes se fiaient de ce fait à leur expérience et à leur sens des proportions (sens esthétique). Parfois, des règles découlaient d'essais et d'erreurs : ainsi, la construction de la cathédrale Saint-Pierre de Beauvais fut achevée en 1272 avec les voûtes les plus hautes de l'histoire gothique (48,50 m), puis une partie du chœur s'effondra en 1284. Une fois le transept érigé (entre 1500 et 1548), il fut décidé de construire une flèche atteignant 153 m de hauteur. Celle-ci s'effondra en 1573 avec trois étages de clocher ! La cathédrale resta, depuis, inachevée...

Selon Marcus Vitruvius Pollio (v. 90 av. J.-C. – v. 20 av. J.-C.) : « L'ordonnance d'un édifice consiste dans la proportion, chose à laquelle l'architecte doit apporter le plus grand soin. (...) Ce rapport est la convenance de mesure qui existe entre une certaine partie des membres d'un ouvrage et le tout ; c'est d'après cette partie qu'on règle les proportions. Car il n'est point d'édifice qui, sans proportion ni rapport, puisse être bien ordonné ; il doit avoir la plus grande analogie avec un corps humain bien formé. »

RÉFÉRENCE

Extrait de l'ouvrage de Marcus Vitruvius Pollio, *De Architectura* – Livre III, traduction nouvelle de Ch.-L. Maufrais.

Michelangelo di Lodovico Buonarroti, dit Michel-Ange (1475 – 1564), fut un sculpteur, peintre, architecte, poète et urbaniste de la Haute Renaissance. Il mit au point et lança le projet de construction du dôme de la basilique Saint-Pierre de Rome. La forme de ce dôme correspond globalement à la courbe funiculaire de la charge permanente, sans qu'elle ait été conçue sur la base de calculs mathématiques ou de la mécanique des structures. Mais Michel-Ange était un génie...

Selon Andrea Palladio (1508 – 1580) : « (...) Questi devono aver quelle istesse qualità, c'habbiamo detto richiedersi in tutte le fabriche, cioè che siano commodi, belli, e durabili per lungo tempo » (« Ceux-ci – les ponts – doivent avoir les qualités mentionnées, que nous avons dit de requérir pour toutes les constructions, à savoir qu'ils soient pratiques, beaux et durables pour longtemps »). Ainsi apparaît l'exigence de durabilité, sans que cette exigence soit détaillée ou quantifiée.

RÉFÉRENCE

Traduction libre d'un extrait de l'ouvrage d'Andrea Palladio, *Quattro libri dell'architettura* – Livre III, (1570).

Dans son ouvrage, monument d'art architectural intitulé *La Science des ingénieurs dans la conduite des travaux de fortification et d'architecture civile*, Bernard Forest de Bélidor (1689-1761) propose, par exemple, des tableaux de valeurs permettant de dimensionner la section transversale rectangulaire de poutres en bois, en fonction de leur portée. Ces données sont issues des résultats d'essais de poutres à rupture, mais les questions de marges de sécurité ne sont pas mentionnées.

REMARQUE

Cet ouvrage est le premier à être publié en 1729 dans ce domaine. Il y est abordé tant le tracé des ouvrages que leur résistance et l'aménagement urbain des places.

Les premières règles

Les notions de beauté et de durabilité des constructions apparaissent très tôt dans l'histoire « moderne ». Les architectes vont se référer à des « proportions divines » et à des « rythmes divins », obéissant à un certain nombre de règles liées, par exemple, au nombre d'or ou à la suite de Fibonacci (voir encadré ci-dessous). Dans le domaine plus spécifique des ouvrages d'art, ceux-ci sont d'ailleurs encore considérés comme formellement corrects si :

- la forme met en évidence la signification (tout comme la « non-signification ») de l'ouvrage (il s'agit surtout d'éviter les disproportions) ;
- l'échelle est respectée ;
- la forme est adaptée à la fonction ;
- il est utilisé le moins possible de matériaux différents ;
- la forme choisie correspond aux propriétés des matériaux ;
- l'esthétique de l'ensemble est en accord avec la statique, les matériaux et la méthode de réalisation.

REMARQUE**Le nombre d'or**

Cette expression, apparue dans le langage parlé au XIX^e siècle, désigne la proportion harmonique continue résultant de l'égalité de deux rapports, soit respectivement le rapport de deux segments de droite et le rapport du plus grand segment relativement à la somme des deux segments. Si le plus petit segment est pris comme unité de longueur, et en appelant x la longueur du plus grand segment, l'on doit avoir :

$$\frac{1}{x} = \frac{x}{x+1} \text{ soit : } x^2 = x + 1$$

La racine positive est :

$$x = \frac{1 + \sqrt{5}}{2} \cong 1,61803$$

C'est le nombre d'or, souvent noté ϕ .

Son inverse (la seconde solution changée de signe) correspond à la réduction du nombre d'or :

$$x = -\frac{1 - \sqrt{5}}{2} = \frac{1}{\left(\frac{1 + \sqrt{5}}{2}\right)} \cong 0,61803$$

Les proportions harmoniques constantes d'une droite donnée relativement au nombre d'or semblent avoir été calculées pour la première fois vers 300 av. J.-C ; le pentagramme (ou pentagone étoilé – étoile à 5 branches) ayant vraisemblablement joué un rôle considérable dans ce calcul, car ses côtés se divisent constamment selon le nombre d'or. La première construction du pentagone est quant à elle attribuée à l'école de Pythagore.

La suite de Fibonacci, (Leonardo Fibonacci [v. 1175 – v. 1250], dit « Leonard de Pise »), est une suite de nombres entiers dans laquelle chaque terme est égal à la somme des deux termes immédiatement précédents : 1 – 1 – 2 – 3 – 5 – 8 – 13 – 21 – 34 – 55... La division d'un terme par le terme suivant donne : 1 – 1/2 – 2/3 – 3/5 – 5/8 – 8/13... et les résultats tendent vers la valeur réduite du nombre d'or, à savoir 0,61803.

Par ailleurs, le résultat de la division d'un terme par le terme immédiatement précédent tend vers 1,61803, c'est-à-dire vers le nombre d'or.

La suite de Fibonacci se retrouve dans de multiples domaines et notamment dans l'architecture comme le montrent des monuments aussi connus que le Parthénon, le dôme de Florence ou encore l'abbatiale III de Cluny.

Plus récemment, Charles-Edouard Jeanneret, plus connu sous le pseudonyme Le Corbusier (1887 – 1965), inventa en 1944 la notion architecturale de « Modulor ». Il s'agit d'une silhouette humaine standardisée servant à concevoir la structure et la taille des unités d'habitation dessinées par l'architecte, comme la *Cité radieuse* de Marseille. « Modulor » est un mot composé sur « module » et « nombre d'or » car les proportions fixées par le modulor sont directement liées à ce dernier.

Les premières études systématiques

Au cours de recherches dans le domaine de la mécanique, Leonard De Vinci (1452-1519) a formulé certaines idées justes sur la résistance des matériaux, mais celles-ci ne furent guère diffusées, et à l'époque, seuls quelques problèmes isolés relatifs à la résistance d'éléments de construction séparés pouvaient être résolus.

REMARQUE

Léonard de Vinci dessina l'*homme de Vitruve* (1485-1490) inscrit dans un cercle et dans un carré : le rapport du côté du carré au rayon du cercle est égal au nombre d'or.

Les études systématiques sur la résistance des matériaux débutèrent avec Galileo Galilei, dit Galilée (1564 – 1642), qui publia en 1638 *Discours et démonstrations mathématiques concernant deux sciences nouvelles relatives à la mécanique et aux mouvements locaux*. Il démontra que des corps géométriquement semblables soumis à l'effet de leur propre poids ne possédaient pas une résistance équivalente. Il montra également que le fonctionnement de la poutre-console pouvait être assimilé à celui d'un levier coudé s'appuyant au droit de l'encastrement. Mais Galilée commit une erreur en croyant que toutes les fibres d'une poutre fléchie étaient tendues...

Il fallut cependant attendre 1678 pour que Robert Hooke (1635 – 1703) énonce la loi qui porte son nom (loi de Hooke) : « Ut tensio sic vis » (telle force, tel allongement). L'étude de la flexion des poutres enregistra en outre des progrès déterminants avec les apports respectifs d'Edme Mariotte (v. 1620 – 1684), de Jacques Bernoulli (1654 – 1705), de Leonhard Euler (1707 – 1783), de Joseph-Louis Lagrange (1736 – 1813)...

Le développement de l'industrie au XIX^e siècle, l'apparition des machines à vapeur, la construction de chemins de fer, de ponts, de barrages, de grands vaisseaux et d'édifices importants ont encore accéléré les recherches sur la résistance des matériaux de construction.

Le 14 mai 1821, Henri Navier (1785 – 1836) présentait son *Mémoire sur les lois de l'équilibre et du mouvement des corps solides élastiques* à l'Académie des sciences, dans lequel il recherchait les équations d'équilibre en utilisant une « théorie de mécanique moléculaire ». En 1826, à l'occasion de l'introduction de la théorie de l'élasticité et de la résistance des matériaux dans la conception et le calcul des structures, il écrivait : « Ces recherches ont été jusqu'à présent plus utiles aux progrès des mathématiques qu'au perfectionnement de l'art des constructions. La plupart des constructeurs déterminent les dimensions des parties des édifices ou des machines d'après les usages établis, et l'exemple des ouvrages existants ; ils se rendent compte rarement des efforts que ces parties supportent et des résistances qu'elles opposent. Cela présente peu d'inconvénients lorsque les ouvrages que l'on exécute ressemblent à ceux que l'on a faits de tous temps, et ne s'écartent pas, dans les dimensions et dans les poids, des limites accoutumées. Mais on ne peut plus en user de la même manière lorsque les circonstances obligent à sortir de ces limites, ou lorsqu'il s'agit d'édifices d'un genre nouveau, et sur lesquels l'expérience n'a rien appris. »

C'est le début de la prise de conscience de la sécurité des constructions à travers, dans un premier temps, le développement de méthodes de calcul perfectionnées. En 1822, Augustin Louis Cauchy, dans une communication à l'Académie des sciences, introduisit le concept de contrainte et explicita la notion de déformation décrite par ses six composantes ou par les axes principaux des déformations et les extensions principales qui leur correspondaient. Il identifia deux constantes matérielles pour écrire les équations d'équilibre d'un corps élastique exprimées en déplacements.

Ainsi, les bases de la théorie de l'élasticité étaient-elles jetées.

En 1868, Adhémar Barré de Saint-Venant (1797 – 1886) publie *La Théorie générale de l'élasticité*. Mais le premier cours de Résistance des Matériaux (RdM) semblerait avoir été donné par August Wöhler (1819 – 1914) à l'université de Göttingen en 1842.

Les coefficients de sécurité

La notion de coefficient de sécurité apparaît au XIX^e siècle, mais la détermination des valeurs numériques reste longtemps empirique. Par exemple, après la Suisse et l'Allemagne, c'est en 1906 que la France éditait son premier « règlement » de calcul des constructions en béton armé. Auparavant, les constructeurs se fiaient seulement à leur expérience, s'efforçant d'atteindre le meilleur compromis entre hardiesse et sens des responsabilités, guidés par quelques épures de statique pour la descente des charges et par les « règles de l'art » le plus souvent transmises de bouche-à-oreille par l'apprentissage.

REMARQUE

Le terme « règlement » est abusivement employé pour désigner une circulaire ministérielle ou tout autre document publié au *Journal officiel* de la République française.

La publication de la circulaire ministérielle du 20 octobre 1906 avait été rendue nécessaire par la complexité du comportement de ce matériau composite et hétérogène qu'est le béton armé. La mise au point du document s'avéra fort difficile en raison des divergences de vue qui apparaissaient au sein de la commission de rédaction. Un compromis fut finalement obtenu et un texte d'une quinzaine de pages forma la circulaire qui fit d'emblée autorité pour le calcul des constructions en béton armé. Dès cette époque, la fixation de coefficients dits de sécurité s'effectue de façon empirique.

Dans son rapport, à propos du « taux de travail admissible », Charles Rabut, alors directeur de l'École nationale des ponts et chaussées et président de la Commission déclarait : « (...) la Commission, après discussion sur le point de savoir si l'on prendrait le tiers ou le quart de la résistance à l'écrasement, s'est finalement décidée sur le coefficient 0,28... » soit 1/3,5... un splendide compromis entre 1/3 et 1/4 !

Il y a presque un siècle, Albert Caquot (1881 – 1976) définissait le « règlement » comme « un guide libéral ayant en vue la sécurité en respectant l'économie ». Cette définition exprime clairement cette notion de compromis du « règlement » entre économie et sécurité, et, de plus, elle comporte le qualificatif de libéral, quelque peu négligé de nos jours, et qui implique qu'un code ne soit pas un carcan rigide interdisant tout progrès.

Toutefois, l'attention doit être attirée sur le fait que les meilleures des normes (ou codes, ou encore « règlements ») n'empêcheront pas un concepteur maladroit de commettre un projet exécutable. La conformité aux prescriptions d'une norme n'est une condition ni nécessaire ni suffisante pour que soient assurées la stabilité et la durabilité d'une construction.

Roger Lacroix, Professeur honoraire de l'École nationale des ponts et chaussées, rappelait parfois qu'un code ou une norme ne valent que par leurs modalités d'application : « Dans le cas du Code de la route : il est théoriquement interdit aux piétons de traverser la chaussée en ville lorsque les feux permettent le passage des véhicules ; en France, les piétons traversent librement en l'absence de trafic, alors qu'en Allemagne et dans d'autres nations, ils sont sanctionnés. Sur la route, une bande continue impose l'interdiction de doubler ; à l'inverse de l'exemple précédent, cette interdiction est stricte en France et dans de nombreux pays, alors que dans certains autres, il s'agit seulement d'un conseil de prudence, en général non sanctionné ! ».

L'art du génie civil est de prévoir l'imprévisible, et l'ingénieur n'a pas le droit de commettre des erreurs, de quelque nature que ce soit, qui puissent mettre en danger les êtres vivants. Les événements indésirables sont idéalisés dans les normes de conception et de calcul par des états-limite, et les règles de calcul sont ajustées de manière à réduire la probabilité d'occurrence de ces événements en-dessous d'un seuil accepté par l'opinion publique. Dans les eurocodes, tous les principes, règles d'application, hypothèses et affirmations visent à assurer une conception sûre et durable des constructions.

Le présent cours a pour objectif de présenter de manière simple, mais rigoureuse le cheminement de pensée des ingénieurs et des experts aboutissant à la conception moderne (actuelle) de la sécurité des constructions. Cette conception moderne sous-tend le contenu des normes françaises transposant les normes européennes de conception et de calcul appelées eurocodes, et plus particulièrement de la norme NF EN 1990 : Eurocode décrite au chapitre 6 de ce livre. Pour cela, il sera nécessaire de faire un petit voyage dans le monde du calcul des probabilités et des statistiques.

CHAPITRE 6

Introduction à la norme NF EN 1990 : Eurocode « Bases de calcul des structures »

Structural engineering is the art of moulding materials we do not wholly understand into shapes we cannot precisely analyse, so as to withstand forces we cannot properly assess, in such a way that the public at large has no reason to suspect the extent of our ignorance.

Attribué à E.H. Brown
Imperial College, Londres

6.1 Généralités

La norme NF EN 1990, transposant la norme européenne EN 1990 : Eurocode « Bases de calcul des structures », est fondée sur le concept d'état-limite et l'usage de coefficients partiels. Elle fixe les principes et les exigences à respecter pour conférer aux constructions projetées (donc aux constructions neuves) un niveau de fiabilité acceptable, en supposant qu'elles soient l'objet de mesures de gestion de la qualité à tous les stades : conception, exécution, exploitation et maintenance. La notion de niveau de fiabilité acceptable est développée au chapitre 6 (§ 6.1.) de la norme. La norme NF EN 1990 est prévue pour être employée conjointement avec les autres normes eurocodes et se compose :

- d'un texte principal, pratiquement dépourvu de toute valeur numérique ;
- d'une première série d'annexes normatives notées A1, A2, etc. permettant de former les combinaisons d'actions pratiques pour différents types de constructions (bâtiments, ponts, silos, réservoirs, etc.) ;
- d'une seconde série d'annexes informatives notées B, C et D. L'annexe B n'est, *a priori*, utilisable qu'à un niveau national : elle propose un cadre et des méthodes pour différencier la fiabilité des constructions en fonction de critères socio-économiques. L'annexe C donne les bases numériques des coefficients partiels et d'une éventuelle approche probabiliste. Enfin, l'annexe D développe une procédure mathématique rigoureuse, applicable en cas de recours au calcul assisté par l'expérimentation.

COMMENTAIRE

Pour le vote formel de cette norme le 19 octobre 2001, seule l'annexe A1 (application aux bâtiments) était associée au texte principal.

La norme NF EN 1990 n'est pas toujours d'une lecture très facile. Cela tient, en particulier, à son caractère synthétique (une norme n'est pas un cours) et à de nombreuses formulations de portée très générale. Le présent chapitre ne se substitue pas à une lecture de la norme : il n'a d'autre ambition que d'attirer l'attention sur certains aspects majeurs, et de donner des explications ou des compléments là où cela a semblé utile.

Rappelons, en préambule, que le domaine d'emploi des eurocodes est limité aux ouvrages neufs, définitifs ou provisoires, en situation d'exploitation ou en cours d'exécution. Toutefois, l'on peut s'inspirer des principes de la norme NF EN 1990 pour l'évaluation ou le renforcement d'ouvrages existants, ou pour la conception d'ouvrages pour lesquels des exigences particulières de fiabilité sont formulées (barrages, centrales nucléaires, etc.).

Comme tous les autres eurocodes, la norme NF EN 1990 établit une distinction entre les « Principes » et les « Règles d'Application ». Les Principes, identifiés par une lettre « P » suivant le numéro du paragraphe, comprennent des :

- formulations d'ordre général et des définitions ne comportant pas d'alternative ;
- prescriptions et des modèles analytiques pour lesquels aucune alternative n'est autorisée, sauf indication contraire.

Les Règles d'Application sont des règles généralement reconnues qui font suite aux principes et satisfont leurs exigences. Il est admissible d'utiliser des règles de dimensionnement différentes des Règles d'Application données dans l'Eurocode EN 1990 pour les ouvrages, à condition que leur conformité aux Principes concernés soit démontrée et qu'elles donnent au moins le même niveau de sécurité structurale, d'aptitude au service et de durabilité (c'est-à-dire de fiabilité), que celui qui serait escompté par l'utilisation des eurocodes.

Cette disposition, qui semble donner une grande souplesse d'emploi aux eurocodes, est d'un usage fort délicat. En effet, la preuve de l'équivalence de deux règles eu égard à la fiabilité d'une structure suppose, dans les cas les plus simples, le double calcul, ce qu'il est impensable d'envisager de manière systématique.

Par ailleurs, la précédente règle est assortie, dans la norme, de la note suivante : *Si une Règle d'Application est remplacée par une règle de calcul différente, le dimensionnement qui en résulte ne peut être déclaré pleinement conforme à l'EN 1990, même si le dimensionnement satisfait les Principes de l'EN 1990. En cas d'utilisation de l'EN 1990 pour une propriété figurant dans l'Annexe Z d'une norme de produit ou dans un guide pour agrément technique européen, l'usage d'une règle de calcul différente peut ne pas être acceptable pour un marquage CE.*

Tout ceci vise donc à limiter fortement les velléités de dérogation aux eurocodes dans les états-membres de l'Union européenne. Dans la pratique, la possibilité de modifier certaines Règles d'Application des eurocodes n'a été que très rarement utilisée : la présence des Annexes nationales a donné suffisamment de degrés de liberté au système pour qu'il puisse être adopté sans (trop de) distorsion.

6.2 Les exigences pour les constructions

6.2.1 Exigences fondamentales

Les exigences fondamentales spécifiées dans la norme NF EN 1990 ont le caractère d'exigences pour la qualité et sont la traduction, sous l'angle de la fiabilité structurale, d'une politique de gestion des risques qui intéresse principalement les autorités publiques en charge de la sécurité des biens et des personnes, ainsi que du bon fonctionnement d'un pays ou d'une zone administrative au plan économique et social.

Ainsi, on peut lire le principe suivant :

(1)P Une structure doit être conçue et réalisée de sorte que, pendant sa durée de vie escomptée, avec des niveaux de fiabilité appropriés et de façon économique :

- elle résiste à toutes les actions et influences susceptibles d'intervenir pendant son exécution et son utilisation,
- et elle reste adaptée à l'usage pour lequel elle a été conçue.

La norme NF EN 1990 énonce un autre principe :

(4)P Une structure doit être conçue et exécutée de telle sorte qu'elle ne soit pas endommagée par des événements tels que :

- une explosion,
- un choc,
- et les conséquences d'erreurs humaines,

de façon disproportionnée par rapport à la cause initiale.

Ce dernier principe, directement inspiré de la « Directive produits de construction » (cf. annexe A1), est très sévère vis-à-vis des responsabilités du concepteur en cas de catastrophe provoquée par un accident mineur, et doit stimuler une réflexion responsable de l'ingénieur constructeur. Heureusement, une note précise que les événements et accidents à prendre en compte sont ceux qui ont été définis, pour un projet particulier, en liaison avec le client ou l'autorité concernée. D'autre part, un certain nombre de dispositions sont citées, permettant d'éviter ou de limiter un endommagement potentiel.

6.2.2 Différenciation de la fiabilité

La norme NF EN 1990 évoque la possibilité de différencier la fiabilité, à la fois vis-à-vis de la sécurité structurale ou de l'aptitude au service, en fonction de la cause et/ou du mode de défaillance, des conséquences possibles de la défaillance en termes de risques pour la vie humaine, de blessures, de pertes économiques potentielles, de la pression de l'opinion publique, des dépenses et dispositions nécessaires pour réduire le risque de défaillance.

Le but d'une différenciation de la fiabilité est une optimisation socio-économique des ressources utilisées pour la construction d'ouvrages en tenant compte des conséquences prévisibles de défaillances et du coût des constructions.

Il y a cependant lieu de bien distinguer les concepts de différenciation de la fiabilité et de gestion de la fiabilité à l'aide de mesures appropriées. Par exemple, on peut imaginer une réduction (modérée) de certains coefficients partiels compensée par un renforcement du contrôle de qualité du projet ou de l'exécution.

On peut parvenir à une différenciation de la fiabilité par une combinaison appropriée de mesures préventives ou de protection (par exemple vis-à-vis du risque d'incendie), de mesures relatives au format de fiabilité (par exemple en jouant sur les valeurs représentatives des actions et sur les coefficients partiels), de mesures relatives à la gestion de la qualité dans le but de réduire les erreurs de conception et d'exécution (y compris les erreurs humaines graves), ou d'autres mesures spécifiques prises au niveau des projets et de mesures destinées à assurer une exécution de qualité et une maintenance efficace.

6.2.3 Durée d'utilisation de projet

La norme NF EN 1990 introduit la notion de durée d'utilisation de projet (*design working life*), c'est-à-dire la durée pendant laquelle une structure, ou une partie de cette structure, doit pouvoir être utilisée comme prévu, en étant l'objet d'une maintenance escomptée mais sans qu'il soit nécessaire d'effectuer des réparations majeures.

Pour chaque ouvrage particulier, la durée d'utilisation de projet doit être spécifiée dans le cahier des charges si elle n'est pas définie au niveau national pour certaines catégories de constructions. La norme propose un tableau de valeurs indicatives : 10 ans pour les ouvrages provisoires, 10 à 25 ans pour certaines parties d'ouvrages remplaçables (appareils d'appui d'un pont, par exemple), 15 à 30 ans pour des bâtiments agricoles, 50 ans pour les bâtiments courants et 100 ans pour les ponts et autres ouvrages de génie civil. Ce tableau a été repris avec quelques ajustements dans l'Annexe nationale NF EN 1990/NA. Il est reproduit ci-après (tableau 6.1).

Tab. 6.1. Durée indicative d'utilisation de projet (source : tableau 2.1 de l'Eurocode)

Catégorie de durée d'utilisation de projet	Durée indicative d'utilisation de projet (années)
1	10
2	25
3	25
4	50
5	100

En outre il est précisé :

Lorsque la durée d'utilisation de projet n'est pas précisée pour le projet individuel, c'est la valeur donnée par le tableau 2.1 (NF) qui est à prendre en compte.

Ceci signifie que ce tableau devient normatif si le marché « oublie » d'indiquer la durée d'utilisation de projet.

Toutefois, il faut bien voir que dans une même construction, tous les éléments structuraux n'ont pas forcément la même durée d'utilisation de projet : par exemple, dans un pont à câbles, l'expérience montre que la durée de vie moyenne des câbles est de l'ordre d'une trentaine à une quarantaine d'années. Dans le même ordre d'idées, la durée de vie moyenne d'un appareil d'appui en élastomère fretté (c'est-à-dire la durée au bout de laquelle les propriétés physiques et mécaniques deviennent sensiblement différentes de celles prises en compte lors du projet) est de l'ordre d'une dizaine à une vingtaine d'années. En revanche, la valeur numérique de la durée d'utilisation de projet intervient directement dans les problèmes de dégradation des matériaux (par exemple carbonatation du béton, pénétration d'ions chlore, etc.), de fatigue (ponts en ossature mixte ou métalliques, câbles, etc.) ou de corrosion (pieux et palplanches métalliques en site agressif, terre armée, etc.). Cette notion est directement liée à celle de durabilité.

La notion de durée d'utilisation de projet ne doit pas être confondue avec celle de *durée de référence* définie dans le but de fixer, par une approche probabiliste, un niveau de sécurité homogène vis-à-vis des actions variables et permanentes : cette dernière est généralement prise égale à 50 ans et n'est pas sans rapport avec la durée de vie de projet d'un bâtiment courant, mais son caractère est essentiellement conventionnel à tel point qu'on peut lui préférer, dans certains cas, une durée d'un an (cf. chapitre 4).

Si un maître d'ouvrage est amené à envisager une durée d'utilisation de projet qui dépasse les ordres de grandeur précédemment cités, il doit analyser le rôle que peuvent jouer sur la longévité des facteurs tels que :

- l'utilisation de l'ouvrage ;
- les agents susceptibles d'avoir une influence sur la structure ;
- les formes de la structure ;
- l'assurance d'un entretien régulier.

Et il prendra toute mesure de renforcement appropriée portant sur :

- les dispositions constructives ;
- les protections ;
- la composition, les propriétés et les caractéristiques des matériaux ;
- la qualité de la main-d'œuvre ;
- le niveau de contrôle ;
- l'assurance de la qualité.

6.2.4 Durabilité

La fiabilité vis-à-vis d'un état limite est recherchée pour une durée de vie suffisante de l'ouvrage et ne peut être quantifiée que pour une durée définie. *La durabilité est alors la dimension temporelle de la fiabilité.* Cependant, on range surtout sous ce nom les mesures destinées à prévenir la dégradation progressive des matériaux constitutifs de la structure.

Le problème que constitue l'aptitude d'un ouvrage à résister aux épreuves du temps tout au long de son existence tient à ce que les théories probabilistes de la fiabilité et les normes qui en découlent ne sont pas encore capables, pour les unes de proposer des hypothèses précises, et pour les autres d'énoncer des spécifications explicites sur la durée de vie de l'ouvrage.

La norme NF EN 1990 énonce le principe suivant :

2.4 (1)P La structure doit être projetée de sorte que sa détérioration, pendant la durée d'utilisation de projet, n'abaisse pas ses performances au-dessous de celles escomptées, compte tenu de l'environnement et du niveau de maintenance escompté.

Ce principe est très contraignant, mais les marchés de grands ouvrages spécifient de plus en plus fréquemment des exigences quantifiées de durabilité (par exemple, dans le cas du pont Vasco de Gama sur le Tage à Lisbonne (1998), il fut spécifié que les ions chlore ne devaient pas, en pénétrant dans le béton, atteindre les armatures passives avant 120 ans !). Il convient donc de considérer les influences de l'environnement dès le stade du projet afin de déterminer leurs incidences sur la durabilité et de pouvoir prendre les dispositions permettant d'assurer la protection des matériaux et des produits. Le degré de détérioration prévisible (par exemple dû à l'altération des matériaux) peut être estimé sur la base de calculs, d'essais, de l'expérience provenant de constructions antérieures, ou d'une combinaison de ces trois moyens.

6.2.5 Gestion de la qualité

La norme NF EN 1990 mentionne à plusieurs reprises les questions de gestion de la qualité. Ici encore, l'application des eurocodes suppose que des mesures appropriées soient prises pour obtenir une structure correspondant aux exigences et aux hypothèses admises lors du calcul. Ces mesures comprennent la définition des exigences en matière de fiabilité, des mesures d'organisation et des contrôles aux différents stades du projet, de l'exécution, de l'utilisation et de la maintenance.

La démarche qualité vise principalement à éviter des erreurs d'origine humaine et à détecter en temps utile d'éventuelles circonstances imprévues. D'autres objectifs possibles sont de satisfaire certains désirs du maître d'ouvrage, par exemple pour rechercher une amélioration de la durabilité à long terme. D'une façon générale, elle implique que :

- les facteurs intervenant dans l'obtention de la qualité de la construction à réaliser soient identifiés ;
- ces facteurs soient mis sous le contrôle du management de l'organisation en charge de réaliser la construction considérée ;
- éventuellement des assurances soient apportées en tant que de besoin sur la conformité de la construction considérée aux exigences spécifiées.

Quand cette démarche se conforme aux spécifications des normes européennes de la série 29000 (ou ISO de la série 9000), elle est qualifiée de « politique de la qualité », et la mise en œuvre de celle-ci implique :

- l'établissement d'un plan (d'assurance) de la qualité (P(A)Q) ;
- la gestion de ce P(A)Q par une gestion de la qualité (ISO 8402-3.2) intégrée dans l'organisation en charge de réaliser la construction ;
- s'il y a lieu, le respect de procédures et la production de documents d'assurance de la qualité (voir EN 29004-17.2).

6.3 Introduction à la méthode des coefficients partiels

6.3.1 Indice de fiabilité et coefficients partiels

Considérons le cas simple d'un effet des actions E et d'une résistance R , et supposons que l'on puisse les considérer comme des variables aléatoires continues ; appelons $f(e, r)$ la densité de probabilité du système (E, R) qu'elles constituent. Considérons alors la grandeur $Z = R - E$. Dire que la sécurité de la construction considérée est assurée revient à dire que le couple (E, R) appartient au domaine de sécurité D_s délimité, dans le plan rapporté au système d'axes (e, r) , par la droite d'équation $e - r = 0$ (cf. chapitre 5).

Si les grandeurs E et R sont, de plus, des variables aléatoires indépendantes (valeurs moyennes μ_E et μ_R , écarts-types σ_E et σ_R), et en appelant $f_E(e)$ et $f_R(r)$ leurs densités (continues) respectives de probabilité, $f(e, r) = f_E(e) \times f_R(r)$, la ruine de la construction, relative au phénomène considéré, est caractérisée par une probabilité P_f liée à ces densités par la relation :

$$P_f = P(Z \leq 0) = P(R \leq E) = \int_{-\infty}^{+\infty} f_R(r) \left\{ \int_r^{+\infty} f_E(e) de \right\} dr = \int_{-\infty}^{+\infty} f_R(r)(1 - F_E(r)) dr$$

La méthode des coefficients partiels remplace, schématiquement, ce calcul de probabilité (dont il est d'ailleurs difficile de fixer le seuil avec précision) par la vérification d'un critère faisant intervenir des valeurs particulières de E et R , notées E_k et R_k , et des coefficients partiels. Ce critère peut être explicité sous la forme de l'inégalité suivante et illustré par la figure 6.1 :

$$\gamma_F E_k \leq \frac{R_k}{\gamma_M}$$

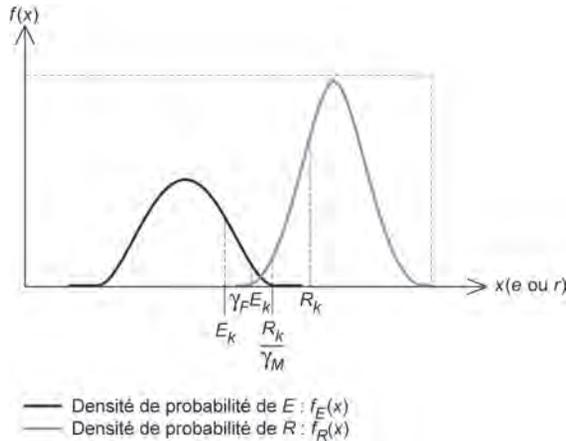


Fig. 6.1. Illustration schématique du format semi-probabiliste de vérification des constructions

Plus précisément, la codification utilise deux étapes vis-à-vis des états-limites :

- la première consiste à extraire d'une variable aléatoire X une valeur caractéristique x_k qui, pour être défavorable, présente une probabilité suffisamment faible d'être dépassée s'il s'agit d'une action, ou de ne pas être atteinte s'il s'agit d'une résistance (dans le cas général) ;
- la deuxième consiste à affecter cette valeur d'un coefficient partiel γ_X normalement pris supérieur à l'unité.

L'intérêt de cette décomposition tient d'une part à la prise en compte séparée de ce qui peut être atteint statistiquement de façon directe ou moyennant une extrapolation modérée, et de ce qui doit être forfaitairement ajouté. Elle tient d'autre part au fait que les valeurs utilisées pour représenter les grandeurs sont une référence nécessaire pour les contrôles : celles-ci ont un rôle juridique et sont utilisables dans les calculs là où les variables ne sont pas « fondamentales » (soit parce qu'elles ont une faible variabilité, soit parce que l'état-limite est peu sensible à leur variabilité). γ_F et γ_M sont ce que l'on appelle les coefficients partiels affectant respectivement les actions et les résistances.

Le choix des valeurs caractéristiques et la calibration des coefficients partiels garantissent une fiabilité confirmée par l'expérience. La fiabilité est assurée dans cet exemple par quatre choix, ceux de deux valeurs caractéristiques et ceux de deux coefficients partiels.

On appelle *coefficient de sécurité central* le rapport entre les valeurs moyennes de la résistance et de l'effet des actions :

$$\bar{\gamma} = \frac{\mu_R}{\mu_E}$$

Restons dans le cas de variables gaussiennes et de l'état-limite linéaire ; l'indice de fiabilité est alors :

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_E}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}}$$

En divisant par μ_E , on fait apparaître $\bar{\gamma}$ et les coefficients de variation $V_R = \sigma_R/\mu_R$ et $V_E = \sigma_E/\mu_E$, il vient :

$$\beta = \frac{\bar{\gamma} - 1}{\sqrt{V_R^2 \bar{\gamma}^2 + V_E^2}}$$

Ou, en inversant :

$$\bar{\gamma} = \frac{1 + \sqrt{\beta^2(V_R^2 + V_E^2) - \beta^4 V_R^2 V_E^2}}{1 - \beta^2 V_R^2}$$

Le calcul formel est également possible pour des variables log-normales.

Les valeurs caractéristiques de la résistance et de l'effet des actions s'expriment souvent sous la forme :

$$\begin{aligned} R_k &= \mu_R - k_R \sigma_R \\ E_k &= \mu_E + k_E \sigma_E \end{aligned}$$

où μ_R , μ_E , σ_R , σ_E sont les valeurs moyennes et les écarts-types de R et de E , et où k_R et k_E sont des constantes. À titre d'exemple, si R et E sont gaussiennes et si les valeurs caractéristiques correspondent aux fractiles 5 % (pour R) et 95 % (pour E), alors $k_R = k_E = 1,645$ implique $P(R \leq R_k) = P(E > E_k) = 0,05$.

On appelle *coefficient de sécurité caractéristique* le rapport $\gamma_k = \frac{R_k}{E_k}$. On peut écrire :

$$\gamma_k = \frac{R_k}{E_k} = \frac{\mu_R(1 - k_R V_R)}{\mu_E(1 + k_E V_E)} = \bar{\gamma} \frac{(1 - k_R V_R)}{(1 + k_E V_E)}$$

La règle de dimensionnement $\gamma_F E_k \leq \frac{R_k}{\gamma_M}$ s'écrit :

$$\gamma_F \gamma_M \leq \gamma_k$$

Ces relations montrent la liaison implicite entre les coefficients partiels γ , les coefficients de variation V_X et l'indice de fiabilité β .

EXEMPLE

À titre d'illustration, prenons les valeurs suivantes : $\beta = 3,8$ (période de référence égale à 50 ans) ; $V_R = 0,10$; $V_E = 0,20$; $k_R = k_E = 1,645$.

Alors :

$$\bar{\gamma} = \frac{1 + \sqrt{3,8^2(0,01 + 0,04) - 3,8^4 \times 0,01 \times 0,04}}{1 - 3,8^2 \times 0,01} = 2,103$$

d'où :

$$\gamma_k = \bar{\gamma} \frac{(1 - k_R V_R)}{(1 + k_E V_E)} = 2,103 \times \frac{1 - 0,165}{1 + 0,329} = 1,321.$$

Il reste maintenant à choisir les coefficients partiels de l'inéquation $\gamma_F E_k \leq \frac{R_k}{\gamma_M}$, mais cette application numérique n'a pas d'intérêt pratique.

Un jeu de coefficients définit un indice de fiabilité et une probabilité de défaillance qu'il est possible d'approcher avec les méthodes présentées au chapitre 5. Réciproquement, à une probabilité de défaillance peuvent correspondre plusieurs jeux de coefficients et de valeurs caractéristiques, ce qui montre que la fiabilité vis-à-vis d'un état-limite particulier (mais non vis-à-vis de l'ensemble des états-limites) peut être assurée de manière équivalente en effectuant des choix de pondérations différentes. Alors qu'une décision sur le choix d'une probabilité de défaillance tolérable est délicate, la méthode des coefficients partiels permet de construire une règle en prenant des décisions à chaque étape : sur les valeurs caractéristiques, puis sur chaque coefficient partiel introduit. En fait, la première étape doit aussi prendre en compte le rôle des valeurs caractéristiques dans les équations d'états limites de service.

L'usage d'un indice de fiabilité comme base de format pour remplacer les formats actuels aux coefficients partiels a été envisagé dès les années 1970 dans le but de supprimer l'inconvénient d'une indépendance mutuelle apparente de ceux-ci. En fait les difficultés pratiques de développement de codes sur cette base conduisent à considérer cette éventualité comme encore lointaine. Par contre, on a déjà utilisé l'indice de fiabilité comme un moyen de contrôle des valeurs des coefficients partiels et surtout, de leur adaptation dans certains cas particuliers. Enfin, dans des cas particuliers entièrement nouveaux à tel ou tel égard et pour lesquels on ne dispose pas de pratique, un indice de fiabilité choisi par analogie peut fournir une proposition de marge de sécurité ayant d'assez bonnes chances d'être d'un ordre de grandeur correct et pouvant au moins servir de base d'appréciation. Ce peut être le cas pour apprécier la fiabilité d'une structure endommagée ou d'une structure dont on désire modifier les conditions d'exploitation, et pour décider des réparations éventuellement nécessaires (par exemple, cas des plates-formes offshore). L'indice de fiabilité est également utilisé pour montrer la sensibilité d'un dimensionnement à certains paramètres déterministes et à ceux des lois des variables aléatoires (type, moyenne, écart-type).

APPLICATION

Calcul de l'indice de fiabilité

On considère un câble de pont suspendu soumis à un effort de traction. Lorsqu'il est neuf, on admet que sa résistance R est assimilable à une variable aléatoire suivant une loi Normale de paramètres $(\mu_R ; \sigma_R)$ tels que $\sigma_R = 0,1\mu_R$. Au bout d'un certain nombre d'années, ce câble est endommagé. On suppose alors que sa résistance peut toujours être représentée par une loi Normale, mais de paramètres :

$$\begin{aligned} \mu_{Re} &= a\mu_R, \quad a < 1 \text{ (perte de résistance)} ; \\ \sigma_{Re} &= b\sigma_R, \quad b > 1 \text{ (augmentation de la dispersion)}. \end{aligned}$$

En présence d'un trafic routier d'intensité correspondant à une période de retour de 50 ans, la valeur de la tension dans le câble suit une loi Normale de paramètres $(\mu_E ; \sigma_E)$ avec $\sigma_E = 0,1\mu_E$. En l'absence de trafic poids lourds, on adopte la même loi, mais de moyenne $c \times \mu_E$ et d'écart-type $c \times \sigma_E$, c étant un coefficient de réduction.

On appelle résistance caractéristique du câble $R_k = \mu_R - 1,645\sigma_R$. On admet que la valeur caractéristique de la tension dans le câble soit égale à sa valeur moyenne : $E_k = \mu_E$.

Les valeurs de calcul sont : $R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$ et $E_d = \gamma_F E_k$ et l'on vérifie (critère de dimensionnement) que $E_d \leq R_d$.

En admettant que le dimensionnement du câble corresponde à un indice de fiabilité $\beta = 3,8$ (durée de référence égale à 50 ans), et avec les valeurs usuelles $\alpha_R = 0,8$ et $\alpha_E = -0,7$, le coefficient central de sécurité μ_R / μ_E se calcule ainsi :

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_E}{\alpha_R \sigma_R - \alpha_E \sigma_E} = 3,8 \Rightarrow \mu_R - \mu_E = 3,8(0,8\sigma_R + 0,7\sigma_E) = 3,8(0,08\mu_R + 0,07\mu_E)$$

On en déduit : $0,696\mu_R = 1,266\mu_E \Rightarrow \frac{\mu_R}{\mu_E} = 1,819$.

Pour un ouvrage neuf, supposons que l'on applique les coefficients partiels γ_M et γ_F tels que $\gamma_M \times \gamma_F = 2,5$. On calcule le coefficient central de sécurité réel :

$$\frac{R_k}{E_k} = \frac{\mu_R - 1,645\sigma_R}{\mu_E} = \frac{\mu_R}{\mu_E}(1 - 0,1645) = 0,836 \frac{\mu_R}{\mu_E} = \gamma_F \gamma_M = 2,5.$$

D'où $\frac{\mu_R}{\mu_E} = 2,992 \approx 3$.

On peut alors calculer l'indice de fiabilité réel :

$$\beta_e = \frac{3\mu_E - \mu_E}{0,8 \times 0,1 \times 3\mu_E + 0,7 \times 0,1 \times \mu_E} = 6,45$$

L'ouvrage est actuellement endommagé. On peut calculer son indice de fiabilité en fonction de a et b pour un trafic normal (c'est-à-dire incluant les poids lourds). Soit les valeurs suivantes :

$a = 1 ; 0,9 ; 0,8 ; 0,7 ; 0,6$ et $b = 1 ; 1,5 ; 2 ; 2,5 ; 3$.

On dresse le tableau 6.2 de valeurs de l'indice β_e .

$$\beta_e = \frac{a\mu_R - \mu_E}{b\alpha_R\sigma_R + \alpha_E\mu_E} = \frac{(3a-1)\mu_E}{b \times 0,8 \times 0,3\mu_E + 0,7 \times 0,1\mu_E} = \frac{3a-1}{0,24b + 0,07}$$

Tab. 6.2. Valeur de l'indice β_e

	β_e				
	$a = 1$	$a = 0,9$	$a = 0,8$	$a = 0,7$	$a = 0,6$
$b = 1$	6,4	5,5	4,5	3,5	2,6
$b = 1,5$	4,6	3,9	3,2	2,6	1,8
$b = 2$	3,6	3,1	2,5	2	1,4
$b = 2,5$	3	2,5	2,1	1,6	1,2
$b = 3$	2,5	2,1	1,8	1,4	1

On constate que l'indice de fiabilité est très sensible à l'incertitude sur la résistance. Le domaine acceptable ($\beta > 3,8$) correspond à :

- une résistance moyenne supérieure ou égale à 80 % de la résistance moyenne initiale ;
- une incertitude sur la résistance moyenne qui reste de l'ordre de 10 à 15 % de la valeur de cette résistance.

Si on interdit la circulation des poids lourds sur le pont, on calcule l'indice de fiabilité en fonction de a , b et c . Pour $a = 0,8 ; b = 1,5$ et $c = 0,8 ; 0,85 ; 0,9 ; 0,95 ; 1,0$, on trouve (tableau 6.3) :

$$\beta_e = \frac{a\mu_R - c\mu_E}{b\alpha_R\sigma_R - c\alpha_E\sigma_E} = \frac{3a/c - 1}{0,24b/c + 0,07}$$

Tab. 6.3. Valeur de l'indice β_e

	β_e
	$a = 0,8$ et $b = 1,5$
$c = 0,8$	3,8
$c = 0,85$	3,7
$c = 0,9$	3,5
$c = 0,95$	3,4
$c = 1,00$	3,2

La diminution de l'action permet évidemment d'augmenter l'indice de fiabilité, mais elle serait beaucoup moins efficace que la diminution de la variabilité sur la résistance (coefficient b).

6.3.2 Les états-limites

Comme nous l'avons dit, la justification d'une construction consiste, en premier lieu, à analyser les phénomènes à éviter et ce sont ces phénomènes que l'on idéalise à travers des états-limites.

Pour des raisons pratiques on est obligé de vérifier la fiabilité de scénarios individuels constituant des états-limites conventionnels (ce sont ceux des codes), de faire des vérifications séparées pour chaque *situation de projet* (cf. § 6.3.5), c'est-à-dire par exemple en cours de construction, ou encore avant et après fluage du béton, et aussi, lorsqu'il y a lieu, pour les différents *cas de charge*, c'est-à-dire les différentes dispositions compatibles de charges, d'ensembles de déformations et d'imperfections à considérer simultanément avec les actions fixes permanentes et variables pour une vérification particulière.

REMARQUE

Il y a lieu de ne pas confondre un cas de charge (*load case*) et une disposition de charge (*load arrangement*) qui identifie l'emplacement, la grandeur et la direction d'une action libre.

Étant donné une structure soumise à un système de charges, lorsque l'on accroît progressivement l'intensité de ce système, ses effets cessent d'être complètement réversibles au-delà d'un certain niveau, soit de façon apparente (par exemple, fissuration ou plastification), soit de façon non immédiatement apparente, comme dans le cas de la fatigue dont l'état-limite correspond à l'atteinte d'un certain seuil par une variable de dommage cumulé : le risque correspondant, d'abord nul, croît avec le temps. En d'autres termes, la structure perd graduellement de sa « valeur », quelle que soit l'unité choisie pour quantifier cette valeur (figure 6.2). De façon schématique, on discrétise la fonction de « perte de valeur » en ne considérant que certains niveaux correspondant à ce que l'on classe, pour simplifier, en deux familles : les états-limites ultimes et les états-limites de service, ces derniers étant eux-mêmes sous-classés, par exemple, selon que le dommage est lié ou non à la durée de dépassement de l'état-limite considéré.

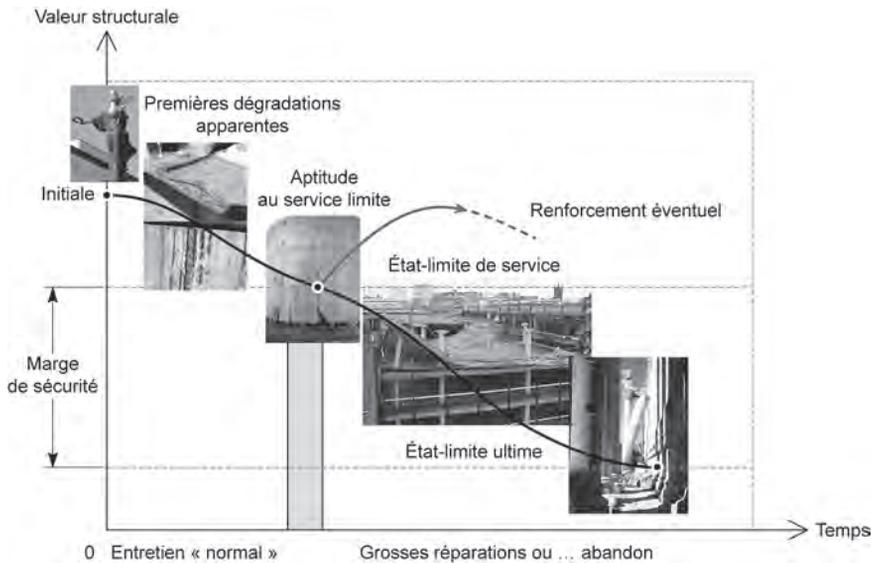


Fig. 6.2. Représentation symbolique de l'évolution de la valeur dans le temps d'une construction

Les états-limites d'une structure sont, comme nous l'avons dit, des états idéalisés (présentant donc un certain caractère conventionnel) tels qu'en cas de dépassement, ladite structure ne satisfait plus à certaines exigences structurales ou fonctionnelles définies lors de son projet. La justification d'une structure consiste alors à s'assurer que de tels états ne peuvent pas être atteints ou dépassés avec une probabilité dont le niveau est, souvent, fixé à partir de l'expérience.

Presque toujours, un état-limite ultime de résistance ne serait atteint qu'après de multiples dépassements d'états-limites de service au cours de cycles ; ceux-ci auraient altéré le comportement structural. En conséquence, l'éventualité de l'atteinte d'un état traduisant véritablement une ruine ou un effondrement ne peut le plus souvent être étudiée avec exactitude, en dépit de la précision apparente des modèles de comportement structural codifiés. En fait, le but des vérifications correspondantes est surtout d'éviter la ruine complète si les états de service sont dépassés dans une certaine mesure, et d'éviter de devoir étudier les conséquences de tels dépassements à divers niveaux. Quant aux états-limites de service, ils sont souvent choisis dans une réalité physique très floue (par exemple des dommages liés à une déformation n'apparaissent que progressivement).

Une vérification vis-à-vis d'un état-limite recouvre donc finalement une réalité physique complexe. Beaucoup de codes ont même défini, par le passé, un état-limite ultime par référence à la limite élastique du matériau et non à sa limite de rupture.

La vérification vis-à-vis d'un état-limite se fait au moyen d'une équation sous forme d'une inégalité, qui modélise *non seulement l'état-limite mais aussi les causes et circonstances potentielles de son dépassement*. Les formes de ces équations sont extrêmement diverses, étant en particulier très loin de se limiter à des inégalités entre effets d'actions et résistances.

Ainsi et par exemple, des équations d'états-limites de service peuvent se référer à une déformation admissible, à une ouverture de fissure admissible, à un début de décompression, et des équations d'état-limite ultime d'instabilité mécanique peuvent prendre des formes complexes non directement intégrables, fonctions explicites ou implicites des variables du dimensionnement.

C'est dans ces équations très diverses que figurent des grandeurs aléatoires, dites *variables de base*, qui sont des acteurs majeurs influant sur la fiabilité. Pour fixer les idées, les niveaux de probabilités associés aux états-limites *pour une durée de référence de 50 ans* se situent dans des plages représentées sur la figure 6.3.

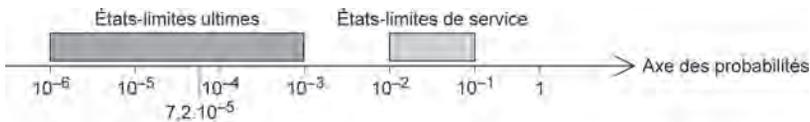


Fig. 6.3. Plages de probabilités de dépassement des états-limites

Nota : la valeur $7,2 \cdot 10^{-5}$ joue un rôle particulier (cf. chapitre 8)

COMMENTAIRE

En annexe au Code-Modèle 78 du CEB, un tableau est fourni qui explicite un certain nombre de niveaux de probabilités pour les états-limites ultimes et pour une durée de référence de 50 ans. Ce tableau est reproduit ci-après, à titre indicatif (tableau 6.4).

Mais il est précisé que l'on ne doit pas dépasser un certain seuil de risques individuels d'accidents mortels, ce qui signifie que la probabilité requise de rupture doit être moindre que le produit du risque individuel tolérable au cours d'une année et de la durée espérée de la structure, divisé par le nombre moyen de personnes mises en péril en cas de rupture. Le taux « tolérable » de risque individuel a été opérationnellement fixé à 10^{-5} . Les valeurs de ce tableau n'ont été employées qu'à des fins de calibration des codes et ne correspondent donc pas à des probabilités réelles.

Tab. 6.4. Niveaux opérationnels de probabilités (CM78 du CEB)

Nombre moyen de personnes mises en danger	Conséquences économiques		
	<i>Sans gravité</i>	<i>Graves</i>	<i>Très graves</i>
Petit (< 0,1)	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}
Moyen	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}
Grand (> 10)	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}

La répartition entre états-limites ultimes et états-limites de service ne permet pas de couvrir tous les cas de figure ; il existe des états-limites que l'on peut qualifier d'intermédiaires, mais, dans les cas courants, on peut se contenter de ces deux seules classes, éventuellement assorties de sous-classes, et dont l'intérêt est essentiellement pratique : il s'agit d'unifier, exactement ou approximativement, dans chaque catégorie, les probabilités d'occurrence des états-limites ou des effets des actions correspondants afin que la plus grande partie des applications soit commune au plus grand nombre possible de calculs justificatifs.

6.3.3 États-limites ultimes

Les états-limites ultimes sont associés à une rupture entraînant l'effondrement total ou partiel de la structure considérée et mettant en cause la sécurité des personnes. Sur le plan pratique, on distingue :

- la perte d'équilibre statique de la structure ou de l'une de ses parties, considérées comme un corps rigide (cf. § 6.5.2) ;
- la défaillance par déformation excessive (par exemple une déformation entraînant une sortie de la structure de ses appuis ou entraînant une défaillance structurale par instabilité mécanique), par transformation de la structure ou de l'une quelconque de ses parties en mécanisme, par rupture, par perte de stabilité (effets du second ordre, cf. § 6.5.2) ;
- la défaillance due à la fatigue ou autres effets dépendant du temps (cf. § 7.3).

En règle générale, on admet de ranger aussi dans la famille des états-limites ultimes certains états précédant de peu la rupture ou l'effondrement.

Il est clair que les états-limites d'équilibre statique couvrent les phénomènes de renversement, de soulèvement (par exemple dus à la poussée d'Archimède) et de glissement avec ou sans frottement. Souvent, au cours de ce type de vérification, la structure peut effectivement être considérée comme un corps rigide. Cependant, dans certains cas (par exemple en cas de sensibilité aux effets du second ordre ou en cas de percussion), les propriétés élastiques de la structure doivent être prises en compte. De même, en ce qui concerne les appuis, ils sont souvent assimilés à des appuis ponctuels rigides ; mais, dans certains cas, leur déformabilité (incluant éventuellement celle du sol) doit être prise en compte. Ceci veut dire que certains états-limites d'équilibre statique peuvent devoir être considérés pour le dimensionnement d'appuis ou d'autres éléments, et donc devoir être incorporés à la famille des états-limites de résistance. Ce point sera développé au paragraphe 6.6.2.

Le trait commun à tous les modes d'états-limites ultimes de résistance est que les vérifications sont effectuées avec un niveau de charges très élevé qui n'a pas de véritable signification physique. Ce niveau ne peut s'interpréter que dans un cadre probabiliste (ou fiabiliste).

Quant aux états-limites de fatigue, ils constituent une catégorie particulière pour plusieurs raisons :

- les charges de fatigue sont différentes des autres charges car elles se composent plutôt de charges correspondant aux conditions de service, mais assorties d'effets du temps (par exemple, un nombre de cycles) ;
- les effets de la fatigue sont des détériorations locales du matériau qui peuvent être :
 - bénignes lorsque les fissures entraînent une réduction des contraintes et peuvent même stopper leur développement,
 - ou malignes lorsque les fissures conduisent à des conditions de sollicitation plus sévères accélérant le développement des fissures ;
- sous certaines conditions particulières (si le matériau est d'une ductilité suffisante par exemple), la croissance des fissures peut être détectée dans le cadre des inspections régulières avant que ne surviennent des effets accidentels dus à une insuffisance de résistance ou de ductilité.

Compte tenu de ce qui vient d'être dit, un système de sécurité particulier a été introduit pour les états-limites de fatigue qui tient compte des possibilités d'avertissement et des conséquences d'une défaillance.

6.3.4 États-limites de service

Les états-limites de service sont associés à des états de la structure, ou de certaines de ses parties, qui lui causent des dommages limités ou rendant son usage impossible dans le cadre des exigences définies lors de son projet (exigences de fonctionnement, de confort pour les usagers ou d'aspect). Ils sont définis en tenant compte des conditions d'exploitation ou de durabilité de la construction ou de l'un de ses éléments : leur dépassement une ou plusieurs fois entraîne des dommages matériels, ou empêche des conditions normales d'exploitation, sans qu'il puisse en résulter, du moins à court terme, la ruine de la construction.

COMMENTAIRE

Dans cette catégorie, on place par exemple les vibrations excessives ou la formation de fissures (dépassement une seule fois) et leur réouverture (dépassement plusieurs fois de l'état-limite) dans une structure en béton. Les déformations excessives provoquant des dommages aux cloisons d'un bâtiment, les tassements et autres déplacements d'appuis entraînant l'apparition de telles déformations ou de fissurations préjudiciables à l'aspect ou à la durabilité, sont encore des exemples d'états-limites de service.

Une distinction doit être faite, le cas échéant, entre les états-limites de service réversibles et irréversibles. À cette distinction se rattache le choix des combinaisons d'actions à considérer (cf. § 6.5.3), à savoir les combinaisons fréquentes ou quasi-permanentes pour des états-limites réversibles et les combinaisons caractéristiques en cas d'états-limites imparfaitement réversibles. Par ailleurs, on peut avoir à considérer des états-limites successifs, par exemple la formation puis l'ouverture de fissures dans des éléments en béton armé ou précontraint.

6.3.5 Situations de projet

Le recensement des états-limites pour une construction donnée ne peut se faire sans examiner les différentes situations dans lesquelles elle peut se trouver. La notion de situation complète celle d'action dans le cas où la modification du comportement d'une structure résulte de la modification de son milieu environnant (par exemple, une situation d'affouillement autour d'une pile de pont).

L'analyse des conditions d'une possible défaillance structurale conduit à sélectionner, pour une structure donnée, des *situations de projet* suffisamment sévères et variées pour couvrir toutes les situations physiques que l'on peut raisonnablement s'attendre à rencontrer lors de l'exécution et de l'utilisation de la structure.

Sur un plan opérationnel, les situations de projet sont classées en situations :

- durables, qui font référence aux conditions d'utilisation normale ;
- transitoires, qui font référence à des conditions temporaires applicables à la structure, par exemple lors de son exécution ou de réparations ;
- accidentelles, qui font référence à des conditions exceptionnelles applicables à la structure ou à son exposition, par exemple à un incendie, une explosion, un choc ;
- sismiques, qui font référence aux conditions exceptionnelles applicables à la structure lors de tremblements de terre.

REMARQUE

À noter que l'Eurocode NF EN 1990 distingue les situations sismiques des situations accidentelles. Certes, dans le langage courant, on qualifie généralement d'accidentel un phénomène plutôt rare, imprévisible et aux conséquences potentiellement catastrophiques en l'absence de protection appropriée. Et les séismes entrent souvent dans cette catégorie de phénomènes. Mais la survenance de séismes est très variable dans les divers pays européens (et dans le monde) : dans certains d'entre eux, ils sont si fréquents que l'on peut déterminer une valeur caractéristique de l'action correspondante (cf. § 6.4.1.1). C'est donc des considérations à caractère plutôt économique (afin d'éviter de coûteux surdimensionnements) qui ont conduit à qualifier certaines situations d'accidentelles et à adopter des dispositions numériques de calcul spécifiques.

6.4 Variables de base

6.4.1 Actions et influences de l'environnement

Pour chaque projet, l'analyse des actions est une étape importante car le problème est moins simple qu'il n'y paraît à première vue. En effet, une même action, au sens d'une même cause, peut avoir de multiples effets, tous simultanés et mesurables par un même paramètre. Il faut alors démêler dans l'ensemble des effets (forces, pressions et couples) dus à plusieurs causes, des sous-ensembles que l'on puisse étudier chacun de façon globale, indépendamment des autres sous-ensembles, et de façon aussi simple que possible.

Une autre difficulté se rencontre lorsqu'on étudie les structures en interaction avec le sol (fondations sur pieux, écrans de soutènement, etc.). Par exemple, un pieu sollicité en tête par un effort horizontal se déplace en provoquant dans le sol des réactions analogues à des réactions d'appui. Ces réactions correspondent en fait à un mode de sollicitation qu'il convient de situer par rapport à l'aptitude du sol à résister. C'est pourquoi, dans la pratique, on est amené à faire deux vérifications successives portant l'une sur le sol et l'autre sur le pieu. Le problème est encore plus délicat dans le cas des écrans de soutènement, où les terres sont à la fois « agissantes » et « résistantes ».

Dans la pratique, les actions sont l'objet de plusieurs classements qui ont déjà été globalement décrits au paragraphe 4.2. Citons quelques exemples d'actions :

- le poids propre d'une grue fixe est une action permanente, mais la charge qu'elle lève est une action variable ;
- certaines actions, par exemple les accélérations sismiques ou les charges de neige, peuvent être considérées, de manière systématique ou seulement dans certains cas, comme des actions accidentelles ou des actions variables, selon le lieu ou le niveau d'intensité ;
- pour de nombreuses actions libres, leur variabilité spatiale est limitée, et cette variabilité doit être prise en compte directement ou indirectement, ou même négligée, en fonction de la sensibilité de la réponse structurale à cette variabilité (par exemple, les équilibres statiques sont très sensibles à la variabilité spatiale du poids propre) ;
- pour un grand nombre d'actions dynamiques courantes, leurs effets peuvent être évalués par l'intermédiaire de modèles statiques appropriés, tenant compte éventuellement des effets dynamiques par l'intermédiaire d'une majoration appropriée.

Lorsque l'on étudie une construction particulière, plusieurs actions sont généralement à prendre en compte simultanément dans la mesure où cette simultanéité a une réalité

Table des matières

Préface.....	7
Liste des sigles et abréviations.....	9
Préambule.....	11
Introduction.....	13
CHAPITRE 1 Fondements des eurocodes.....	19
1.1 Rappels historiques.....	19
1.2 L'approche probabiliste de la sécurité des constructions.....	22
1.3 Naissance du semi-probabilisme.....	23
1.4 Concepts fondamentaux de la fiabilité des constructions.....	25
1.4.1 Définition.....	25
1.4.2 Modélisation d'une construction et de son environnement.....	26
1.4.2.1 Généralités.....	26
1.4.2.2 Propriétés des matériaux.....	28
1.4.2.3 Les actions.....	29
1.4.2.4 Modélisation des comportements.....	30
1.4.2.5 Modèles mécaniques.....	30
1.4.3 Incertitudes de modèles.....	31
1.4.4 Événements non couverts par les modèles.....	33
CHAPITRE 2 Notions élémentaires de calcul des probabilités.....	35
2.1 Incursions historiques.....	35
2.2 Évènements et probabilités.....	36
2.3 Indépendance et conditionnement.....	39
2.4 Variables aléatoires.....	42
2.4.1 Quelques définitions.....	43
2.4.2 Fonction de répartition.....	43
2.4.3 Densité de probabilité.....	44
2.4.4 Valeur moyenne.....	45
2.4.5 Écart-type.....	46
2.4.6 Coefficient de variation.....	46

2.4.7	Fractile d'ordre p	46
2.4.8	Moment centré d'ordre s	47
2.5	Exemples de lois de probabilités	47
2.5.1	Loi Normale (ou loi de Gauss)	47
2.5.1.1	Cas particulier de la loi Normale centrée réduite	48
2.5.1.2	Propriétés de la loi Normale centrée réduite	49
2.5.2	Loi log-normale	50
2.5.3	Loi de Gumbel (ou loi de valeurs extrêmes de type I)	52
2.5.4	Loi de Weibull	53
2.5.5	Loi de densité uniforme	53
2.5.6	Loi de Poisson	55
2.5.7	Loi binomiale	55
2.6	Système de deux variables aléatoires	57
2.6.1	Fonction de répartition	57
2.6.2	Densité de probabilité	57
2.6.3	Corrélation	58
2.6.4	Couple de variables aléatoires indépendantes suivant une loi Normale	59
2.7	Théorèmes fondamentaux	59
2.7.1	Somme de deux variables aléatoires	59
2.7.2	Fonction linéaire de variables aléatoires indépendantes	63
2.7.3	Produit de deux variables aléatoires indépendantes	64
2.8	Valeurs de la fonction de répartition de la loi Normale centrée réduite	64
CHAPITRE 3	Notions de statistiques – Représentation des observations ...	69
3.1	Quelques définitions	69
3.2	Présentation en tableau d'une distribution	70
3.3	Représentations graphiques	71
3.3.1	Cas d'une variable discontinue	72
3.3.1.1	Diagramme en bâtons	72
3.3.1.2	Diagramme cumulatif	72
3.3.2	Cas d'une variable continue	72
3.3.2.1	Histogramme	72
3.3.2.2	Diagramme des fréquences cumulées (ou graphique cumulatif)	72

3.4.	Valeurs caractéristiques des distributions statistiques à un caractère et leur estimation	74
3.4.1	Généralités	74
3.4.2	Valeurs caractéristiques des distributions statistiques	75
3.4.3	Estimation des caractéristiques d'une variable aléatoire	75
3.5	Généralités sur l'approche bayésienne	77
3.6	Lissage des courbes expérimentales par la méthode des moindres carrés	77
3.7	Exemple d'étude d'une distribution statistique : maxima annuels de la vitesse du vent	79
CHAPITRE 4	Étude des actions variables	83
4.1	Quelques définitions	83
4.2	Notion d'action	85
4.3	Observation des actions variables	86
4.3.1	Généralités	86
4.3.2	Cas particulier des charges de neige	88
4.4	Période de retour d'une valeur particulière et probabilité associée	90
4.4.1	Expression de la période de retour	90
4.4.2	Probabilité associée à une période de retour	91
4.4.5	Observations sur la menace sismique	93
4.5	Combinaison de deux actions variables	95
4.5.1	Généralités	95
4.5.2	Approche simplifiée	96
4.5.2.1	Cas élémentaire	97
4.5.2.2	Bases de la formation des combinaisons d'actions	98
4.6	Cas particulier des actions en cours d'exécution	101
4.7	Bibliographie	102
CHAPITRE 5	Bases de la théorie de la fiabilité	103
5.1	Définitions	104
5.1.1	Espace aléatoire de base	104
5.1.2	Espace aléatoire de sortie	105

5.1.3	Domaines de sécurité et de défaillance – Fiabilité et probabilité de défaillance	105
5.2	L'indice de Rjanitzyne-Cornell	108
5.2.1	Définition	108
5.2.2	Cas d'une fonction d'état-limite non linéaire	110
5.2.3	Interprétation géométrique	112
5.2.3.1	Représentation géométrique dans un espace de coordonnées réduites	113
5.2.3.2	Représentation géométrique dans l'espace standard	115
5.3	Cas général – Indice de Hasofer-Lind	115
5.3.1	Définition de l'indice de Hasofer-Lind	115
5.3.2	Aspects numériques	119
5.4	Bibliographie sélectionnée	124
CHAPITRE 6	Introduction à la norme NF EN 1990 : Eurocode « Bases de calcul des structures »	125
6.1	Généralités	125
6.2	Les exigences pour les constructions	126
6.2.1	Exigences fondamentales	126
6.2.2	Différenciation de la fiabilité	127
6.2.3	Durée d'utilisation de projet	128
6.2.4	Durabilité	129
6.2.5	Gestion de la qualité	130
6.3	Introduction à la méthode des coefficients partiels	130
6.3.1	Indice de fiabilité et coefficients partiels	130
6.3.2	Les états-limites	135
6.3.3	États-limites ultimes	138
6.3.4	États-limites de service	139
6.3.5	Situations de projet	139
6.4	Variables de base	140
6.4.1	Actions et influences de l'environnement	140
6.4.1.1	Valeurs caractéristiques des actions	141
6.4.1.2	Autres valeurs représentatives des actions variables	143
6.4.1.3	Actions accidentelles A	144
6.4.2	Propriétés des matériaux	144

6.5	Format général de vérification des constructions	145
6.5.1	Valeurs de calcul	146
6.5.1.1	Valeurs de calcul des actions	146
6.5.1.2	Valeurs de calcul des effets des actions	146
6.5.1.3	Valeurs de calcul des propriétés des matériaux	149
6.5.1.4	Valeurs de calcul des données géométriques	149
6.5.1.5	Valeurs de calcul de la résistance structurale	150
6.5.1.6	Résumé	150
6.5.2	États-limites ultimes	151
6.5.2.1	Généralités	151
6.5.2.2	Format général de vérification vis-à-vis de la perte d'équilibre statique et de la défaillance structurale	154
6.5.2.3	Les combinaisons d'actions	154
6.5.3	États-limites de service	156
6.6	Les annexes à la norme NF EN 1990	157
6.6.1	Annexe B	158
6.6.2	Annexe C	162
6.6.3	Annexe D	163
CHAPITRE 7	Application de la norme NF EN 1990 aux bâtiments et aux ponts	167
7.1	Application au calcul des bâtiments	168
7.1.1	Généralités	168
7.1.2	États-limites ultimes EQU	169
7.1.3	États-limites ultimes STR sans actions géotechniques	172
7.1.4	États-limites ultimes GEO et états-limites ultimes STR avec actions géotechniques	175
7.1.5	État-limites ultimes pour les situations accidentelles et les situations sismiques	177
7.1.6	États-limites de service	178
7.2	Application au calcul des ponts	178
7.2.1	Généralités	178
7.2.2	États-limites ultimes EQU	183
7.2.2.1	Situations de projet durables	183
7.2.2.2	Situations de projet transitoires	184
7.2.2.3	Exemples de combinaisons d'actions pour les ponts construits par encorbellement	185

7.2.3	États-limites ultimes STR sans actions géotechniques	188
7.2.3.1	Situations de projet durables et transitoires.....	188
7.2.4	États-limites ultimes GEO et états-limites ultimes STR avec actions géotechniques	190
7.2.5	Situations de projet accidentelles et sismiques (hors exécution)	190
7.2.6	États-limites de service en situations de projets durables	190
7.2.6.1	Ponts routiers.....	190
7.2.6.2	Passerelles et pistes cyclables	191
7.3	Vérification des états-limites ultimes de fatigue pour les ponts ...	192
7.3.1	Généralités	192
7.3.2	Le modèle de fatigue FLM3 pour les ponts routiers	193
CHAPITRE 8	Interprétation numérique des coefficients partiels	197
8.1	Valeurs de calcul des actions et des résistances	197
8.1.1	Définitions	197
8.1.2	Approche numérique	198
8.1.3	Interprétation fiabiliste des coefficients partiels	200
8.1.3.1	Expression théorique des coefficients partiels relatifs aux actions	201
8.1.3.2	Expression théorique des coefficients partiels relatifs aux résistances.....	202
8.1.3.3	Formules pour d'autres lois de probabilités	202
8.2	Interprétation des valeurs numériques des coefficients partiels relatifs aux actions	204
8.2.1	Approche traditionnelle des Bulletins 127 et 128 du CEB	204
8.2.1.1	Actions permanentes	204
8.2.1.2	Actions variables.....	205
8.2.1.3	Discussion	206
8.2.2	L'approche fiabiliste	206
8.2.2.1	Actions permanentes	206
8.2.2.2	Actions variables.....	207
8.2.3	Cas particulier des états-limites d'équilibre statique	207
8.3	Interprétation des valeurs numériques des principaux coefficients partiels relatifs aux résistances	209
8.3.1	Principales valeurs codifiées	210
8.3.2	Interprétation traditionnelle selon les Bulletins 126 et 127 du CEB	212
8.3.2.1	Cas du béton	212
8.3.2.2	Cas des armatures en acier du béton.....	214
8.3.2.3	Cas des aciers de charpente	214

8.3.3	Interprétation fiabiliste	214
8.3.3.1	Cas particulier du béton γ_C	216
8.3.3.2	Valeur de γ_S	217
ANNEXE A	Une brève histoire des eurocodes	219
A1.1.	La genèse	219
A1.2	Évolution du contexte européen	222
A1.3	Modalités d'application des eurocodes au niveau national	224
A1.4	Eurocodes et Annexes nationales	225
A1.5	Mandat de la Commission européenne et développements futurs	227
A1.6	Exigences fondamentales pour la conception et le calcul des constructions	228
ANNEXE B	Notes sur la distribution de Dirac et la fonction de Heaviside	231
A2.1	La distribution de Dirac	232
A2.2	La fonction de Heaviside	233
A2.3	Propriétés d'intégration	234
A2.4	Exemples d'application en résistance des matériaux	235
A2.4.1	Cas des charges ponctuelles	235
A2.4.2	Cas des charges réparties sur un tronçon de poutre	236
ANNEXE C	Définitions et symboles	239
A3.1	Définitions	239
A3.1.1	Termes généraux	239
A3.1.2	Termes relatifs aux propriétés des matériaux et des produits	241
A3.1.3	Termes relatifs aux données géométriques	241
A3.1.4	Terme relatif à l'analyse structurale	241
A3.2	Principaux symboles	242
A3.2.1	Majuscules latines	242
A3.2.2	Minuscules latines	243
A3.2.3	Majuscules grecques	243
A3.2.4	Minuscules grecques	243

ANNEXE D	Méthodes statistiques – Compléments	245
A4.1	Petit glossaire de statistiques et de probabilités	245
A4.2	Lois particulières pour les estimations	246
A4.2.1	Loi du χ^2 (chi-deux)	246
A4.2.2	Loi de Student	247
A4.3	Notion de niveau de confiance d'une estimation	248
A4.4	Généralités sur les traitements statistiques utilisés en génie civil	249
	Index	251

Éléments de fiabilité des constructions

L'approche de la sécurité des constructions, fondée en grande partie sur la théorie de la fiabilité structurale, s'est concrétisée par des règles de dimensionnement dans un ensemble de normes appelées eurocodes. La norme NF EN 1990 « Bases de calcul des structures », en quelque sorte l'Eurocode des eurocodes, est utilisée conjointement aux Eurocodes 1 à 9 pour la conception et le dimensionnement des ouvrages. Fondée sur le concept d'état limite et l'usage de coefficients partiels, cette norme de référence commune aux États membre de l'Union européenne décrit les bases de calcul de structure et de vérification des constructions.

Le présent ouvrage est le développement du cours professé par Jean-Armand Calgario au Centre des hautes études de la construction (CHEC). Il a pour objectif de présenter de manière didactique le cheminement de pensée des ingénieurs et des experts qui a abouti à la conception actuelle de la sécurité des constructions. Plus précisément, ce manuel d'initiation :

- rappelle les notions élémentaires de calcul des probabilités et de traitement statistique des données ;
- présente les actions variables, c'est-à-dire les actions dont la variation dans le temps n'est d'ampleur ni négligeable ni monotone ;
- explique les bases de la théorie de la fiabilité structurale ;
- détaille la norme NF EN 1990 qui établit les principes et les exigences relatives à la sécurité, à l'aptitude au service et à la durabilité des structures ;
- résume et commente les combinaisons d'actions les plus courantes et applicables pour le calcul des bâtiments et des ponts ;
- et enfin, décrit les différentes approches permettant l'interprétation numérique des coefficients partiels.

Les applications qui facilitent au fil du texte l'appropriation de la théorie, ainsi que les boîtes à outils présentées en annexes font de cette introduction à la philosophie des eurocodes un ouvrage indispensable aux étudiants en génie civil et aux ingénieurs et techniciens qui s'intéressent aux fondements techniques et scientifiques des normes qu'ils sont amenés à utiliser.

Jean-Armand Calgario, ingénieur général des Ponts et Chaussées, professeur honoraire à l'École nationale des ponts et chaussées et professeur au Centre des hautes études de la construction, fut président du comité technique TC250 du comité européen de normalisation (CEN) et président de la commission française de coordination des eurocodes.

- ▶ Fondements des eurocodes
- ▶ Notions élémentaires de calcul des probabilités
- ▶ Notions de statistiques – Représentation des observations
- ▶ Étude des actions variables
- ▶ Bases de la théorie de la fiabilité
- ▶ Introduction à la norme NF EN 1990
- ▶ Application de la norme NF EN 1990 aux bâtiments et aux ponts
- ▶ Interprétation numérique des coefficients partiels
- ▶ Annexes

Photographie de couverture
©Pixabay

EXPERTISE
TECHNIQUE

EDITIONS

LE MONITEUR



ISSN 2262-5089
ISBN 978-2-281-14053-8

