

norme européenne**NF EN 1990****Mars 2003**

norme française

Indice de classement : P 06-100-1

ICS : 91.010.30 ; 91.080.01

Eurocodes structuraux

Bases de calcul des structures

E : Eurocode — Basis of structural design

D : Eurocode — Grundlagen der Tragwerksplanung

Norme française homologuée

par décision du Directeur Général d'AFNOR le 20 février 2003 pour prendre effet le 20 mars 2003.

Est destinée à remplacer la norme expérimentale XP ENV 1991-1 (indice de classement : P 06-101), d'avril 1996.

Correspondance

La Norme européenne EN 1990:2002 a le statut d'une norme française.

Analyse

L'EN 1990 définit des principes et des exigences en matière de sécurité, d'aptitude au service et de durabilité des structures, décrit les bases pour le dimensionnement et la vérification de celles-ci, et fournit des lignes directrices concernant les aspects de la fiabilité structurale qui s'y rattachent.

Elle est destinée à être utilisée conjointement avec les EN 1991 à EN 1999 pour la conception structurale des bâtiments et ouvrages de génie civil, y compris les aspects géotechniques, la résistance à l'incendie, les situations sismiques, l'exécution et les structures provisoires.

Descripteurs

Thésaurus International Technique : bâtiment, génie civil, structure, règle de construction, conception, définition, exigence, sécurité, durée de vie, fiabilité, durabilité, calcul, résistance des matériaux, déformation, limite, dimension, vérification.

Modifications

Par rapport au document destiné à être remplacé, adoption de la norme européenne.

Corrections

Par rapport au 1^{er} tirage, mise à jour des références aux normes françaises, dans l'avant-propos national.



Membres de la commission de normalisation

Président : M MOREAU DE SAINT-MARTIN

Secrétariat : MME PATROUILLEAU — AFNOR

| | | |
|-----|------------------------|--------------------------------|
| M | BALOCHE | CSTB |
| M | BISCH | SECHAUD ET METZ SA |
| M | BUI | SETRA |
| M | CALGARO | SETRA |
| M | CHABROLIN | CTICM |
| MME | CHAUVEL | EDF |
| M | CLAUDE | CETMEF |
| M | CORTADE | M. CORTADE JACQUES |
| M | DECHEFDEBIEN | CERIB |
| M | DURAND | BTP |
| M | FLORENTIN | CTBA |
| M | FONTAINE | CGPC |
| M | FRANK | ENPC |
| M | GENETZKOW | CERIB |
| M | GOURMELON | LCPC |
| M | GOUVENOT | SOLETANCHE SA |
| M | GUIMONT | BNSR |
| M | IZABEL | SNPPA |
| M | KRUPPA | CTICM |
| M | LAMADON | BUREAU VERITAS |
| M | LARAVOIRE | CGPC |
| M | LEBLANC | SETRA |
| M | LERAY | M. LERAY JEAN-CLAUDE |
| M | LIGOT | FFB CMP |
| M | MAGNAN | LCPC |
| M | MAITRE | SOCOTEC |
| M | MAURY | INGEROP |
| M | MENAUD | CSTB |
| M | MERLET | CSTB |
| M | MOINEAU | INRS |
| M | MOREAU DE SAINT-MARTIN | CGPC |
| MME | MOUTON | DAJ |
| M | NGUYEN | STBA |
| M | PECKER | GEODYNAMIQUE ET STRUCTURE SARL |
| M | PERNIER | DAEI |
| MME | PERO | SETRA |
| M | PESCATORE | BNCM |
| M | PINÇON | BNTEC |
| M | RAMONDENC | SNCF |
| M | RAOUL | SETRA |
| M | RUTMAN | BNTB |
| M | THONIER | SPETPFOM |
| M | TISSIER | UNM |
| M | TRINH | CETEN APAVE INTERNATIONAL |

Avant-propos national

A.P. 1 : Introduction

(0) Le règlement du Comité européen de Normalisation (CEN) impose que les normes européennes adoptées par ses membres soient transformées en normes nationales au plus tard dans les 6 mois après leur ratification et que les normes nationales en contradiction soient annulées.

(1) La présente publication reproduit la norme européenne EN 1990:2002 — Eurocodes structuraux — Eurocodes : bases de calcul des structures, ratifiée par le Comité européen de normalisation le 29 novembre 2001 et mise à disposition le 24 avril 2002. Elle fait partie d'un ensemble de normes constituant la collection des Eurocodes, qui dépendent dans une certaine mesure les uns des autres pour leur application. Certaines d'entre elles sont encore en cours d'élaboration. C'est pourquoi le CEN a fixé une période de transition nécessaire à l'achèvement de cet ensemble de normes européennes, période durant laquelle les membres du CEN ont l'autorisation de maintenir leurs propres normes nationales adoptées antérieurement.

(2) Cette publication, faite en application des règles du Comité européen de normalisation, peut permettre aux différents utilisateurs de se familiariser avec le contenu (concepts et méthodes) de l'Eurocode.

(3) L'application en France de cette norme appelle un ensemble de précisions et de compléments pour lesquels une Annexe nationale est en préparation dans le cadre de la Commission de normalisation AFNOR P06E. En attendant la publication de cette Annexe nationale, si la norme européenne est employée, c'est avec les compléments précisés par l'utilisateur et sous sa responsabilité.

(4) Avec son annexe nationale, la NF EN 1990 aura vocation à remplacer la norme expérimentale XP ENV 1991-1-1. Cependant, en raison des autres parties d'Eurocodes, normes provisoires ENV, qui font référence à cette dernière et qui ne sont pas encore remplacées par des normes EN, la norme XP ENV 1991-1-1 de 1996 est maintenue en vigueur pendant la période de coexistence nécessaire.

A.P. 2 : Références aux normes françaises

La correspondance entre les normes mentionnées à l'article «Références normatives» et les normes françaises identiques est la suivante (voir la note de l'article 1.2) :

| | |
|---------|--------------|
| EN 1991 | : NF EN 1991 |
| EN 1992 | : NF EN 1992 |
| EN 1993 | : NF EN 1993 |
| EN 1994 | : NF EN 1994 |
| EN 1995 | : NF EN 1995 |
| EN 1996 | : NF EN 1996 |
| EN 1997 | : NF EN 1997 |
| EN 1998 | : NF EN 1998 |
| EN 1999 | : NF EN 1999 |

A.P.3 : Précisions concernant la figure A1.1.

La figure A1.1 de la norme EN 1990:2002 (Annexe A1) pouvant donner lieu à des interprétations erronées, il y a lieu de considérer que la dite figure est équivalente à la figure A1.1bis suivante :



Figure A1.1bis — Définitions des flèches verticales

Version française

**Eurocodes structuraux —
Eurocodes : Bases de calcul des structures**

Eurocode : Grundlagen der Tragwerksplanung

Eurocode — Basis of structural design

La présente norme européenne a été adoptée par le CEN le 20 novembre 2001.

Les membres du CEN sont tenus de se soumettre au Règlement Intérieur du CEN/CENELEC qui définit les conditions dans lesquelles doit être attribué, sans modification, le statut de norme nationale à la norme européenne.

Les listes mises à jour et les références bibliographiques relatives à ces normes nationales peuvent être obtenues auprès du Secrétariat Central ou auprès des membres du CEN.

La présente norme européenne existe en trois versions officielles (allemand, anglais, français). Une version faite dans une autre langue par traduction sous la responsabilité d'un membre du CEN dans sa langue nationale, et notifiée au Secrétariat Central, a le même statut que les versions officielles.

Les membres du CEN sont les organismes nationaux de normalisation des pays suivants : Allemagne, Autriche, Belgique, Danemark, Espagne, Finlande, France, Grèce, Irlande, Islande, Italie, Luxembourg, Malte, Norvège, Pays-Bas, Portugal, République Tchèque, Royaume-Uni, Suède et Suisse.

CEN

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION

Europäisches Komitee für Normung
European Committee for Standardization

Secrétariat Central : rue de Stassart 36, B-1050 Bruxelles

Sommaire

| | Page |
|---|------|
| Avant-propos | 5 |
| Section 1 : Généralités | 8 |
| 1.1 Domaine d'application | 8 |
| 1.2 Références normatives | 8 |
| 1.3 Hypothèses de travail | 9 |
| 1.4 Distinction entre Principes et Règles d'Application | 9 |
| 1.5 Termes et définitions | 9 |
| 1.5.1 Termes communs aux EN 1990 à EN 1999 | 9 |
| 1.5.2 Termes spécifiques relatifs aux projets en général | 10 |
| 1.5.3 Termes relatifs aux actions | 13 |
| 1.5.4 Termes relatifs aux propriétés des matériaux et des produits | 15 |
| 1.5.5 Termes relatifs aux données géométriques | 15 |
| 1.5.6 Termes relatifs à l'analyse structurale | 15 |
| 1.6 Symboles | 17 |
| Section 2 : Exigences | 19 |
| 2.1 Exigences de base | 19 |
| 2.2 Gestion de la fiabilité | 20 |
| 2.3 Durée d'utilisation de projet | 21 |
| 2.4 Durabilité | 21 |
| 2.5 Gestion de la qualité | 22 |
| Section 3 : Principes du calcul aux états-limites | 23 |
| 3.1 Généralités | 23 |
| 3.2 Situations de projet | 23 |
| 3.3 États-limites ultimes | 23 |
| 3.4 États-limites de service | 24 |
| 3.5 Calcul aux états-limites | 24 |
| Section 4 : Variables de base | 26 |
| 4.1 Actions et influences de l'environnement | 26 |
| 4.1.1 Classification des actions | 26 |
| 4.1.2 Valeurs caractéristiques des actions | 26 |
| 4.1.3 Autres valeurs représentatives des actions variables | 27 |
| 4.1.4 Représentation d'actions de fatigue | 28 |
| 4.1.5 Représentation d'actions dynamiques | 28 |
| 4.1.6 Actions géotechniques | 28 |
| 4.1.7 Influences de l'environnement | 28 |
| 4.2 Propriétés des matériaux et des produits | 28 |
| 4.3 Données géométriques | 29 |
| Section 5 : Analyse structurale et dimensionnement assisté par l'expérimentation | 30 |
| 5.1 Analyse structurale | 30 |
| 5.1.1 Modélisation structurale | 30 |
| 5.1.2 Actions statiques | 30 |
| 5.1.3 Actions dynamiques | 30 |
| 5.1.4 Dimensionnement en cas d'incendie | 31 |
| 5.2 Dimensionnement assisté par l'expérimentation | 31 |
| Section 6 : Vérification par la méthode des coefficients partiels | 32 |
| 6.1 Généralités | 32 |
| 6.2 Limitations | 32 |

Sommaire (suite)

| | Page |
|---|---|
| 6.3 | Valeurs de calcul 32 |
| 6.3.1 | Valeurs de calcul des actions 32 |
| 6.3.2 | Valeurs de calcul des effets des actions 33 |
| 6.3.3 | Valeurs de calcul des propriétés de matériaux ou de produits 33 |
| 6.3.4 | Valeurs de calcul des données géométriques 34 |
| 6.3.5 | Résistance de calcul 34 |
| 6.4 | États-limites ultimes 35 |
| 6.4.1 | Généralités 35 |
| 6.4.2 | Vérifications de l'équilibre statique et de la résistance 35 |
| 6.4.3 | Combinaison d'actions (vérifications de fatigue exclues) 36 |
| 6.4.3.1 | <i>Généralités</i> 36 |
| 6.4.3.2 | <i>Combinaisons d'actions pour situations de projet durables ou transitoires</i> (combinaisons fondamentales) 36 |
| 6.4.3.3 | Combinaisons d'actions pour situations de projet accidentelles 37 |
| 6.4.3.4 | <i>Combinaisons d'actions pour les situations de projet sismiques</i> 37 |
| 6.4.4 | Coefficients partiels pour les actions et les combinaisons des actions 38 |
| 6.4.5 | Coefficients partiels pour les matériaux et les produits 38 |
| 6.5 | États-limites de service 38 |
| 6.5.1 | Vérifications 38 |
| 6.5.2 | Critères d'aptitude au service 38 |
| 6.5.3 | Combinaison d'actions 38 |
| 6.5.4 | Coefficients partiels pour les matériaux 39 |
| Annexe A 1 (normative) Application pour les Bâtiments | 40 |
| A1.1 | Domaine d'application 40 |
| A1.2 | Combinaisons d'actions 40 |
| A1.2.1 | Généralités 40 |
| A1.2.2 | Valeurs des coefficients ψ 40 |
| A1.3 | États-limites ultimes 41 |
| A1.3.1 | Valeurs de calcul des actions dans les situations de projet durables et transitoires 41 |
| A1.3.2 | Valeurs de calcul des actions dans les situations de projet accidentelles et sismiques 44 |
| A1.4 | États-limites de service 44 |
| A1.4.1 | Coefficients partiels pour les actions 44 |
| A1.4.2 | Critères d'aptitude au service 45 |
| A1.4.3 | Déformations horizontales et verticales 45 |
| A1.4.4 | Vibrations 46 |
| Annexe B (informative) Gestion de la fiabilité structurale pour les constructions | 47 |
| B.1 | Domaine et champ d'application 47 |
| B.2 | Symboles 47 |
| B.3 | Différenciation de la fiabilité 48 |
| B.3.1 | Classes de conséquences 48 |
| B.3.2 | Différenciation par valeurs de β 48 |
| B.3.3 | Différenciation par mesures relatives aux coefficients partiels 49 |
| B.4 | Différenciation de la supervision de projet 49 |
| B.5 | Contrôle pendant l'exécution 50 |
| B.6 | Coefficients partiels pour les propriétés de résistance 50 |
| Annexe C (informative) Base pour la méthode des coefficients partiels et l'analyse de la fiabilité | 51 |
| C.1 | Domaine et champ d'application 51 |
| C.2 | Symboles 51 |
| C.2.1 | Lettres minuscules grecques 51 |

Sommaire (fin)

| | Page |
|---|---|
| C.3 | Introduction 52 |
| C.4 | Survol des méthodes de la fiabilité 52 |
| C.5 | Indice de fiabilité β 53 |
| C.6 | Valeurs cibles de l'indice de fiabilité β 54 |
| C.7 | Approche pour une calibration des valeurs de calcul 55 |
| C.8 | Formats de vérification de la fiabilité dans les Eurocodes 56 |
| C.9 | Coefficients partiels dans l'EN 1990 57 |
| C.10 | Coefficients ψ_0 58 |
| Annexe D (informative) Dimensionnement assisté par l'expérimentation | 59 |
| D.1 | Domaine et champ d'application 59 |
| D.2 | Symboles 59 |
| D.3 | Types d'essais 60 |
| D.4 | Planification des essais 61 |
| D.5 | Détermination des valeurs de calcul 62 |
| D.6 | Principes généraux pour les évaluations statistiques 63 |
| D.7 | Détermination statistique d'une propriété individuelle 64 |
| D.7.1 | Généralités 64 |
| D.7.2 | Évaluation par la valeur caractéristique 64 |
| D.7.3 | Évaluation directe de la valeur de calcul pour les vérifications d'ELU 65 |
| D.8 | Détermination statistique de modèles de résistance 66 |
| D.8.1 | Généralités 66 |
| D.8.2 | Procédure d'évaluation standard (Méthode (a)) 66 |
| D.8.3 | Procédure d'évaluation standard (Méthode (b)) 70 |
| D.8.4 | Utilisation d'informations antérieures supplémentaires 70 |
| Bibliographie | 72 |

Avant-propos

Le présent document (EN 1990:2002) a été élaboré par le Comité Technique CEN/TC 250 «Eurocodes structuraux», dont le secrétariat est tenu par BSI.

Cette Norme européenne devra recevoir le statut de norme nationale, soit par publication d'un texte identique, soit par entérinement, au plus tard en octobre 2002, et toutes les normes nationales en contradiction devront être retirées au plus tard en mars 2010.

Le présent document remplace l'ENV 1991-1:1994.

Le CEN/TC 250 est responsable de tous les Eurocodes Structuraux.

Selon le Règlement Intérieur du CEN/CENELEC, les instituts de normalisation nationaux des pays suivants sont tenus de mettre cette Norme européenne en application : Allemagne, Autriche, Belgique, Danemark, Espagne, Finlande, France, Grèce, Hongrie, Irlande, Islande, Italie, Luxembourg, Malte, Norvège, Pays-Bas, Portugal, République Tchèque, Royaume-Uni, Slovaquie, Suède et Suisse.

Origine du programme des Eurocodes

En 1975 la Commission des Communautés Européennes arrêta un programme d'actions dans le domaine de la construction, sur la base de l'article 95 du Traité. L'objectif du programme était l'élimination d'obstacles aux échanges et l'harmonisation des spécifications techniques.

Dans le cadre de ce programme d'actions, la Commission prit l'initiative d'établir un ensemble de règles techniques harmonisées pour le dimensionnement des ouvrages ; ces règles, en un premier stade, serviraient d'alternative aux règles nationales en vigueur dans les États Membres et, finalement, les remplaceraient.

Pendant quinze ans la Commission, avec l'aide d'un Comité Directeur comportant des représentants des États Membres, pilota le développement du programme des Eurocodes, ce qui conduisit au cours des années 80 à la première génération de codes européens.

En 1989 la Commission et les États Membres de l'Union Européenne et de l'AELE décidèrent, sur la base d'un accord ¹⁾ entre la Commission et le CEN, de transférer au CEN par une série de Mandats la préparation et la publication des Eurocodes, afin de leur donner par la suite un statut de normes européennes (EN). Ceci établit *de facto* un lien entre les Eurocodes et les dispositions de toutes les Directives du Conseil et/ou Décisions de la Commission traitant de normes européennes (par exemple la Directive du Conseil 89/106 CEE sur les produits de la construction — DPC — et les Directives du Conseil 93/37/CEE, 92/50/CEE et 89/440/CEE sur les travaux et services publics ainsi que les Directives équivalentes de l'AELE destinées à la mise en place du marché intérieur).

Le programme des Eurocodes Structuraux comprend les normes suivantes, chacune étant en général constituée d'un certain nombre de Parties :

- EN 1990 Eurocode : Bases de calcul des structures
- EN 1991 Eurocode 1 : Actions sur les structures
- EN 1992 Eurocode 2 : Calcul des structures en béton
- EN 1993 Eurocode 3 : Calcul des structures en acier
- EN 1994 Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton
- EN 1995 Eurocode 5 : Calcul des structures en bois
- EN 1996 Eurocode 6 : Calcul des structures en maçonnerie
- EN 1997 Eurocode 7 : Calcul géotechnique
- EN 1998 Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes
- EN 1999 Eurocode 9 : Calcul des structures en aluminium.

Les normes Eurocodes reconnaissent la responsabilité des autorités réglementaires dans chaque État Membre et ont sauvé le droit de celles-ci de déterminer, au niveau national, des valeurs relatives aux questions réglementaires de sécurité, là où ces valeurs continuent à différer d'un État à l'autre.

1) Accord entre la Commission des Communautés Européennes et le Comité Européen pour la Normalisation (CEN) concernant le travail sur les EUROCODES pour le dimensionnement des ouvrages de bâtiment et de génie civil (BC/CEN/03/89).

Statut et domaine d'application des Eurocodes

Les États Membres de l'UE et de l'AELE reconnaissent que les Eurocodes servent de documents de référence pour les usages suivants :

- comme moyen de prouver la conformité des bâtiments et des ouvrages de génie civil aux exigences essentielles de la Directive du Conseil 89/106/CEE, en particulier à l'Exigence Essentielle No. 1 — Stabilité et résistance mécanique — et à l'Exigence Essentielle No. 2 — Sécurité en cas d'incendie ;
- comme base de spécification des contrats pour les travaux de construction et les services techniques associés ;
- comme cadre d'établissement de spécifications techniques harmonisées pour les produits de construction (EN et ATE).

Les Eurocodes, dans la mesure où les ouvrages eux-mêmes sont concernés par eux, ont une relation directe avec les Documents Interprétatifs ²⁾ visés à l'article 12 de la DPC, quoiqu'ils soient d'une nature différente de celle des normes harmonisées de produits ³⁾. En conséquence, les aspects techniques résultant des travaux effectués pour les Eurocodes nécessitent d'être pris en considération de façon adéquate par les Comités Techniques du CEN et/ou les groupes de travail de l'EOTA travaillant sur les normes de produits en vue de parvenir à une complète compatibilité de ces spécifications techniques avec les Eurocodes.

Les normes Eurocodes fournissent des règles de conception structurale communes d'usage quotidien pour le calcul des structures entières et des produits composants de nature traditionnelle ou innovatrice. Les formes de construction ou les conceptions inhabituelles ne sont pas spécifiquement couvertes, et il appartiendra en ces cas au concepteur de se procurer des bases spécialisées supplémentaires.

Normes nationales transposant les Eurocodes

Les normes nationales transposant les Eurocodes comprendront la totalité du texte des Eurocodes (toutes annexes incluses), tel que publié par le CEN ; ce texte peut être précédé d'une page nationale de titres et par un Avant-Propos National, et peut être suivi d'une Annexe Nationale.

L'Annexe Nationale peut seulement contenir des informations sur les paramètres laissés en attente dans l'Eurocode pour choix national, sous la désignation de Paramètres Déterminés au niveau National, à utiliser pour les projets de bâtiments et ouvrages de génie civil à construire dans le pays concerné ; il s'agit :

- de valeurs et/ou des classes là où des alternatives figurent dans l'Eurocode ;
- de valeurs à utiliser là où seul un symbole est donné dans l'Eurocode ;
- de données propres à un pays (géographiques, climatiques, etc.), par exemple carte de neige ;
- de la procédure à utiliser là où des procédures alternatives sont données dans l'Eurocode ;

Il peut aussi contenir :

- des décisions sur l'usage des Annexes informatives ;
- des références à des informations complémentaires non contradictoires pour aider l'utilisateur à appliquer l'Eurocode.

2) Selon l'article 3.3 de la DPC, les exigences essentielles (E.E.) doivent recevoir une forme concrète dans des Documents Interprétatifs (DI) pour assurer les liens nécessaires entre les exigences essentielles et les mandats pour normes européennes (EN) harmonisées et guides pour les agréments techniques européens (ATE), et ces agréments eux-mêmes.

3) Selon l'article 12 de la DPC, les documents interprétatifs doivent :

- a) donner une forme concrète aux exigences essentielles en harmonisant la terminologie et les bases techniques et en indiquant, lorsque c'est nécessaire, des classes ou niveaux pour chaque exigence ;
- b) indiquer des méthodes pour relier ces classes ou niveaux d'exigences avec les spécifications techniques, par exemple méthodes de calcul et d'essai, règles techniques pour la conception, etc. ;
- c) servir de référence pour l'établissement de normes harmonisées et de guides pour agréments techniques européens.

Les Eurocodes, de facto, jouent un rôle similaire pour l'E.E.1 et une partie de l'E.E.2.

Liens entre les Eurocodes et les spécifications techniques harmonisées (EN et ATE) pour les produits

La cohérence est nécessaire entre les spécifications techniques harmonisées pour les produits de construction et les règles techniques pour les ouvrages⁴⁾. En outre, toute information accompagnant la Marque CE des produits de construction, se référant aux Eurocodes, doit clairement faire apparaître quels Paramètres Déterminés au niveau National ont été pris en compte.

Informations additionnelles spécifiques à l'EN 1990

L'EN 1990 décrit les principes et les exigences pour la sécurité, l'aptitude au service et la durabilité des structures. Elle est fondée sur le concept d'état-limite, utilisé conjointement avec une méthode des coefficients partiels.

Pour le calcul des structures à construire, l'EN 1990 est destinée à être appliquée directement, de façon conjointe avec les Eurocodes EN 1991 à 1999.

L'EN 1990 fournit également des indications relatives aux aspects de fiabilité structurale liés à la sécurité, à l'aptitude au service et à la durabilité :

- pour des cas de conception non traités par les EN 1991 à EN 1999 (actions différentes, structures non traitées, autres matériaux) ;
- pour servir de document de référence à d'autres TC du CEN pour ce qui concerne des aspects structuraux.

L'EN 1990 est destinée à être utilisée par :

- les comités chargés de la rédaction des projets de normes de conception structurale, et de normes associées de produits, d'essais et d'exécution ;
- les clients (par exemple pour formuler leurs exigences spécifiques en matière de niveaux de fiabilité et de durabilité) ;
- les concepteurs et les constructeurs ;
- les autorités compétentes.

L'EN 1990 peut être utilisée, le cas échéant, comme document guide pour le dimensionnement de structures non couvertes par les Eurocodes EN 1991 à EN 1999, en vue :

- d'évaluer d'autres actions et la manière de les combiner ;
- de modéliser le comportement des matériaux et des structures ;
- d'évaluer des valeurs numériques du format de fiabilité.

Des valeurs numériques de coefficients partiels et d'autres paramètres de la fiabilité sont recommandées comme valeurs de base pour fournir un niveau de fiabilité acceptable. Elles ont été choisies en admettant qu'un niveau suffisant de respect des règles de l'art en matière d'exécution, et de gestion de la qualité, s'applique. Lorsque l'EN 1990 est employée comme document de base par d'autres TC du CEN, les mêmes valeurs doivent être utilisées.

Annexe Nationale pour l'EN 1990

La présente norme donne des procédures alternatives et des valeurs, et recommande des classes, avec des Notes indiquant où des choix nationaux peuvent devoir être faits. C'est pourquoi il convient de doter la Norme Nationale transposant l'EN 1990 d'une Annexe Nationale contenant tous les Paramètres Déterminés au niveau National à utiliser pour le dimensionnement de bâtiments et d'ouvrages de génie civil à construire dans le pays concerné.

Un choix national est autorisé par l'EN 1990 en :

- A1.1(1)
- A1.2.1(1)
- A1.2.2 (Tableau A1.1)
- A1.3.1(1) (Tableaux A1.2(A) à (C))
- A1.3.1(5)
- A1.3.2 (Tableau A1.3)
- A1.4.2(2)

4) Voir le paragraphe et l'article 12 de la DPC, ainsi que les clauses 4.2, 4.3.1, 4.3.2 et 5.2 du DI 1.

Section 1 : Généralités

1.1 Domaine d'application

(1) L'EN 1990 définit des Principes et des exigences en matière de sécurité, d'aptitude au service et de durabilité des structures, décrit les bases pour le dimensionnement et la vérification de celles-ci, et fournit des lignes directrices concernant les aspects de la fiabilité structurale qui s'y rattachent.

(2) L'EN 1990 est destinée à être utilisée conjointement avec les EN 1991 à EN 1999 pour la conception structurale des bâtiments et ouvrages de génie civil, y compris les aspects géotechniques, la résistance à l'incendie, les situations sismiques, l'exécution et les structures provisoires.

NOTE Pour le calcul d'ouvrages spéciaux (par exemple installations nucléaires, barrages, etc.), d'autres dispositions que celles des EN 1990 à EN 1999 peuvent être nécessaires.

(3) L'EN 1990 est applicable pour le calcul de structures non traitées par les EN 1991 à EN 1999, dans lesquelles interviennent des matériaux ou des actions non couverts par celles-ci.

(4) L'EN 1990 est applicable pour l'évaluation structurale de constructions existantes, en vue de projeter des réparations et des modifications ou d'étudier des changements d'utilisation.

NOTE Des dispositions additionnelles ou modifiées pourront se révéler nécessaires selon le cas.

1.2 Références normatives

Cette Norme européenne comporte par référence datée ou non datée des dispositions d'autres publications. Ces références normatives sont citées aux endroits appropriés dans le texte et les publications sont énumérées ci-après. Pour les références datées, les amendements ou révisions ultérieurs de l'une quelconque de ces publications ne s'appliquent à cette Norme européenne que s'ils y ont été incorporés par amendement ou révision. Pour les références non datées, la dernière édition de la publication à laquelle il est fait référence s'applique (y compris les amendements).

NOTE Les Eurocodes ont été publiés jusqu'à présent en tant que normes européennes expérimentales. Les normes européennes énumérées ci-après sont citées dans les clauses normatives, qu'elles soient déjà publiées ou encore en préparation.

EN 1991, *Eurocode 1 : Actions sur les structures.*

EN 1992, *Eurocode 2 : Calcul des structures en béton.*

EN 1993, *Eurocode 3 : Calcul des structures en acier.*

EN 1994, *Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton.*

EN 1995, *Eurocode 5 : Calcul des structures en bois.*

EN 1996, *Eurocode 6 : Calcul des structures en maçonnerie.*

EN 1997, *Eurocode 7 : Calcul géotechnique.*

EN 1998, *Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes.*

EN 1999, *Eurocode 9 : Calcul des structures en aluminium.*

1.3 Hypothèses de travail

(1) Une conception qui suit les Principes et Règles d'Application est considérée comme satisfaisant aux exigences si les hypothèses des EN 1990 à EN 1999 sont respectées (voir section 2).

(2) Les hypothèses générales de l'EN 1990 sont les suivantes :

- le choix du système structural et le projet de structure sont réalisés par un personnel suffisamment qualifié et expérimenté ;
- l'exécution est confiée à un personnel suffisamment compétent et expérimenté ;
- une surveillance et une maîtrise de la qualité adéquates sont assurées au cours du travail, à savoir dans les bureaux d'études, les usines, les entreprises et sur le chantier ;
- les matériaux et produits de construction sont utilisés de la manière spécifiée dans l'EN 1990, dans les EN 1991 à EN 1999, ou dans les normes d'exécution appropriées, ou dans les spécifications citées en référence pour les matériaux ou produits ;
- la structure bénéficiera de la maintenance adéquate ;
- l'utilisation de la structure sera conforme aux hypothèses admises dans le projet.

NOTE Dans certains cas, les hypothèses ci-dessus peuvent devoir être complétées.

1.4 Distinction entre Principes et Règles d'Application

(1) Selon la nature des différents articles, l'EN 1990 établit une distinction entre Principes et Règles d'Application.

(2) Les Principes comprennent :

- des énoncés ⁵⁾ d'ordre général et des définitions ne comportant pas d'alternative ;
- et des prescriptions et des modèles analytiques pour lesquels aucune alternative n'est autorisée, sauf indication contraire.

(3) Les Principes sont identifiés par le numéro du paragraphe suivi de la lettre P.

(4) Les Règles d'Application sont des règles généralement reconnues qui sont conformes aux Principes et satisfont leurs exigences.

(5) Il est admissible d'utiliser des règles de dimensionnement différentes des Règles d'Application données dans l'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, que celui qui serait escompté par l'utilisation des Eurocodes.

NOTE 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.

(6) Dans l'EN 1990, les Règles d'Application sont identifiées par un numéro entre parenthèses, comme par exemple dans le présent alinéa.

1.5 Termes et définitions

NOTE Pour les besoins de la présente Norme européenne, les termes et définitions sont déduits des normes ISO 2394, ISO 3898, ISO 8930 et ISO 8402.

1.5.1 Termes communs aux EN 1990 à EN 1999

1.5.1.1

construction

tout ce qui concerne ou résulte des opérations de construction

NOTE Cette définition est conforme à l'ISO 6707. Ce terme recouvre les bâtiments et les ouvrages de génie civil. Il désigne les constructions entières, incluant leurs éléments structuraux, non structuraux et géotechniques.

5) *NdT* : les «énoncés» sont des déclarations introductives.

1.5.1.2

nature de la construction

nature de la «construction» indiquant son utilisation prévue, par exemple bâtiment d'habitation, mur de soutènement, bâtiment industriel ou pont-route

1.5.1.3

mode de construction

indication du matériau principal de la structure, par exemple construction en béton armé, en acier, en bois, en maçonnerie, en construction mixte acier-béton

1.5.1.4

procédé d'exécution

méthode utilisée pour l'exécution, par exemple coulé en place, préfabriqué, en encorbellement

1.5.1.5

matériau de construction

matériau utilisé pour une construction, par exemple béton, acier, bois, maçonnerie

1.5.1.6

structure

assemblage de pièces conçu pour supporter des charges et assurer un degré suffisant de rigidité

1.5.1.7

élément structural

partie d'une structure, identifiable physiquement, par exemple une colonne, une poutre, une dalle, un pieu de fondation

1.5.1.8

type de structure

disposition d'éléments structuraux

NOTE Des types de structures sont, par exemple, les portiques, les ponts suspendus.

1.5.1.9

système structural

éléments porteurs d'un bâtiment ou d'un ouvrage de génie civil, et la manière selon laquelle ils fonctionnent ensemble

1.5.1.10

modèle structural

schématisation du système structural utilisée pour l'analyse, le dimensionnement et la vérification

1.5.1.11

exécution

ensemble des activités consistant à réaliser un bâtiment ou un ouvrage de génie civil, y compris la réception, l'inspection et la documentation correspondantes

NOTE Ce terme inclut le travail sur chantier ; il peut aussi désigner la fabrication de composants hors du chantier et leur assemblage ultérieur sur chantier.

1.5.2 Termes spécifiques relatifs aux projets en général

1.5.2.1

critères de dimensionnement

formules quantitatives décrivant les conditions à satisfaire vis-à-vis de chaque état-limite

1.5.2.2

situations de projet

ensembles de conditions physiques représentant les conditions réelles qui se produisent au cours d'une certaine durée pour laquelle il sera démontré par le calcul que les états-limites concernés ne sont pas dépassés

1.5.2.3

situation de projet transitoire

situation de projet à considérer pendant une durée beaucoup plus courte que la durée d'utilisation prévue pour la structure et qui est hautement probable

NOTE Une situation de projet transitoire fait référence à des conditions temporaires de la structure, de son utilisation ou de son exposition, par exemple en cours d'exécution ou de réparation.

1.5.2.4

situation de projet durable

situation de projet à considérer pendant une durée du même ordre que la durée d'utilisation de projet de la structure

NOTE Cette notion fait généralement référence à des conditions normales d'utilisation.

1.5.2.5

situation de projet accidentelle

situation de projet impliquant des conditions exceptionnelles au niveau de la structure ou de son

1.5.2.6

dimensionnement en cas d'incendie

dimensionnement d'une structure en vue d'obtenir la performance requise en cas d'incendie

1.5.2.7

situation de projet sismique

situation de projet impliquant des conditions exceptionnelles au niveau de la structure, lorsqu'elle est soumise à un tremblement de terre

1.5.2.8

durée d'utilisation de projet

durée pendant laquelle une structure ou une de ses parties est censée pouvoir être utilisée comme prévu en faisant l'objet de la maintenance escomptée, mais sans qu'il soit nécessaire d'effectuer des réparations majeures

1.5.2.9

danger potentiel

dans le cadre des EN 1990 à EN 1999, un événement grave et inhabituel, par exemple une action anormale, une influence anormale de l'environnement, une résistance insuffisante ou un écart excessif par rapport aux dimensions prévues

1.5.2.10

disposition de charges

identification de l'emplacement, de la grandeur et de la direction d'une action libre

1.5.2.11

cas de charge

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

1.5.2.12

états-limites

états au-delà desquels la structure ne satisfait plus aux critères de dimensionnement pertinents

1.5.2.13

états-limites ultimes

états associés à un effondrement ou à d'autres formes similaires de défaillance structurale

NOTE Cette notion correspond généralement à la capacité portante maximale d'une structure ou d'un élément structural.

1.5.2.14

états-limites de service

états correspondant à des conditions au-delà desquelles les exigences d'aptitude au service spécifiées pour une structure ou un élément structural ne sont plus satisfaites

1.5.2.14.1

états-limites de service irréversibles

états-limites de service pour lesquels certaines conséquences d'actions entraînant un dépassement des exigences de service spécifiées subsisteront lorsque les actions auront disparu

1.5.2.14.2

états-limites de service réversibles

états-limites pour lesquels aucune conséquence d'actions entraînant un dépassement des exigences de service spécifiées ne subsistera lorsque les actions auront disparu

1.5.2.14.3

critère d'aptitude au service

critère de dimensionnement pour un état-limite de service

1.5.2.15

résistance (solicitation résistante)

capacité d'un élément ou d'un composant, ou d'une section transversale d'un élément ou composant structural, à résister à des actions sans défaillance mécanique, par exemple résistance à la flexion, résistance au flambement, résistance à la traction

1.5.2.16

résistance (d'un matériau)

propriété mécanique d'un matériau, indiquant sa capacité à résister à des actions, habituellement exprimée en unités de contrainte

1.5.2.17

fiabilité

capacité d'une structure ou d'un élément structural à satisfaire aux exigences spécifiées, y compris la durée d'utilisation de projet, pour lesquelles il ou elle a été conçu(e). La fiabilité s'exprime habituellement en termes de probabilité

NOTE La fiabilité recouvre la sécurité, l'aptitude au service et la durabilité d'une structure.

1.5.2.18

différenciation de la fiabilité

mesures destinées à l'optimisation socio-économique des ressources à utiliser pour réaliser des constructions, en tenant compte de toutes les conséquences prévues de défaillances et du coût des constructions

1.5.2.19

variable de base

partie d'un ensemble spécifié de variables représentant les grandeurs physiques qui caractérisent des actions et des influences d'environnement, des grandeurs géométriques, et des propriétés des matériaux, y compris les propriétés du sol

1.5.2.20

maintenance

ensemble des opérations effectuées pendant la durée d'utilisation de la structure, afin de lui permettre de satisfaire aux exigences de fiabilité

NOTE Les opérations de réparation de la structure après un accident ou un tremblement de terre n'entrent pas normalement dans le cadre de la maintenance.

1.5.2.21

réparation

opérations effectuées pour préserver ou rétablir la fonction d'une structure qui n'entrent pas dans le cadre de la maintenance

1.5.2.22

valeur nominale

valeur fixée sur des bases non statistiques, par exemple sur une expérience acquise ou sur des considérations physiques

1.5.3 Termes relatifs aux actions

1.5.3.1 action (F)

- a) Ensemble de forces (charges) appliquées à la structure (action directe) ;
- b) Ensemble de déformations ou accélérations imposées, résultant par exemple de changements de température, de variations du taux d'humidité, de tassements différentiels ou de tremblements de terre (action indirecte).

1.5.3.2 effet d'actions (E)

effet d'actions sur des éléments structuraux (par exemple, effort interne, moment, contrainte, déformation unitaire), ou sur l'ensemble de la structure (flèche, rotation)

1.5.3.3 action permanente (G)

action qui a de fortes chances de durer pendant toute une durée de référence donnée et dont la variation dans le temps est d'ampleur négligeable, ou dont la variation se fait toujours dans le même sens (monotone) jusqu'à ce que l'action atteigne une certaine valeur limite

1.5.3.4 action variable (Q)

action dont la variation dans le temps n'est d'ampleur ni négligeable ni monotone

1.5.3.5 action accidentelle (A)

action, habituellement de courte durée mais de grandeur significative, qui a peu de chances d'intervenir sur une structure donnée au cours de sa durée de vie de projet

NOTE 1 Dans de nombreux cas, une action accidentelle est susceptible d'avoir de graves conséquences si des mesures appropriées ne sont pas prises.

NOTE 2 Un choc, la neige, le vent et les actions sismiques peuvent être des actions variables ou accidentelles, en fonction des informations disponibles sur les distributions statistiques.

1.5.3.6 action sismique (A_E)

action due à des tremblements de terre

1.5.3.7 action géotechnique

action transmise à la structure par le sol, les remblais ou les eaux souterraines

1.5.3.8 action fixe

action ayant une distribution spatiale fixe sur la structure ou l'élément structural, telle que la grandeur et la direction de l'action sont déterminées sans ambiguïté pour l'ensemble de la structure ou l'élément structural, si elles le sont pour un point précis de ladite structure ou dudit élément structural

1.5.3.9 action libre

action qui peut avoir diverses distributions spatiales sur la structure

1.5.3.10 action individuelle

action pouvant être considérée comme statistiquement indépendante dans le temps et dans l'espace de toute autre action ayant des effets sur la structure

1.5.3.11 action statique

action qui ne provoque pas d'accélération significative de la structure ou d'éléments structuraux

1.5.3.12

action dynamique

action qui provoque une accélération significative de la structure ou d'éléments structuraux

1.5.3.13

action quasi-statique

action dynamique représentée par une action statique équivalente dans un modèle statique

1.5.3.14

valeur caractéristique d'une action (F_k)

principale valeur représentative d'une action

NOTE Dans la mesure où elle peut reposer sur des bases statistiques, la valeur caractéristique est choisie pour correspondre à une probabilité donnée de non-dépassement du côté défavorable, au cours d'une «durée de référence» tenant compte de la durée d'utilisation de projet de la structure et de la durée de la situation de projet.

1.5.3.15

durée de référence

intervalle de temps choisi, utilisé comme base d'évaluation d'actions variables sur le plan statistique, et, éventuellement, d'actions accidentelles

1.5.3.16

valeur de combinaison d'une action variable ($\psi_0 Q_k$)

valeur choisie, pour autant qu'elle puisse être déterminée sur des bases statistiques, de sorte que la probabilité de dépassement des effets causés par la combinaison soit à peu près la même que pour la valeur caractéristique d'une action individuelle. Elle peut être exprimée comme une fraction déterminée de la valeur caractéristique en utilisant un facteur $\psi_0 \leq 1$

1.5.3.17

valeur fréquente d'une action variable ($\psi_1 Q_k$)

valeur déterminée, pour autant qu'elle puisse l'être sur des bases statistiques, de manière que la durée totale, au cours de la durée de référence, pendant laquelle elle est dépassée, ne représente qu'une petite fraction donnée de la durée de référence, ou que la fréquence de son dépassement soit limitée à une valeur donnée. Elle peut être exprimée comme une fraction déterminée de la valeur caractéristique en utilisant un facteur $\psi_1 \leq 1$

1.5.3.18

valeur quasi-permanente d'une action variable ($\psi_2 Q_k$)

valeur déterminée de manière que le temps total pendant lequel elle sera dépassée représente une fraction considérable de la durée de référence. Elle peut être exprimée comme une fraction déterminée de la valeur caractéristique en utilisant un facteur $\psi_2 \leq 1$

1.5.3.19

valeur d'accompagnement d'une action variable (ψQ_k)

valeur d'une action variable qui accompagne l'action dominante dans une combinaison

NOTE La valeur d'accompagnement d'une action variable peut être la valeur de combinaison, la valeur fréquente ou la valeur quasi-permanente.

1.5.3.20

valeur représentative d'une action (F_{rep})

valeur utilisée pour la vérification d'un état-limite. Une valeur représentative peut être la valeur caractéristique (F_k) ou une valeur d'accompagnement (ψF_k)

1.5.3.21

valeur de calcul d'une action F_d

valeur obtenue en multipliant la valeur représentative par le coefficient partiel γ_f

NOTE Le produit de la valeur représentative par le coefficient partiel $\gamma_F = \gamma_{Sd} \times \gamma_f$ peut être également désigné comme la valeur de calcul de l'action (voir 6.3.2).

1.5.3.22

combinaison d'actions

ensemble de valeurs de calcul permettant de vérifier la fiabilité structurale pour un état-limite sous l'effet simultané de différentes actions

1.5.4 Termes relatifs aux propriétés des matériaux et des produits

1.5.4.1

valeur caractéristique (X_k ou R_k)

valeur d'une propriété de matériau ou de produit, ayant une probabilité donnée de ne pas être atteinte lors d'une hypothétique série d'essais illimitée. Cette valeur correspond généralement à un fractile spécifié de la distribution statistique supposée de la propriété concernée du matériau ou du produit. Dans certains cas, une valeur nominale est utilisée comme valeur caractéristique

1.5.4.2

valeur de calcul d'une propriété de matériau ou de produit (X_d ou R_d)

valeur obtenue en divisant la valeur caractéristique par un coefficient partiel γ_m ou γ_M ou, dans certains cas particuliers, par détermination directe

1.5.4.3

valeur nominale d'une propriété de matériau ou de produit (X_{nom} ou R_{nom})

valeur normalement utilisée comme valeur caractéristique, établie à partir d'un document approprié tel qu'une norme ou une prénorme européenne

1.5.5 Termes relatifs aux données géométriques

1.5.5.1

valeur caractéristique d'une propriété géométrique (a_k)

valeur correspondant habituellement aux dimensions spécifiées dans le projet. Dans certains cas cette valeur peut correspondre à certains fractiles spécifiés de la distribution statistique

1.5.5.2

valeur de calcul d'une propriété géométrique (a_d)

généralement, valeur nominale. Dans certains cas, cette valeur peut correspondre à certains fractiles spécifiés de la distribution statistique

NOTE La valeur de calcul d'une propriété géométrique est généralement égale à la valeur caractéristique. Le traitement peut cependant être différent dans des cas où l'état-limite considéré est très sensible à la valeur de la propriété géométrique, par exemple si l'on considère l'effet d'imperfections géométriques sur le flambement. Dans de tels cas, la valeur de calcul sera normalement établie comme valeur spécifiée directement, par exemple dans une norme ou une prénorme européenne. Cette valeur peut aussi être établie sur une base statistique, de façon à correspondre à un fractile plus approprié (par exemple une valeur plus rare) que celui qui correspond à la valeur caractéristique.

1.5.6 Termes relatifs à l'analyse structurale

NOTE Les définitions contenues dans la présente clause ne trouvent pas nécessairement leur application dans les termes utilisés dans l'EN 1990 ; elles sont incluses ici pour assurer une harmonisation des termes utilisés dans les EN 1991 à EN 1999 pour l'analyse structurale.

1.5.6.1

analyse structurale

procédure ou algorithme de détermination des effets d'actions en tout point d'une structure

NOTE Une analyse structurale peut devoir être réalisée à trois niveaux, en utilisant différents modèles : analyse globale, analyse d'élément, analyse locale.

1.5.6.2

analyse globale

détermination, dans une structure, d'un ensemble cohérent de forces internes, de moments ou de contraintes, qui sont en équilibre avec un ensemble particulier défini d'actions qui s'exercent sur la structure, et qui dépendent des propriétés géométriques, des propriétés de la structure et des propriétés des matériaux

1.5.6.3

analyse élastique-linéaire du premier ordre sans redistribution

analyse structurale élastique reposant sur des lois de moment/courbure ou de tension/contrainte linéaires et réalisée sur la géométrie initiale

1.5.6.4

analyse élastique-linéaire du premier ordre avec redistribution

analyse élastique linéaire dans laquelle les moments et les forces internes sont modifiés pour le dimensionnement de la structure, de façon cohérente avec les actions externes données et sans calcul explicite de la capacité de rotation

1.5.6.5

analyse élastique-linéaire du second ordre

analyse structurale élastique, utilisant des lois de contrainte/déformation linéaires, appliquée à la géométrie de la structure déformée

1.5.6.6

analyse non-linéaire du premier ordre

analyse structurale, réalisée sur la géométrie initiale, qui tient compte des propriétés de déformation non linéaire des matériaux

NOTE L'analyse structurale du premier ordre est soit élastique avec des hypothèses appropriées, soit élastique-parfaitement plastique (voir 1.5.6.8 et 1.5.6.9), soit élasto-plastique (voir 1.5.6.10), soit rigide-plastique (voir 1.5.6.11).

1.5.6.7

analyse non-linéaire du second ordre

analyse structurale, réalisée sur la géométrie de la structure déformée, qui tient compte des propriétés de déformation non linéaires des matériaux

NOTE L'analyse non linéaire du second ordre est élastique-parfaitement plastique ou élasto-plastique.

1.5.6.8

analyse élastique-parfaitement plastique du premier ordre

analyse structurale basée sur des relations moment/courbure consistant en une partie élastique linéaire suivie d'une partie plastique sans durcissement, réalisée sur la géométrie initiale de la structure

1.5.6.9

analyse élastique-parfaitement plastique de second ordre

analyse structurale basée sur des relations moment/courbure consistant en une partie élastique linéaire suivie d'une partie plastique sans durcissement, réalisée sur la géométrie de la structure déplacée (ou déformée)

1.5.6.10

analyse élasto-plastique (premier ou second ordre)

analyse structurale qui utilise des relations contraintes-déformations ou moment/courbure consistant en une partie élastique linéaire suivie d'une partie plastique avec ou sans durcissement

NOTE Cette analyse est réalisée, en général, sur la géométrie structurale initiale, mais elle peut être également appliquée à la géométrie de la structure déplacée (ou déformée).

1.5.6.11

analyse rigide-plastique

analyse, réalisée sur la géométrie initiale de la structure, utilisant les théorèmes d'analyse limite pour évaluer directement la charge de rupture

NOTE La loi moment/courbure est supposée sans déformation élastique et sans durcissement.

1.6 Symboles

Pour les besoins de la présente Norme européenne, les symboles suivants s'appliquent.

NOTE Les notations utilisées sont basées sur l'ISO 3898:1987.

Majuscules latines

| | |
|-------------------------|---|
| A | Action accidentelle |
| A_d | Valeur de calcul d'une action accidentelle |
| A_{Ed} | Valeur de calcul d'une action sismique $A_{Ed} = \gamma_I A_{Ek}$ |
| A_{Ek} | Valeur caractéristique d'une action sismique |
| C_d | Valeur nominale, ou fonction des valeurs de calcul de certaines propriétés des matériaux |
| E | Effet des actions |
| E_d | Valeur de calcul de l'effet des actions |
| $E_{d,dst}$ | Valeur de calcul de l'effet des actions déstabilisatrices |
| $E_{d,stb}$ | Valeur de calcul de l'effet des actions stabilisatrices |
| F | Action |
| F_d | Valeur de calcul d'une action |
| F_k | Valeur caractéristique d'une action |
| F_{rep} | Valeur représentative d'une action |
| G | Action permanente |
| G_d | Valeur de calcul d'une action permanente |
| $G_{d,inf}$ | Valeur de calcul inférieure d'une action permanente |
| $G_{d,sup}$ | Valeur de calcul supérieure d'une action permanente |
| G_k | Valeur caractéristique d'une action permanente |
| G_{kj} | Valeur caractéristique de l'action permanente j |
| $G_{kj,sup}/G_{kj,inf}$ | Valeurs caractéristiques supérieure/inférieure de l'action permanente j |
| P | Valeur représentative appropriée d'une action de précontrainte (voir EN 1992 à EN 1996, EN 1998 et EN 1999) |
| P_d | Valeur de calcul d'une action de précontrainte |
| P_k | Valeur caractéristique d'une action de précontrainte |
| P_m | Valeur moyenne d'une action de précontrainte |
| Q | Action variable |
| Q_d | Valeur de calcul d'une action variable |
| Q_k | Valeur caractéristique d'une action variable individuelle |
| $Q_{k,1}$ | Valeur caractéristique de l'action 1 variable dominante |
| $Q_{k,i}$ | Valeur caractéristique de l'action i variable d'accompagnement |
| R | Résistance |
| R_d | Valeur de calcul de la résistance |
| R_k | Valeur caractéristique de la résistance |
| X | Propriété de matériau |
| X_d | Valeur de calcul d'une propriété de matériau |
| X_k | Valeur caractéristique d'une propriété de matériau |

Minuscules latines

| | |
|-----------|---|
| a_d | Valeur de calcul d'une donnée géométrique |
| A_k | Valeur caractéristique d'une donnée géométrique |
| a_{nom} | Valeur nominale d'une donnée géométrique |
| U | Déplacement horizontal d'une structure ou d'un élément structural |
| W | Flèche verticale d'un élément structural |

Majuscules grecques

| | |
|------------|---|
| Δa | Modification apportée à des données géométriques nominales à des fins particulières de calcul, par exemple, la détermination des effets d'imperfections |
|------------|---|

Minuscules grecques

| | |
|---------------------------------|--|
| γ | Coefficient partiel (de sécurité ou d'aptitude au service) |
| γ_f | Coefficient partiel pour actions, tenant compte de la possibilité d'écart défavorables des valeurs des actions par rapport aux valeurs représentatives |
| γ_F | Coefficient partiel pour actions, tenant aussi compte d'incertitudes de modèle et de variations dimensionnelles |
| γ_g | Coefficient partiel pour actions permanentes, tenant compte de la possibilité d'écart défavorables des valeurs des actions par rapport aux valeurs représentatives |
| γ_G | Coefficient partiel pour actions permanentes, tenant aussi compte d'incertitudes de modèle et de variations dimensionnelles |
| $\gamma_{G,j}$ | Coefficient partiel pour l'action permanente j |
| $\gamma_{G,sup}/\gamma_{G,inf}$ | Coefficient partiel pour l'action permanente j en vue de la détermination de valeurs de calcul supérieures/inférieures |
| γ_l | Coefficient d'importance (voir EN 1998) |
| γ_m | Coefficient partiel pour une propriété de matériau |
| γ_M | Coefficient partiel pour une propriété de matériau, tenant aussi compte d'incertitudes de modèle et de variations dimensionnelles |
| γ_P | Coefficient partiel pour actions de précontrainte (voir EN 1992 à EN1996, EN 1998 et EN 1999) |
| γ_q | Coefficient partiel pour actions variables, tenant compte de la possibilité d'écart défavorables des valeurs d'actions par rapport aux valeurs représentatives |
| γ_Q | Coefficient partiel pour actions variables, tenant aussi compte d'incertitudes de modèle et de variations dimensionnelles |
| $\gamma_{Q,i}$ | Coefficient partiel pour une action variable i |
| γ_{Rd} | Coefficient partiel associé à l'incertitude du modèle de la résistance |
| γ_{Sd} | Coefficient partiel associé à l'incertitude de modèle des actions et/ou de leurs effets |
| η | Facteur de conversion |
| ξ | Coefficient de réduction |
| ψ_0 | Coefficient définissant la valeur de combinaison d'une action variable |
| ψ_1 | Coefficient définissant la valeur fréquente d'une action variable |
| ψ_2 | Coefficient définissant la valeur quasi-permanente d'une action variable |

Section 2 : Exigences

2.1 Exigences de base

(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.

(2)P Une structure doit être conçue et dimensionnée pour avoir :

- une résistance structurale ;
- une aptitude au service ; et
- une durabilité.

(3)P En cas d'incendie, la résistance de la structure doit être de niveau approprié pendant la période de temps requise.

NOTE Voir aussi l'EN 1991-1-2.

(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.

NOTE 1 Les événements à prendre en compte sont ceux convenus pour un projet individuel avec le client et l'autorité compétente.

NOTE 2 D'autres informations sont données dans l'EN 1991-1-7.

(5)P Les dommages potentiels doivent être évités ou limités par le choix approprié d'une ou plusieurs des mesures suivantes :

- en prévenant, éliminant ou réduisant les dangers potentiels auxquels la structure peut être soumise ;
- en choisissant un type de structure peu vulnérable aux dangers potentiels considérés ;
- en choisissant un type de structure et un dimensionnement permettant de survivre de façon appropriée à la disparition accidentelle d'un élément individuel ou d'une partie limitée de la structure, ou à un dommage localisé d'ampleur acceptable ;
- en évitant autant que possible les systèmes structuraux susceptibles de s'effondrer sans signe précurseur ;
- en solidarissant les différents éléments de la structure.

(6) Il convient de satisfaire à ces exigences de base :

- en choisissant des matériaux adéquats ;
- en adoptant une conception et des dispositions constructives appropriées ;
- et en spécifiant des procédures de contrôle pour la conception, la production, l'exécution et l'utilisation.

pour le projet particulier.

(7) Il convient d'interpréter les dispositions de la Section 2 en admettant que le projet bénéficiera de la compétence et du soin appropriés aux circonstances, en fonction des connaissances et de la bonne pratique généralement disponibles au moment où le projet de la structure est établi.

2.2 Gestion de la fiabilité

(1) P La fiabilité requise pour les structures, dans le cadre de l'EN 1990, doit être obtenue :

a) par un dimensionnement conforme aux EN 1990 à EN 1999 ; et

b) par :

- des mesures appropriées en matière d'exécution ;
- et de gestion de la qualité.

NOTE Voir 2.2(5) et l'Annexe B.

(2) Des niveaux de fiabilité différents peuvent être adoptés, notamment :

- pour la résistance structurale ;
- pour l'aptitude au service.

(3) Il convient que le choix des niveaux de fiabilité pour une structure particulière prenne en compte les facteurs appropriés, à savoir :

- la cause et/ou le mode possibles d'atteinte d'un état-limite ;
- les conséquences possibles de la défaillance en termes de risques pour la vie humaine, de blessures, de pertes économiques potentielles ;
- le degré d'aversion de la société à l'égard des défaillances ;
- les dépenses et les moyens nécessaires pour réduire le risque de défaillance.

(4) Les niveaux de fiabilité qui s'appliquent à une structure particulière peuvent être spécifiés de l'une des deux manières suivantes :

- par la classification de la structure entière ;
- par la classification de ses composants.

NOTE voir aussi l'Annexe B.

(5) Il est possible d'atteindre la fiabilité exigée en matière de résistance structurale et d'aptitude au service par des combinaisons appropriées des mesures suivantes :

- c) mesures de protection et de prévention (par exemple mise en place de barrières de sécurité, mesures de protection actives et passives contre l'incendie, protection, telle que peinture ou protection cathodique, contre les risques de corrosion) ;
- d) mesures relatives aux calculs de dimensionnement :
 - valeurs représentatives des actions ;
 - choix des coefficients partiels ;
- e) mesures relatives à la gestion de la qualité ;
- f) mesures destinées à réduire les erreurs dans le projet et l'exécution de la structure, et les erreurs humaines grossières ;
- g) mesures relatives aux autres questions relatives au projet :
 - les exigences de base ;
 - le degré de robustesse (intégrité structurale) ;
 - la durabilité, y compris le choix de la durée d'utilisation de projet ;
 - l'étendue et la qualité des investigations préliminaires concernant les sols et les éventuelles influences de l'environnement ;
 - la précision des modèles mécaniques utilisés ;
 - les dispositions constructives ;
- h) exécution efficace, par exemple par la conformité aux normes d'exécution référencées des EN 1991 à EN 1999 ;
- i) inspection et maintenance appropriées selon les procédures spécifiées dans la documentation du projet.

(6) Les mesures utilisables pour prévenir les causes potentielles de défaillance et/ou réduire leurs conséquences peuvent, dans certains cas, être interchangées dans certaines limites, pourvu qu'elles assurent les niveaux de fiabilité requis.

2.3 Durée d'utilisation de projet

(1) La durée d'utilisation de projet doit normalement être spécifiée.

NOTE Le Tableau 2.1 propose à titre indicatif des catégories. Les valeurs données dans le Tableau 2.1 peuvent être également utilisées pour déterminer les performances en fonction du temps (par exemple, calculs vis-à-vis de la fatigue). Voir aussi l'Annexe A.

Tableau 2.1 — Durée indicative d'utilisation de projet

| Catégorie de durée d'utilisation de projet | Durée indicative d'utilisation de projet (années) | Exemples |
|--|---|--|
| 1 | 10 | Structures provisoires ^{a)} |
| 2 | 10 à 25 | Éléments structuraux remplaçables, par exemple poutres de roulement, appareils d'appui |
| 3 | 15 à 30 | Structures agricoles et similaires |
| 4 | 50 | Structures de bâtiments et autres structures courantes |
| 5 | 100 | Structures monumentales de bâtiments, ponts, et autres ouvrages de génie civil |

a) Les structures ou parties de structures qui peuvent être démontées dans un but de réutilisation ne doivent normalement pas être considérées comme provisoires.

2.4 Durabilité

(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.

(2) Afin d'assurer une durabilité adéquate de la structure, il convient de prendre en compte les facteurs suivants :

- l'utilisation prévue ou prévisible de la structure ;
- les critères de dimensionnement requis ;
- les influences escomptées de l'environnement ;
- la composition, les propriétés et les performances des matériaux et des produits ;
- les propriétés du sol ;
- le choix du système structural ;
- la forme des éléments structuraux et les dispositions constructives ;
- la qualité de la mise en œuvre et le niveau de contrôle ;
- les mesures de protection spécifiques ;
- la maintenance escomptée pendant la durée d'utilisation de projet.

NOTE Les EN 1992 à EN 1999 spécifient des mesures adéquates pour réduire la détérioration.

(3)P Les conditions d'environnement doivent être identifiées dès le stade du projet, afin de déterminer leur effet sur la durabilité et de pouvoir prendre les dispositions permettant d'assurer la protection des matériaux utilisés dans la structure.

(4) Le degré de détérioration 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.

2.5 Gestion de la qualité

(1) Il convient de prendre les mesures appropriées en matière de gestion de la qualité pour obtenir une structure correspondant aux exigences et aux hypothèses admises au stade du projet. Ces mesures comprennent :

- la définition des exigences relatives à la fiabilité ;
- des mesures d'organisation ;
- et des contrôles aux stades du projet, de l'exécution, de l'utilisation et de la maintenance.

NOTE L'EN ISO 9001:2000 peut, le cas échéant, constituer une base acceptable pour les mesures de gestion de la qualité.

Section 3 : Principes du calcul aux états-limites

3.1 Généralités

(1)P Une distinction doit être faite entre états-limites ultimes et états-limites de service.

NOTE Des vérifications supplémentaires peuvent, dans certains cas, se révéler nécessaires, par exemple pour assurer la sécurité de la circulation.

(2) Il est possible de se dispenser de la vérification de l'une des deux catégories d'états-limites si l'on dispose d'informations suffisantes prouvant que les exigences sont couvertes par celles relatives à l'autre.

(3)P On doit associer les états-limites à des situations de projet, voir 3.2.

(4) Il convient de classer les situations de projet en durables, transitoires ou accidentelles, voir 3.2.

(5) Il convient d'associer la vérification des états-limites concernés par les effets dépendant du temps (fatigue, par exemple) à la durée d'utilisation de projet de la construction.

NOTE La plupart des effets dépendant du temps sont cumulatifs.

3.2 Situations de projet

(1)P Les situations de projet à considérer doivent être sélectionnées en tenant compte des circonstances dans lesquelles la structure doit remplir sa fonction.

(2)P Les situations de projet doivent être classées de la manière suivante :

- situations de projet durables, qui se réfèrent aux conditions d'utilisation normale ;
- situations de projet transitoires, qui se réfèrent à des conditions temporaires applicables à la structure, par exemple en cours d'exécution ou de réparation ;
- situations de projet accidentelles, qui se réfèrent à des conditions exceptionnelles applicables à la structure ou à son exposition, par exemple à un incendie, à un choc, ou aux conséquences d'une défaillance localisée ;
- situations de projet sismiques, qui se réfèrent à des conditions applicables à la structure lorsqu'elle est soumise à des tremblements de terre.

NOTE Les EN 1991 à EN 1999 fournissent des informations sur des situations de projet spécifiques à l'intérieur de chacune de ces classes.

(3)P Les situations de projet sélectionnées doivent être suffisamment sévères et variées pour englober toutes les conditions dont on peut raisonnablement envisager qu'elles se présentent au cours de l'exécution et de l'utilisation de la structure.

3.3 États-limites ultimes

P(1) Doivent être classés comme états-limites ultimes ceux qui concernent :

- la sécurité des personnes ;
- et/ou la sécurité de la structure.

(2) Dans certains cas, il convient de classer comme ultimes des états-limites qui concernent la protection du contenu de la construction.

NOTE Ces cas sont ceux convenus pour un projet particulier avec le client et l'autorité compétente.

(3) Les états précédant un effondrement structural, qui, pour des raisons de simplification, sont pris en compte à la place de l'effondrement lui-même, peuvent être traités comme des états-limites ultimes.

(4)P Les états-limites ultimes suivants doivent être l'objet de vérifications chaque fois qu'il y a lieu :

- la perte d'équilibre de tout ou partie de la structure considérée comme un corps rigide ;
- une défaillance due à une déformation excessive, à la transformation en mécanisme de tout ou partie de la structure, à une rupture, à une perte de stabilité de tout ou partie de la structure, y compris ses appuis et fondations ;
- une défaillance provoquée par la fatigue ou d'autres effets dépendant du temps.

NOTE Différents ensembles de coefficients partiels sont associés aux divers états-limites ultimes, voir 6.4.1. La défaillance provoquée par une déformation excessive est une défaillance structurale due à une instabilité mécanique.

3.4 États-limites de service

(1)P Doivent être classés comme états-limites de service ceux qui concernent :

- le fonctionnement de la structure ou des éléments structuraux en utilisation normale ;
- le confort des personnes ;
- l'aspect de la construction.

NOTE 1 Dans le contexte d'aptitude au service, le terme « aspect » se réfère à des critères tels que forte déformation et fissuration étendue, plus qu'à l'esthétique.

NOTE 2 Les exigences d'aptitude au service sont habituellement convenues pour chaque projet particulier.

(2)P Une distinction doit être faite entre les états-limites de service réversibles et les états-limites de service irréversibles.

(3) Il convient que la vérification des états-limites de service repose sur des critères concernant les aspects suivants :

- a) les déformations qui affectent :
 - l'aspect ;
 - le confort des utilisateurs ;
 - ou la fonction de la structure (y compris le fonctionnement des machines ou des services) ;

ou qui endommagent des finitions ou des éléments non structuraux ;

- b) les vibrations :
 - qui nuisent au confort des personnes ;
 - ou qui limitent l'efficacité fonctionnelle de la structure ;

c) les dommages susceptibles de nuire :

- à l'aspect ;
- à la durabilité ; ou
- à la fonction de la structure.

NOTE Les EN 1992 à EN 1999 fournissent des dispositions supplémentaires relatives aux critères d'aptitude au service.

3.5 Calcul aux états-limites

(1)P Le calcul aux états-limites doit être fondé sur l'utilisation de modèles structuraux et de modèles de charges pour les états-limites à considérer.

(2)P Il doit être vérifié qu'aucun état-limite n'est dépassé lorsque les valeurs de calcul appropriées sont introduites dans ces modèles pour :

- les actions ;
- les propriétés des matériaux ; ou
- les propriétés des produits ; et
- les données géométriques.

(3)P Les vérifications doivent être faites pour toutes les situations de projet et tous les cas de charge appropriés.

(4) Il convient de satisfaire les exigences de 3.5(1)P par la méthode des coefficients partiels, décrite dans la section 6.

(5) Il est loisible, cependant, de baser directement le dimensionnement sur des méthodes probabilistes.

NOTE 1 L'autorité compétente peut spécifier des conditions pour le recours à ces méthodes.

NOTE 2 On trouvera dans l'Annexe C une base pour les méthodes probabilistes.

(6)P Les situations de projet sélectionnées doivent être prises en compte et les cas de charge critiques identifiés.

(7) Pour une vérification particulière, il convient de choisir les cas de charge en identifiant comme compatibles des dispositions de charges et des ensembles de déformations et d'imperfections, qui sont à prendre en compte simultanément avec des actions variables fixes et des actions permanentes.

(8)P Les écarts éventuels des directions ou positions d'actions, par rapport à celles supposées, doivent être pris en compte.

(9) Les modèles structuraux et ceux des charges peuvent être des modèles physiques ou mathématiques.

Section 4 : Variables de base

4.1 Actions et influences de l'environnement

4.1.1 Classification des actions

(1)P Les actions doivent être classées de la manière suivante en fonction de leur variation dans le temps :

- les actions permanentes (G), par exemple poids propre des structures, équipements fixes et revêtements de chaussée, et actions indirectes provoquées par un retrait et des tassements différentiels ;
- les actions variables (Q), par exemple les charges d'exploitation sur planchers, poutres et toits des bâtiments, les actions du vent ou les charges de la neige ;
- les actions accidentelles (A), par exemple les explosions ou les chocs de véhicules.

NOTE Les actions indirectes dues à des déformations imposées peuvent être permanentes ou variables.

(2) Certaines actions, telles que les actions sismiques et les charges de la neige, peuvent être considérées comme accidentelles et/ou variables, en fonction du lieu (voir les EN 1991 et EN 1998).

(3) Les actions dues à l'eau peuvent être considérées comme permanentes et/ou variables, selon la variation de leur grandeur dans le temps.

(4)P Les actions doivent également être classées :

- selon leur origine, comme directes ou indirectes ;
- selon leur variation spatiale, comme fixes ou libres ; ou
- selon leur nature et/ou la réponse structurale, comme statiques ou dynamiques.

(5) Il convient de décrire une action par un modèle, sa grandeur étant représentée dans les cas les plus courants par un scalaire qui peut avoir plusieurs valeurs représentatives.

NOTE Pour certaines actions et vérifications, une représentation plus complexe des grandeurs de certaines actions peut être nécessaire.

4.1.2 Valeurs caractéristiques des actions

(1)P La valeur caractéristique F_k d'une action est sa principale valeur représentative, et doit être spécifiée :

- comme valeur moyenne, valeur inférieure ou supérieure, ou valeur nominale (ne faisant pas référence à une distribution statistique connue) (voir l'EN 1991) ;
- au niveau du projet, pourvu que ce soit fait de façon cohérente avec les méthodes décrites dans l'EN 1991.

(2)P La valeur caractéristique d'une action permanente doit être déterminée de la façon suivante :

- si la variabilité de G peut être considérée comme faible, une valeur unique de G_k peut être utilisée ;
- si la variabilité de G ne peut pas être considérée comme faible, deux valeurs doivent être utilisées : une valeur supérieure $G_{k,sup}$ et une valeur inférieure $G_{k,inf}$.

(3) La variabilité de G peut être négligée si G ne varie pas de façon significative pendant la durée d'utilisation de projet de la structure et si son coefficient de variation est petit. Il convient alors de prendre pour G_k la valeur moyenne.

NOTE Ce coefficient de variation peut se situer dans la fourchette 0,05 à 0,10 selon les propriétés de la structure.

(4) Dans les cas où la structure est très sensible aux variations de G (par exemple, pour certains types de structures en béton précontraint), il convient d'utiliser deux valeurs, même si le coefficient de variation est faible. $G_{k,inf}$ est alors le fractile 5 % et $G_{k,sup}$ le fractile 95 % de la distribution statistique de G , que l'on peut supposer gaussienne.

(5) Le poids propre de la structure peut être représenté par une valeur caractéristique unique et être calculé sur la base des dimensions nominales et des masses unitaires moyennes ; voir l'EN 1991-1-1.

NOTE Pour le tassement des fondations, voir l'EN 1997.

(6) Il convient de classer la précontrainte (P) comme action permanente causée par des forces contrôlées et/ou des déformations contrôlées, imposées à une structure. Ces types de précontrainte sont à distinguer les uns des autres lorsqu'il y a lieu (par exemple précontrainte par armatures, précontrainte par déformation imposée aux appuis).

NOTE Les valeurs caractéristiques de précontrainte, à un temps donné t , peuvent être une valeur supérieure $P_{k,sup}(t)$ et une valeur inférieure $P_{k,inf}(t)$. Pour les états-limites ultimes, une valeur moyenne $P_m(t)$ peut être utilisée. Les EN 1992 à EN 1996 et EN 1999 fournissent des informations détaillées.

(7)P Pour les actions variables, la valeur caractéristique (Q_k) doit correspondre :

- soit à une valeur supérieure correspondant à une probabilité recherchée de ne pas être dépassée vers le haut ou vers le bas, pendant une certaine durée de référence ;
- soit à une valeur nominale, qui peut être spécifiée dans des cas où il n'existe pas de distribution statistique connue.

NOTE 1 Des valeurs sont données dans les différentes Parties de l'EN 1991.

NOTE 2 La valeur caractéristique des actions climatiques est basée sur une probabilité de 0,02 de dépassement de leur partie variable avec le temps, au cours d'une durée de référence d'un an. Ceci équivaut à une période moyenne de retour de 50 ans de la partie variable avec le temps. Toutefois, dans certains cas, la nature de l'action et/ou la situation de projet sélectionnée rendent un autre fractile et/ou une autre période de retour plus appropriés.

(8) Pour les actions accidentelles, il convient que la valeur de calcul A_d soit spécifiée pour les projets individuels.

NOTE Voir également l'EN 1991-1-7.

(9) Pour les actions sismiques, il convient d'évaluer la valeur de calcul A_{Ed} à partir de la valeur caractéristique A_{Ek} , ou de la spécifier pour les projets individuels.

NOTE Voir également l'EN 1998.

(10) Pour les actions à composantes multiples, il convient de représenter l'action caractéristique par des groupes de valeurs qui doivent être pris en compte séparément dans les calculs.

4.1.3 Autres valeurs représentatives des actions variables

(1)P D'autres valeurs représentatives d'une action variable doivent être les suivantes :

- a) la valeur de combinaison, représentée par un produit $\psi_0 Q_k$, utilisée pour la vérification d'états-limites ultimes et d'états limites de service irréversibles (voir section 6 et Annexe C) ;
- b) la valeur fréquente, représentée par un produit $\psi_1 Q_k$, utilisée pour la vérification d'états-limites ultimes impliquant des actions accidentelles et pour les vérifications d'états-limites de service réversibles ;

NOTE 1 Pour les bâtiments, par exemple, la valeur fréquente est choisie telle que le temps de dépassement corresponde à 0,01 de la durée de référence ; pour les charges de circulation routière sur les ponts, la valeur fréquente est évaluée sur la base d'une période de retour d'une semaine.

NOTE 2 La valeur non-fréquente, représentée par un produit $\psi_{1,inf} Q_k$, est utilisée pour la vérification de certains états-limites de service, en particulier, pour des tabliers de ponts en béton, ou des parties en béton de tabliers de ponts. La valeur non-fréquente, définie uniquement pour les charges de circulation routière (voir l'EN 1991-2), les actions thermiques (voir l'EN 1991-1-5) et les actions du vent (voir l'EN 1991-1-4), est basée sur une période de retour d'un an.

- c) la valeur quasi-permanente, représentée par un produit $\psi_2 Q_k$, utilisée pour la vérification d'états-limites ultimes impliquant des actions accidentelles et pour la vérification d'états-limites de service réversibles. Les valeurs quasi-permanentes sont également utilisées pour le calcul d'effets à long terme.

NOTE Pour les charges appliquées sur les planchers de bâtiments, la valeur quasi-permanente est habituellement choisie pour que le temps de dépassement représente la moitié de la durée de référence. La valeur quasi-permanente peut être également déterminée comme la valeur moyennée sur une durée choisie. Dans le cas d'actions du vent ou de charges de circulation routière, cette valeur est généralement prise égale à zéro.

4.1.4 Représentation d'actions de fatigue

(1) Il convient que les modèles d'actions de fatigue soient ceux établis dans les Parties correspondantes de l'EN 1991 à partir de l'évaluation de réponses structurales à des fluctuations de charges réalisées sur des structures courantes (par exemple pour des ponts à travée unique ou à travées multiples, des structures hautes et élancées pour le vent).

(2) Pour les structures n'entrant pas dans le domaine d'application de modèles établis dans les Parties correspondantes de l'EN 1991, les actions de fatigue doivent être définies à partir de l'évaluation de mesures ou d'études équivalentes des spectres d'actions prévus.

NOTE Pour tenir compte des effets propres aux divers matériaux (par exemple l'influence de la contrainte moyenne ou des effets non linéaires), voir les EN 1992 à EN 1999.

4.1.5 Représentation d'actions dynamiques

(1) Les modèles de charges caractéristiques et de fatigue de l'EN 1991 comprennent les effets des accélérations provoquées par les actions, soit implicitement dans les charges caractéristiques, soit explicitement en appliquant des coefficients d'amplification dynamique aux charges statiques caractéristiques.

NOTE Les diverses Parties de l'EN 1991 décrivent les limites d'utilisation de ces modèles.

(2) Lorsque des actions dynamiques provoquent une accélération significative de la structure, il convient d'effectuer une analyse dynamique du système. Voir 5.1.3(6).

4.1.6 Actions géotechniques

(1)P Les actions géotechniques doivent être évaluées conformément à l'EN 1997-1.

4.1.7 Influences de l'environnement

(1)P Les influences de l'environnement susceptibles d'affecter la durabilité de la structure doivent être prises en compte dans le choix des matériaux structuraux, de leur spécification et de la conception structurale d'ensemble et de détail.

NOTE Les EN 1992 à EN 1999 spécifient les mesures appropriées.

(2) Il convient de prendre en compte les effets des influences de l'environnement et, si possible, de les décrire de façon quantitative.

4.2 Propriétés des matériaux et des produits

(1) Il convient de représenter les propriétés des matériaux (y compris le sol et la roche) ou des produits par des valeurs caractéristiques (voir 1.5.4.1).

(2) Lorsqu'une vérification d'état-limite est sensible à la variabilité d'une propriété de matériau, il convient de prendre en compte des valeurs caractéristiques supérieures et inférieures de cette propriété.

(3) Sauf indication contraire dans les EN 1992 à EN 1999 :

- si une valeur basse d'une propriété d'un matériau ou d'un produit est défavorable, il convient de définir la valeur caractéristique comme étant le fractile 5 % ;
- si une valeur haute d'une propriété d'un matériau ou d'un produit est défavorable, il convient de définir la valeur caractéristique comme étant le fractile 95 %.

(4)P Les valeurs des propriétés des matériaux doivent être déterminées à partir d'essais normalisés réalisés dans des conditions spécifiées. Un facteur de conversion doit être appliqué lorsqu'il est nécessaire de convertir les résultats d'essais en valeurs supposées représenter le comportement du matériau ou du produit dans la structure ou dans le sol.

NOTE Voir l'Annexe D et les EN 1992 à EN 1999.

(5) Si l'on manque de données statistiques pour établir les valeurs caractéristiques d'une propriété d'un matériau ou d'un produit, des valeurs nominales peuvent être prises comme telles, ou des valeurs de calcul de la propriété peuvent être établies directement. Lorsque des valeurs de calcul inférieures ou supérieures d'une propriété de matériau ou de produit sont établies directement (par exemple coefficients de frottement, taux d'amortissement), il convient de les choisir telles que des valeurs plus défavorables influent sur la probabilité d'apparition de l'état-limite considéré à un degré similaire à d'autres valeurs de calcul.

(6) Lorsqu'une estimation de la valeur supérieure de la résistance du matériau est nécessaire (par exemple, pour des mesures de calcul en capacité et pour la résistance à la traction du béton afin de calculer les effets des actions indirectes), il convient de prendre en compte une valeur caractéristique supérieure de la résistance.

(7) Les réductions de la résistance du matériau ou du produit à considérer, résultant des effets d'actions répétées, sont définies dans les EN 1992 à EN 1999, et peuvent conduire à une réduction de la résistance structurale avec le temps, par suite de la fatigue.

(8) Il convient de représenter par une valeur moyenne les paramètres de rigidité structurale (par exemple, modules d'élasticité, coefficients de fluage) et les coefficients de dilatation thermique. Différentes valeurs seront utilisées pour tenir compte de la durée de la charge.

NOTE Dans certains cas, une valeur inférieure ou supérieure à la moyenne du module d'élasticité peut devoir être prise en compte (par exemple en cas d'instabilité).

(9) Des valeurs des propriétés de matériaux ou de produits sont données dans les EN 1992 à EN 1999, ainsi que dans des spécifications techniques européennes harmonisées ou d'autres documents. Si des valeurs sont tirées des normes de produits sans que l'interprétation soit guidée dans les EN 1992 à EN 1999, il convient d'utiliser les valeurs les plus défavorables.

(10)P Si un coefficient partiel pour des matériaux ou des produits est nécessaire, une valeur conservative ⁶⁾ doit être utilisée, à moins que des informations statistiques appropriées n'existent pour évaluer la fiabilité de la valeur choisie.

NOTE On pourra tenir compte, le cas échéant, du caractère non courant de l'utilisation ou des matériaux ou produits employés.

4.3 Données géométriques

(1)P Les données géométriques doivent être représentées par leurs valeurs caractéristiques ou (par exemple dans le cas d'imperfections) directement par leurs valeurs de calcul.

(2) Les dimensions spécifiées dans le projet peuvent être prises comme valeurs caractéristiques.

(3) Si leur distribution statistique est suffisamment connue, on peut donner à des grandeurs géométriques des valeurs correspondant à un fractile prescrit de la distribution statistique.

(4) Les imperfections qu'il convient de prendre en compte pour le dimensionnement des éléments structuraux sont données dans les EN 1992 à EN 1999.

(5)P Les tolérances pour les pièces à assembler constituées de différents matériaux doivent être compatibles entre elles.

6) *NdT* : l'adjectif «conservatif» (néologisme) signifie que la valeur est choisie pour se placer en sécurité.

Section 5 : Analyse structurale et dimensionnement assisté par l'expérimentation

5.1 Analyse structurale

5.1.1 Modélisation structurale

(1)P Les calculs doivent être effectués à l'aide de modèles structuraux appropriés incluant les variables concernées.

(2) Il convient que les modèles structuraux permettent de prédire le comportement structural avec un niveau de précision acceptable. Il convient également que les modèles structuraux soient appropriés aux états-limites considérés.

(3)P Les modèles structuraux utilisés doivent être fondés sur une théorie et une pratique établies, et être vérifiés expérimentalement si besoin est.

5.1.2 Actions statiques

(1)P La modélisation des actions statiques doit être fondée sur un choix approprié des relations force-déformation dans les éléments et leurs assemblages, et entre les éléments et le sol.

(2)P Les conditions aux limites appliquées au modèle doivent représenter celles prévues dans la structure.

(3)P Les effets des déplacements et des déformations doivent être pris en compte dans le cadre de la vérification des états-limites ultimes, s'ils se traduisent par une augmentation significative de l'effet des actions.

NOTE Les EN 1991 à EN 1999 fournissent des méthodes particulières pour traiter des effets des déformations.

(4)P Les actions indirectes doivent être introduites dans l'analyse de la manière suivante:

- en analyse élastique linéaire, directement ou sous forme de forces équivalentes (en utilisant des rapports de modules d'élasticité appropriés, le cas échéant) ;
- en analyse non linéaire, directement sous forme de déformations imposées.

5.1.3 Actions dynamiques

(1)P Le modèle structural à utiliser pour déterminer les effets des actions doit être établi en tenant compte de tous les éléments structuraux concernés, de leurs masses, résistances, rigidités et caractéristiques d'amortissement, ainsi que de tous les éléments non structuraux concernés avec leurs propriétés.

(2)P Les conditions aux limites appliquées au modèle doivent être représentatives de celles prévues dans la structure.

(3) Lorsqu'il est possible de considérer des actions dynamiques comme quasi-statiques, leurs parties dynamiques peuvent être prises en compte, soit en les incluant dans les valeurs statiques, soit en appliquant aux actions statiques des coefficients de majoration dynamique équivalents.

NOTE Pour certains coefficients de majoration dynamique équivalents, les fréquences naturelles sont déterminées.

(4) En cas d'interaction sol-structure, la contribution du sol peut être modélisée par des ressorts et amortisseurs équivalents appropriés.

(5) Dans certains cas (par exemple, pour les vibrations causées par le vent ou pour les actions sismiques), les actions peuvent être définies au moyen d'une analyse modale fondée sur un comportement du matériau et un comportement géométrique linéaires. Pour les structures dont la géométrie, la rigidité et la répartition des masses sont régulières, pourvu que seul le mode fondamental soit pertinent, une analyse modale explicite peut être remplacée par une analyse prenant en compte des actions statiques équivalentes.

(6) Selon le cas, les actions dynamiques peuvent être aussi exprimées sous forme de fonctions du temps ou dans le domaine des fréquences, et la réponse structurale est alors déterminée par des méthodes appropriées.

(7) Lorsque des actions dynamiques engendrent des vibrations dont l'amplitude ou les fréquences sont susceptibles de dépasser les exigences d'aptitude au service, il convient de procéder à une vérification vis-à-vis des états-limites de service.

NOTE L'Annexe A et les EN 1992 à EN 1999 fournissent des indications sur la manière d'évaluer ces limites.

5.1.4 Dimensionnement en cas d'incendie

(1)P L'étude de la structure en cas d'incendie doit être basée sur des scénarios de calcul en cas d'incendie (voir EN 1991-1-2), et doit reposer sur des modèles de l'évolution de la température dans la structure ainsi que sur des modèles du comportement mécanique de la structure à haute température.

(2) Il convient de vérifier la performance exigée de la structure en cas d'incendie par une analyse globale, ou bien une analyse de sous-ensembles, ou encore une analyse d'éléments, ou par l'utilisation de données tabulées ou de résultats d'essais.

(3) Il convient d'évaluer le comportement de la structure sous l'effet de l'incendie, en prenant en compte une exposition :

- à un incendie nominal ; ou
- à un incendie modélisé ;

avec les actions d'accompagnement.

NOTE Voir aussi l'EN 1991-1-2.

(4) Il convient d'évaluer le comportement structural aux températures élevées, conformément aux EN 1992 à EN 1996 et à l'EN 1999, qui donnent des modèles thermiques et structuraux pour l'analyse.

(5) En fonction du matériau spécifique et de la méthode d'évaluation :

- les modèles thermiques peuvent être basés sur l'hypothèse d'une température uniforme ou non uniforme dans les sections transversales et le long des éléments ;
- les modèles structuraux peuvent être limités à l'analyse des éléments individuels ou prendre en compte l'interaction entre les éléments lors d'une exposition au feu.

(6) Il convient de modéliser le comportement mécanique des éléments structuraux aux températures élevées comme non-linéaire.

NOTE Voir également les EN 1991 à EN 1999.

5.2 Dimensionnement assisté par l'expérimentation

(1) Le dimensionnement peut être fondé sur une combinaison d'essais et de calculs.

NOTE L'expérimentation peut être effectuée, par exemple, dans les cas suivants :

- si des modèles de calcul appropriés ne sont pas disponibles ;
- si un grand nombre de composants similaires doit être utilisé ;
- pour confirmer par essais de contrôle des hypothèses admises pour le dimensionnement.

Voir l'Annexe D.

(2)P Le dimensionnement assisté par les résultats d'essais doit procurer le niveau de fiabilité exigé pour la situation de projet correspondante. L'incertitude statistique due à un nombre limité de résultats d'essais doit être prise en compte.

(3) Il convient d'utiliser des coefficients partiels (y compris ceux qui couvrent des incertitudes de modèles) comparables à ceux utilisés dans les EN 1991 à EN 1999.

Section 6 : Vérification par la méthode des coefficients partiels

6.1 Généralités

(1) P Lorsqu'on utilise la méthode des coefficients partiels, on doit vérifier que, dans toutes les situations de projet à examiner, aucun état-limite n'est dépassé lorsque les valeurs de calcul des actions ou effets des actions et des résistances, sont utilisées dans les modèles de calcul.

(2) Pour les situations de projet sélectionnées et les états-limites correspondants, il convient que les actions individuelles intervenant dans les cas de charge critiques soient combinées comme détaillé dans cette section. Cependant, il convient de ne pas prendre en compte dans une même combinaison des actions qui, par exemple pour des raisons physiques, ne peuvent pas se produire simultanément.

(3) Il convient d'obtenir les valeurs de calcul en utilisant :

- les valeurs caractéristiques ; ou
- d'autres valeurs représentatives ;

en combinaison avec des coefficients partiels et d'autres coefficients, tels que définis dans la présente section et dans les EN 1991 à 1999.

(4) Il peut être approprié de déterminer des valeurs de calcul directement lorsqu'il convient de se placer du côté de la sécurité.

(5) P Les valeurs de calcul déterminées directement sur des bases statistiques doivent correspondre au moins au même degré de fiabilité pour les divers états-limites que supposé par les coefficients partiels fournis dans la présente norme.

6.2 Limitations

(1) L'utilisation des Règles d'Application de l'EN 1990 est limitée aux vérifications des états-limites ultimes et des états-limites de service des structures soumises à des charges statiques, y compris les cas où les effets dynamiques sont déterminés à l'aide de charges quasi-statiques équivalentes et de coefficients de majoration dynamique, par exemple pour les actions du vent ou les charges dues au trafic. Pour l'analyse non-linéaire et la fatigue, il convient d'appliquer les règles spécifiques contenues dans différentes Parties des EN 1991 à EN 1999.

6.3 Valeurs de calcul

6.3.1 Valeurs de calcul des actions

(1) La valeur de calcul F_d d'une action F peut s'exprimer sous forme générale par :

$$F_d = \gamma_f F_{rep} \quad \dots (6.1a)$$

avec

$$F_{rep} = \psi F_k \quad \dots (6.1b)$$

où :

F_k est la valeur caractéristique de l'action ;

F_{rep} est la valeur représentative appropriée de l'action ;

γ_f est un coefficient partiel pour l'action, qui tient compte de la possibilité d'écarts défavorables des valeurs de l'action par rapport aux valeurs représentatives ;

ψ est soit 1,00 soit ψ_0 , ψ_1 ou ψ_2 .

(2) Pour les actions sismiques il convient de déterminer la valeur de calcul A_{Ed} en tenant compte du comportement structural et d'autres critères appropriés détaillés dans l'EN 1998.

6.3.2 Valeurs de calcul des effets des actions

(1) Pour un cas de charge spécifique, les valeurs de calcul des effets des actions (E_d) peuvent s'exprimer en termes généraux comme suit :

$$E_d = \gamma_{Sd} E \left\{ \gamma_{f,i} F_{rep,i} ; a_d \right\} \quad i \geq 1 \quad \dots (6.2)$$

où :

a_d est la valeur de calcul des données géométriques (voir 6.3.4) ;

γ_{Sd} est un coefficient partiel tenant compte d'incertitudes :

- dans la modélisation des effets des actions ;
- dans certains cas, dans la modélisation des actions.

NOTE Dans un cas plus général, les effets des actions dépendent des propriétés des matériaux.

(2) Dans la plupart des cas, la simplification suivante peut être faite :

$$E_d = E \left\{ \gamma_{F,i} F_{rep,i} ; a_d \right\} \quad i \geq 1 \quad \dots (6.2a)$$

avec :

$$\gamma_{F,i} = \gamma_{Sd} \times \gamma_{f,i} \quad \dots (6.2b)$$

NOTE Quand il y a lieu, par exemple en présence d'actions géotechniques, des coefficients partiels $\gamma_{F,i}$ peuvent être appliqués aux effets des actions individuelles, ou bien un seul coefficient particulier γ_F peut être appliqué globalement à l'effet de la combinaison d'actions assorties de coefficients partiels appropriés.

(3)P Lorsqu'il est nécessaire de distinguer les effets favorables des effets défavorables d'actions permanentes, deux coefficients partiels différents doivent être utilisés ($\gamma_{G,inf}$ et $\gamma_{G,sup}$).

(4) Pour une analyse non-linéaire, (c'est-à-dire lorsque la relation entre les actions et leurs effets n'est pas linéaire), il est possible, dans le cas où une action unique est prédominante, d'appliquer les règles simplifiées ci-dessous :

- a) Lorsque l'effet de l'action croît davantage que l'action, il convient d'appliquer le coefficient partiel γ_F à la valeur représentative de l'action.
- b) Lorsque l'effet croît moins que l'action, il convient d'appliquer le coefficient partiel γ_F à l'effet de la valeur représentative de l'action.

NOTE À l'exception des structures à câbles ou à membrane, la plupart des structures ou éléments structuraux entrent dans la catégorie a).

(5) Dans les cas où des méthodes plus affinées sont définies dans les EN 1991 à EN 1999 concernés (par exemple pour les structures précontraintes), il convient de les utiliser de préférence à 6.3.2(4).

6.3.3 Valeurs de calcul des propriétés de matériaux ou de produits

(1) La valeur de calcul X_d d'une propriété de matériau ou de produit peut être exprimée sous la forme la plus générale comme suit :

$$X_d = \eta \frac{X_k}{\gamma_m} \quad \dots (6.3)$$

où :

X_k est la valeur caractéristique de la propriété du matériau ou produit (voir 4.2(3))

η est la valeur moyenne du coefficient de conversion qui tient compte :

- des effets de volume et d'échelle ;
- des effets de l'humidité et de la température ;
- et d'autres paramètres s'il y a lieu.

γ_m est le coefficient partiel pour la propriété du matériau ou produit, pour tenir compte :

- de la possibilité d'écart défavorable de la propriété du matériau ou produit par rapport à sa valeur caractéristique ;
- de la partie aléatoire du coefficient de conversion η .

(2) Toutefois, dans des cas appropriés, le coefficient de conversion η peut être pris en compte :

- implicitement dans la valeur caractéristique elle-même ;
- ou en utilisant γ_M à la place de γ_m (voir expression (6.6b)).

NOTE La valeur de calcul peut être établie par des moyens tels que :

- des relations empiriques avec des propriétés physiques mesurées ; ou
- avec une composition chimique ; ou
- sur la base de l'expérience acquise ; ou
- à partir de valeurs données dans des normes européennes ou d'autres documents appropriés.

6.3.4 Valeurs de calcul des données géométriques

(1) Les valeurs de calcul des données géométriques telles que les dimensions d'éléments qui sont utilisées pour évaluer des effets d'actions et/ou des résistances, peuvent être représentées par des valeurs nominales :

$$a_d = a_{nom} \quad \dots (6.4)$$

(2)P Lorsque les écarts sur des données géométriques (par exemple, imprécision dans l'application de charges ou la position des appuis) ont des effets significatifs sur la fiabilité d'une structure (par exemple, par des effets du second ordre), les valeurs de calcul des données géométriques doivent être définies par :

$$a_d = a_{nom} \pm \Delta a \quad \dots (6.5)$$

où :

Δa tient compte :

- de l'éventualité d'écarts défavorables par rapport aux valeurs caractéristiques ou nominales ;
- de l'effet cumulé de la présence simultanée de plusieurs écarts géométriques.

NOTE 1 a_d peut aussi représenter des imperfections géométriques lorsque $a_{nom} = 0$ (c'est-à-dire $\Delta a \neq 0$).

NOTE 2 Les EN 1991 à EN 1999 fournissent, lorsqu'il y a lieu, d'autres dispositions.

(3) Il convient que les effets des autres écarts soient couverts par des coefficients partiels :

- sur le côté actions (γ_F) ;
- et/ou le côté résistances (γ_M).

NOTE Des tolérances sont définies dans les normes correspondantes sur l'exécution indiquées dans les EN 1990 à EN 1999.

6.3.5 Résistance de calcul

(1) La valeur de calcul R_d de la résistance peut être exprimée de la manière suivante :

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R \left\{ X_{d,i} ; a_d \right\} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R \left\{ \eta_i \frac{X_{d,i}}{\gamma_{m,i}} ; a_d \right\} \quad i \geq 1 \quad \dots (6.6)$$

où :

γ_{Rd} est un coefficient partiel qui couvre l'incertitude du modèle de résistance, et les écarts géométriques si ces derniers ne sont pas modélisés de manière explicite (voir 6.3.4(2)) ;

$X_{d,i}$ est la valeur de calcul de la propriété du matériau i .

(2) Il est possible de simplifier l'expression (6.6) de la manière suivante :

$$R_d = R \left\{ \eta_i \frac{X_{d,i}}{\gamma_{m,i}} ; a_d \right\} \quad i \geq 1 \quad \dots (6.6a)$$

où :

$$\gamma_{M,i} = \gamma_{Rd} \times \gamma_{m,i} \quad \dots (6.6b)$$

NOTE Il est possible d'incorporer η_i dans $\gamma_{M,i}$, voir 6.3.3.(2).

(3) La résistance de calcul peut aussi être obtenue directement à partir de la valeur caractéristique d'une résistance d'un matériau ou d'un produit, sans détermination explicite des valeurs de calcul des variables de base individuelles, par :

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \quad \dots (6.6c)$$

NOTE Ceci s'applique aux produits ou éléments constitués d'un seul matériau (par exemple d'acier) et est aussi utilisé en relation avec l'Annexe D «dimensionnement assisté par l'expérimentation».

(4) L'expression suivante peut aussi être utilisée pour la résistance de calcul, en remplacement des expressions (6.6a) et (6.6c), dans le cas de structures ou d'éléments structuraux qui sont analysés par des méthodes non linéaires, et dont plusieurs matériaux agissent en association, ou lorsque la résistance de calcul est fonction des propriétés du sol :

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{M,1}} R \left\{ \eta_i X_{k,1} ; \eta_i X_{k,i(i>1)} \frac{\gamma_{m,1}}{\gamma_{m,i}} ; a_d \right\} \quad \dots (6.6d)$$

NOTE Dans certains cas, la résistance de calcul peut être exprimée en appliquant directement des coefficients partiels γ_M aux résistances individuelles dues aux propriétés des matériaux.

6.4 États-limites ultimes

6.4.1 Généralités

(1)P Les états-limites ultimes suivants doivent être vérifiés lorsqu'il y a lieu :

- a) EQU : Perte d'équilibre statique de la structure ou d'une partie quelconque de celle-ci, considérée comme un corps rigide, lorsque :
 - des variations mineures de la valeur ou de la distribution spatiale d'actions d'une source unique sont significatives ;
 - et les résistances des matériaux de construction ou du sol ne sont généralement pas dominantes. ;
- b) STR : Défaillance interne ou déformation excessive de la structure ou d'éléments structuraux, y compris semelles, pieux, murs de soubassement, etc., lorsque la résistance des matériaux de construction de la structure domine ;
- c) GEO : Défaillance ou déformation excessive du sol, lorsque les résistances du sol ou de la roche sont significatives pour la résistance ;
- d) FAT : Défaillance de la structure ou d'éléments structuraux due à la fatigue.

NOTE Pour le calcul vis-à-vis de la fatigue, les combinaisons d'actions sont données dans les EN 1992 à EN 1999.

(2)P Les valeurs de calcul des actions doivent être conformes aux Annexes A.

6.4.2 Vérifications de l'équilibre statique et de la résistance

(1)P Lorsque l'on considère un état-limite d'équilibre statique de la structure (EQU), il faut vérifier que :

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stb} \quad \dots (6.7)$$

où :

$E_{d,dst}$ est la valeur de calcul de l'effet des actions déstabilisatrices ;

$E_{d,stb}$ est la valeur de calcul de l'effet des actions stabilisatrices.

(2) Lorsqu'il y a lieu, l'expression d'un état-limite d'équilibre statique peut être complétée par des termes additionnels, dont, par exemple, un coefficient de frottement entre des corps rigides.

(3)P Lorsque l'on considère un état-limite de rupture ou de déformation excessive d'une section, d'un élément ou d'un assemblage (STR et/ou GEO), il faut vérifier que :

$$E_d \leq R_d \quad \dots (6.8)$$

où :

E_d est la valeur de calcul de l'effet des actions, tel qu'une force interne, un moment ou un vecteur représentant plusieurs forces internes ou moments ;

R_d est la valeur de calcul de la résistance correspondante.

NOTE 1 Les Annexes A détaillent les méthodes STR et GEO.

NOTE 2 L'expression (6.8) ne couvre pas tous les formats de vérification concernant le flambement, c'est-à-dire la défaillance qui se produit lorsque des effets du second ordre ne peuvent pas être limités par la réponse structurale ou par une réponse structurale acceptable. Voir les EN 1992 à EN 1999.

6.4.3 Combinaison d'actions (vérifications de fatigue exclues)

6.4.3.1 Généralités

(1)P Pour chaque cas de charge critique, les valeurs de calcul des effets des actions (E_d) doivent être déterminées en combinant les valeurs des actions considérées comme se produisant simultanément.

(2) Il convient d'inclure dans chaque combinaison d'actions :

- une action variable dominante ;
- ou une action accidentelle.

(3) Il convient que les combinaisons d'actions soient conformes aux 6.4.3.2 à 6.4.3.4.

(4)P Si les résultats d'une vérification sont très sensibles aux variations de la grandeur d'une action permanente d'un point à un autre de la structure, les parties favorables et défavorables de cette action doivent être considérées comme des actions individuelles.

NOTE Cela s'applique, en particulier, à la vérification de l'équilibre statique et des états-limites analogues, voir 6.4.2(2).

(5) Si plusieurs effets d'une même action (par exemple moment de flexion et effort normal dus au poids propre) ne sont pas totalement corrélés, le coefficient partiel appliqué à une composante favorable quelconque peut être réduit.

NOTE Pour plus d'informations sur ce sujet, voir les articles sur les effets vectoriels dans les EN 1992 à EN 1999.

(6) Il convient de prendre en compte les déformations imposées, lorsqu'il y a lieu.

NOTE Pour plus d'informations, voir 5.1.2.4(P) et les EN 1992 à EN 1999.

6.4.3.2 Combinaisons d'actions pour situations de projet durables ou transitoires (combinaisons fondamentales)

(1) Il convient de considérer comme format général des effets des actions :

$$E_d = \gamma_{Sd} E \left\{ \gamma_{g,j} G_{k,j} ; \gamma_p P ; \gamma_{q,1} Q_{k,1} ; \gamma_{q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1 ; i > 1 \quad \dots (6.9a)$$

(2) Il convient de baser la combinaison des effets des actions à considérer sur :

- la valeur de calcul de l'action variable dominante ; et
- les valeurs de combinaison de calcul des actions variables d'accompagnement :

NOTE Voir aussi 6.4.3.2(4).

$$E_d = E \left\{ \gamma_{G,j} G_{k,j} ; \gamma_p P ; \gamma_{Q,1} Q_{k,1} ; \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1 ; i > 1 \quad \dots (6.9b)$$

(3) La combinaison des actions entre parenthèses { }, dans l'expression (6.9b) peut s'exprimer soit par :

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_p P "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \dots (6.10)$$

soit, pour des états-limites STR et GEO, par la plus défavorable des deux expressions suivantes :

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_p P "+" \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right. \quad \dots (6.10a)$$

$$\left. \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_p P "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right. \quad \dots (6.10b)$$

où :

"+" signifie « doit être combiné à » ;

\sum signifie « l'effet combiné de » ;

ξ est un coefficient de réduction pour les actions permanentes défavorables G.

NOTE Les Annexes A donnent d'autres informations pour ce choix.

(4) Si la relation entre des actions et des effets n'est pas linéaire, il convient d'appliquer directement les expressions (6.9a) ou (6.9b), en tenant compte de l'augmentation relative des effets d'actions comparée à l'augmentation de grandeur des actions (voir aussi 6.3.2.(4)).

6.4.3.3 Combinaisons d'actions pour situations de projet accidentelles

(1) Il convient d'adopter comme format général des effets des actions :

$$E_d = E \left\{ G_{k,j} ; P ; A_d (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} ; \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1 ; i > 1 \quad \dots (6.11a)$$

(2) La combinaison des actions entre parenthèses { } peut s'exprimer par :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" A_d "+" (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad \dots (6.11b)$$

(3) Il convient de faire le choix entre $\psi_{1,1} Q_{k,1}$ ou $\psi_{2,1} Q_{k,1}$ en fonction de la situation de projet accidentelle correspondante (choc, incendie ou survie après un événement ou une situation accidentels).

NOTE Les Parties concernées des EN 1991 à EN 1999 fournissent des informations à ce sujet.

(4) Pour les situations de projet accidentelles, il convient que les combinaisons d'actions :

— soit incluent une action accidentelle explicite A (par exemple un incendie ou un choc) ;

— soit se rapportent à une situation faisant suite à un événement accidentel ($A = 0$).

Pour les situations d'incendie, outre l'effet de la température sur les propriétés des matériaux, il convient que A_d représente la valeur de calcul de l'action thermique indirecte due à l'incendie.

6.4.3.4 Combinaisons d'actions pour les situations de projet sismiques

(1) Il convient d'adopter comme format général des effets des actions :

$$E_d = E \left\{ G_{k,j} ; P ; A_{Ed} ; \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1 ; i \geq 1 \quad \dots (6.12a)$$

(2) La combinaison des actions entre parenthèses { } peut s'exprimer par :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" A_{Ed} "+" \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad \dots (6.12b)$$

6.4.4 Coefficients partiels pour les actions et les combinaisons des actions

(1) Il convient que les valeurs des coefficients γ et ψ pour les actions proviennent de l'EN 1991 et de l'Annexe A.

6.4.5 Coefficients partiels pour les matériaux et les produits

(1) Il convient que les coefficients partiels pour les propriétés des matériaux et des produits proviennent des EN 1992 à EN 1999.

6.5 États-limites de service

6.5.1 Vérifications

(1) P On doit vérifier que :

$$E_d \leq C_d \quad \dots (6.13)$$

où :

C_d Valeur limite de calcul du critère d'aptitude au service considéré ;

E_d Valeur de calcul des effets d'actions spécifiée dans le critère d'aptitude au service, déterminée sur la base de la combinaison appropriée.

6.5.2 Critères d'aptitude au service

(1) Il convient que les déformations à prendre en compte en relation avec les exigences d'aptitude au service soient telles que détaillées à l'Annexe A correspondante selon la nature de la construction, ou convenues avec le client ou l'autorité Nationale.

NOTE Pour d'autres critères spécifiques d'aptitude au service, par exemple largeur de fissure, limitation de contrainte ou de déformation unitaire, résistance au glissement, voir les EN 1991 à EN 1999.

6.5.3 Combinaison d'actions

(1) Il convient que les combinaisons d'actions à prendre en compte dans les situations de projet considérées soient appropriées aux exigences d'aptitude au service et aux critères de performance à vérifier.

(2) Les combinaisons d'actions pour états-limites de service sont définies symboliquement par les expressions suivantes (voir aussi 6.5.4) :

NOTE Il est supposé, dans ces expressions, que tous les coefficients partiels sont égaux à 1. Voir l'Annexe A et les EN 1991 à EN 1999.

a) Combinaison caractéristique :

$$E_d = E \left\{ G_{k,j} ; P ; Q_{k,1} ; \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1 ; i > 1 \quad \dots (6.14a)$$

dans laquelle la combinaison d'actions entre parenthèses { } (appelée la combinaison caractéristique) peut s'exprimer par :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \dots (6.14b)$$

NOTE La combinaison caractéristique est normalement utilisée pour des états-limites irréversibles.

b) Combinaison fréquente :

$$E_d = E \left\{ G_{k,j} ; P ; \psi_{1,1} Q_{k,1} ; \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1 ; i > 1 \quad \dots (6.15a)$$

dans laquelle la combinaison d'actions entre parenthèses { } (appelée la combinaison fréquente) peut s'exprimer par :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad \dots (6.15b)$$

NOTE La combinaison fréquente est normalement utilisée pour des états-limites réversibles.

c) Combinaison quasi-permanente :

$$E_d = E \left\{ G_{k,j} ; P ; \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1 ; i \geq 1 \quad \dots (6.16a)$$

dans laquelle la combinaison d'actions entre parenthèses { } (appelée la combinaison quasi-permanente) peut s'exprimer par :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad \dots (6.16b)$$

avec les notations définies en 1.6 et 6.4.3(1).

NOTE La combinaison quasi-permanente est normalement utilisée pour des effets à long terme et l'aspect de la structure.

(3) Pour la valeur représentative de l'action de précontrainte (à savoir P_k ou P_m), il convient de se reporter à l'Eurocode de projet approprié pour le type de précontrainte considéré.

(4)P Les effets des actions dus aux déformations imposées doivent être pris en compte lorsqu'il y a lieu.

NOTE Dans certains cas, les expressions (6.14) à (6.16) nécessitent des modifications. Des règles détaillées à ce sujet sont données dans les Parties concernées des EN 1991 à EN 1999.

6.5.4 Coefficients partiels pour les matériaux

(1) Pour les états-limites de service, il convient de prendre égaux à 1,0 les coefficients partiels γ_M relatifs aux propriétés des matériaux, sauf spécification contraire des EN 1992 à EN 1999.

Annexe A1

(normative)

Application pour les Bâtiments

A1.1 Domaine d'application

(1) La présente Annexe A1 fournit des règles et des méthodes pour établir des combinaisons d'actions pour les bâtiments. Elle fournit aussi les valeurs de calcul recommandées pour des actions permanentes, variables et accidentelles et des coefficients ψ à utiliser pour le calcul de bâtiments.

NOTE NOTE Des indications peuvent être fournies dans l'Annexe Nationale concernant l'utilisation du Tableau 2.1 (durée d'utilisation de projet).

A1.2 Combinaisons d'actions

A1.2.1 Généralités

(1) Il convient de ne pas prendre en compte dans les combinaisons d'actions les effets d'actions qui, pour des raisons physiques ou fonctionnelles, ne peuvent pas exister simultanément.

NOTE 1 Selon les utilisations d'un bâtiment, sa forme et son emplacement, les combinaisons d'actions peuvent être fondées sur deux actions variables au plus.

NOTE 2 L'Annexe Nationale peut définir les modifications à apporter à A1.2.1(2) et A1.2.1(3), qui peuvent être nécessaires pour des raisons géographiques.

(2) Il convient d'utiliser les combinaisons d'actions données dans les expressions 6.9a à 6.12b pour vérifier les états-limites ultimes.

(3) Il convient d'utiliser les combinaisons d'actions données dans les expressions 6.14a à 6.16b pour vérifier les états-limites de service.

(4) Il convient de traiter les combinaisons d'actions qui comprennent des forces de précontrainte, comme détaillé dans les EN 1992 à EN 1999.

A1.2.2 Valeurs des coefficients ψ

(1) Il convient de spécifier les valeurs des coefficients ψ .

NOTE Des valeurs recommandées des coefficients ψ sont données dans le Tableau A1.1 pour les actions courantes.

Tableau A1.1 — Valeurs recommandées des coefficients ψ pour les bâtiments

| Action | ψ_0 | ψ_1 | ψ_2 |
|--|----------|----------|----------|
| Charges d'exploitation des bâtiments, catégorie (voir EN 1991-1.1) : | | | |
| Catégorie A : habitation, zones résidentielles | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Catégorie B : bureaux | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Catégorie C : lieux de réunion | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Catégorie D : commerces | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Catégorie E : stockage | 1,0 | 0,9 | 0,8 |
| Catégorie F : zone de trafic, véhicules de poids ≤ 30 kN | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Catégorie G : zone de trafic, véhicules de poids compris entre 30 kN et 160 kN | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Catégorie H : toits | 0 | 0 | 0 |
| Charges dues à la neige sur les bâtiments (voir EN 1991-1-3) ^{a)} : | | | |
| Finlande, Islande, Norvège, Suède | 0,70 | 0,50 | 0,20 |
| Autres États Membres CEN, pour lieux situés à une altitude $H > 1\ 000$ m a.n.m. | 0,70 | 0,50 | 0,20 |
| Autres États Membres CEN, pour lieux situés à une altitude $H \leq 1\ 000$ m a.n.m. | 0,50 | 0,20 | 0 |
| Charges dues au vent sur les bâtiments (voir EN 1991-1-4) | 0,6 | 0,2 | 0 |
| Température (hors incendie) dans les bâtiments (voir EN 1991-1-5) | 0,6 | 0,5 | 0 |
| NOTE Les valeurs des coefficients ψ peuvent être données dans l'Annexe Nationale. | | | |
| a) Pour des pays non mentionnés dans ce qui suit, se référer aux conditions locales appropriées. | | | |

A1.3 États-limites ultimes

A1.3.1 Valeurs de calcul des actions dans les situations de projet durables et transitoires

(1) Il convient de prendre les valeurs de calcul des actions pour les états-limites ultimes dans les situations de projet durables et transitoires (expressions 6.9a à 6.10b) en conformité avec les Tableaux A1.2(A) à (C).

NOTE Les valeurs des Tableaux A1.2 ((A) à (C)) peuvent être modifiées dans l'Annexe Nationale, par exemple pour différents niveaux de fiabilité (voir Section 2 et Annexe B).

(2) Dans l'application des Tableaux A1.2(A) à A1.2(C), dans les cas où l'état-limite est très sensible aux variations de grandeur d'actions permanentes, il convient d'utiliser les valeurs caractéristiques inférieures et supérieures des actions telles que définies en 4.1.2(2)P.

(3) Il convient de vérifier l'équilibre statique (EQU, voir 6.4.1) des structures de bâtiments en utilisant les valeurs de calcul des actions du Tableau A1.2(A).

(4) Il convient de vérifier le dimensionnement des éléments structuraux (STR, voir 6.4.1) non soumis à des actions géotechniques, en utilisant les valeurs de calcul des actions du Tableau A1.2(B).

(5) Il convient de vérifier le dimensionnement des éléments structuraux (semelles, pieux, murs de soubassement, etc.) (STR) soumis à des actions géotechniques, et la résistance du terrain (GEO, voir 6.4.1), en utilisant l'une des trois approches suivantes complétées, pour les actions géotechniques et les résistances, par l'EN 1997 :

— Approche 1 : Application, dans des calculs séparés, de valeurs de calcul provenant du Tableau A1.2(C) et du Tableau A1.2(B) aux actions géotechniques, aussi bien aux qu'aux autres actions appliquées à la structure ou en provenance de celle-ci. Dans des cas courants, le dimensionnement des fondations est régi par le Tableau A1.2(C) et la résistance structurale est régie par le Tableau A1.2(B) ;

NOTE Dans certains cas, l'application de ces tableaux est plus complexe, voir l'EN 1997.

— Approche 2 : Application de valeurs de calcul provenant du Tableau A1.2 (B) aux actions géotechniques ainsi qu'aux autres actions appliquées à la structure ou en provenance de celle-ci.

— Approche 3 : Application de valeurs de calcul provenant du Tableau A1.2(C) aux actions géotechniques et, simultanément, application de coefficients partiels du Tableau A1.2(B) aux autres actions appliquées à la structure ou en provenance de celle-ci.

NOTE L'utilisation de l'approche 1, 2 ou 3 est choisie dans l'Annexe Nationale.

(6) Il convient de vérifier la stabilité générale des structures de bâtiments (par exemple la stabilité d'une pente supportant un bâtiment) conformément à l'EN 1997.

(7) Il convient de vérifier l'absence de défaillance d'origine hydraulique et par sous-pressions (par exemple dans le fond d'une fouille pour une structure de bâtiment) conformément à l'EN 1997.

Tableau A1.2(A) — Valeurs de calcul d'actions (EQU) (Ensemble A)

| Situations de projet durables et transitoires | Actions permanentes | | Action variable dominante *) | Actions variables d'accompagnement | |
|---|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------------|-----------------------------------|
| | Défavorables | Favorables | | Principale (le ca échéant) | Autres |
| (Eq. 6.10) | $\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$ | $\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$ | $\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ | | $\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$ |

*) Les actions variables sont celles considérées au Tableau A1.1.

NOTE 1 Les valeurs des coefficients γ peuvent être données dans l'Annexe Nationale. L'ensemble de valeurs recommandé pour γ est :

$$\gamma_{Gj,sup} = 1,10$$

$$\gamma_{Gj,inf} = 0,90$$

$$\gamma_{Q,1} = 1,50 \text{ si défavorable (0 si favorable)}$$

$$\gamma_{Q,i} = 1,50 \text{ si défavorable (0 si favorable)}$$

NOTE 2 Dans les cas où la vérification de l'équilibre statique inclut également la résistance d'éléments structuraux, il est possible d'adopter une vérification combinée, si cela est autorisé par l'Annexe Nationale, fondée sur le Tableau A1.2(A), en remplacement de deux vérifications séparées fondées sur les Tableaux A1.2(A) et A1.2(B), avec l'ensemble de valeurs recommandé suivant. Les valeurs recommandées peuvent être modifiées dans l'Annexe Nationale.

$$\gamma_{Gj,sup} = 1,35$$

$$\gamma_{Gj,inf} = 1,15$$

$$\gamma_{Q,1} = 1,50 \text{ si défavorable (0 si favorable)}$$

$$\gamma_{Q,i} = 1,50 \text{ si défavorable (0 si favorable)}$$

à condition que l'application de $\gamma_{G,inf} = 1,00$, à la fois, à la partie favorable et à la partie défavorable des actions permanentes, n'entraîne pas un effet plus défavorable.

Tableau A1.2(B) — Valeurs de calcul d'actions (STR/GEO) (Ensemble B)

| Situations de projet durables et transitoires | Actions permanentes | | Action variable dominante | Actions variables d'accompagnement *) | | Situations de projet durables et transitoires | Actions permanentes | | Action variable dominante *) | Actions variables d'accompagnement *) | |
|---|------------------------------|------------------------------|---------------------------|---------------------------------------|-----------------------------------|---|----------------------------------|------------------------------|------------------------------|---------------------------------------|-----------------------------------|
| | Défavorables | Favorables | | Principale (le cas échéant) | Autres | | Défavorables | Favorables | | Principale | Autres |
| (Eq. 6.10) | $\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$ | $\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$ | $\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ | | $\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$ | (Eq. 6.10a) | $\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$ | $\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$ | | $\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ | $\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$ |
| | | | | | | (Eq. 6.10b) | $\xi \gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$ | $\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$ | $\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ | | $\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$ |

*) Les actions variables sont celles considérées au Tableau A1.1.

NOTE 1 Le choix entre 6.10, ou 6.10a et 6.10b, sera dans l'Annexe Nationale. Dans le cas de 6.10a et 6.10b, l'Annexe Nationale peut en outre modifier 6.10a pour n'y inclure que les actions permanentes.

NOTE 2 Les valeurs des coefficients γ et ξ peuvent être données dans l'Annexe Nationale. Les valeurs suivantes des coefficients γ et ξ sont recommandées pour l'usage de 6.10 ou 6.10a et 6.10b.

$$\gamma_{Gj,sup} = 1,35$$

$$\gamma_{Gj,inf} = 1,00$$

$$\gamma_{Q,1} = 1,50 \text{ si défavorable (0 si favorable)}$$

$$\gamma_{Q,i} = 1,50 \text{ si défavorable (0 si favorable)}$$

$$\xi = 0,85 \text{ (de sorte que } \xi \gamma_{Gj,sup} = 0,85 \times 1,35 \cong 1,15).$$

Voir aussi les EN 1991 à EN 1999 pour les valeurs de γ à utiliser pour les déformations imposées.

NOTE 3 Les valeurs caractéristiques de toutes les actions permanentes d'une même origine sont multipliées par $\gamma_{Gj,sup}$ si l'effet total résultant de ces actions est défavorable, et $\gamma_{Gj,inf}$ si cet effet est favorable. Par exemple, toutes les actions provenant du poids propre de la structure peuvent être considérées comme émanant d'une même origine ; cela s'applique également si différents matériaux sont concernés.

NOTE 4 Pour des vérifications particulières, les valeurs de γ_G et de γ_Q peuvent être subdivisées en γ_g , γ_q et γ_{Sd} coefficient d'incertitude de modélisation. Une valeur de γ_{Sd} prise dans l'intervalle 1,05 à 1,15 peut être utilisée dans la plupart des cas et peut être modifiée dans l'Annexe Nationale.

Tableau A1.2(C) — Valeurs de calcul d'actions (STR/GEO) (Ensemble C)

| Situations de projet durables et transitoires | Actions permanentes | | Action variable dominante *) | Actions variables d'accompagnement **) | |
|---|------------------------------|------------------------------|------------------------------|--|-----------------------------------|
| | Défavorables | Favorables | | Principale (le cas échéant) | Autres |
| (Eq. 6.10) | $\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$ | $\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$ | $\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ | | $\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$ |
| <p>*) Les actions variables sont celles considérées au Tableau A1.1.</p> <p>NOTE Les valeurs des coefficients γ peuvent être données dans l'Annexe Nationale. L'ensemble de valeurs recommandé pour γ est :</p> <p>$\gamma_{Gj,sup} = 1,00$</p> <p>$\gamma_{Gj,inf} = 1,00$</p> <p>$\gamma_{Q,1} = 1,30$ si défavorable (0 si favorable)</p> <p>$\gamma_{Q,i} = 1,30$ si défavorable (0 si favorable)</p> | | | | | |

A1.3.2 Valeurs de calcul des actions dans les situations de projet accidentelles et sismiques

(1) Il convient de prendre égaux à 1,0 les coefficients partiels d'actions pour les états-limites ultimes dans les situations de projet accidentelles et sismiques (expressions 6.11a à 6.12b). Les valeurs des γ sont données au Tableau A1.1.

NOTE Pour la situation de projet sismique, voir également l'EN 1998.

Tableau A1.3 — Valeurs de calcul d'actions à utiliser dans les combinaisons d'actions accidentelles et sismiques

| Situation de projet | Actions permanentes | | Action sismique ou accidentelle dominante | Actions variables d'accompagnement **) | |
|--|---------------------|--------------|---|--|----------------------|
| | Défavorables | Favorables | | Principale (le cas échéant) | Autres |
| Accidentelle *) (Éq. 6.11a/b) | $G_{kj,sup}$ | $G_{kj,inf}$ | A_d | ψ_{11} ou $\psi_{21} Q_{k1}$ | $\psi_{2,i} Q_{k,i}$ |
| Sismique (Éq. 6.12a/b) | $G_{kj,sup}$ | $G_{kj,inf}$ | $\gamma_1 A_{Ek}$ ou A_{Ed} | $\psi_{2,i} Q_{k,i}$ | |
| <p>*) Dans le cas de situations de projet accidentelles, l'action variable principale peut être prise avec sa valeur fréquente ou, comme dans des combinaisons d'actions sismiques, avec sa valeur quasi-permanente. Le choix sera dans l'Annexe Nationale, en fonction de l'action accidentelle considérée. Voir aussi l'EN 1991-1-2.</p> <p>**) Les actions variables sont celles considérées au Tableau A1.1.</p> | | | | | |

A1.4 États-limites de service

A1.4.1 Coefficients partiels pour les actions

(1) Sauf spécification contraire dans les EN 1991 à EN 1999, pour les états-limites de service, il convient de prendre pour les coefficients partiels des actions la valeur 1,0.

Tableau A1.4 — Valeurs de calcul des actions à utiliser dans la combinaison d'actions

| Combinaison | Actions permanentes G_d | | Actions variables Q_d | |
|------------------|---------------------------|--------------|-------------------------|----------------------|
| | Défavorables | Favorables | Dominante | Autres |
| Caractéristique | $G_{kj,sup}$ | $G_{kj,inf}$ | $Q_{k,1}$ | $\psi_{0,i} Q_{k,i}$ |
| Fréquente | $G_{kj,sup}$ | $G_{kj,inf}$ | $\psi_{1,1} Q_{k,1}$ | $\psi_{2,i} Q_{k,i}$ |
| Quasi-permanente | $G_{kj,sup}$ | $G_{kj,inf}$ | $\psi_{2,1} Q_{k,1}$ | $\psi_{2,i} Q_{k,i}$ |

A1.4.2 Critères d'aptitude au service

(1) Les états-limites de service dans les bâtiments doivent normalement tenir compte de critères portant par exemple sur la rigidité des planchers, des différences de niveaux de planchers, le déplacement horizontal d'étages et/ou de bâtiments et la rigidité des toits. Les critères de rigidité peuvent s'exprimer en termes de limites pour les flèches verticales et les vibrations. Les critères de déformation transversale peuvent s'exprimer en termes de limites pour les déplacements horizontaux.

(2) Il convient de spécifier les critères d'aptitude au service pour chaque projet et de les fixer en accord avec le client.

NOTE Les critères d'aptitude au service peuvent être définis dans l'Annexe Nationale.

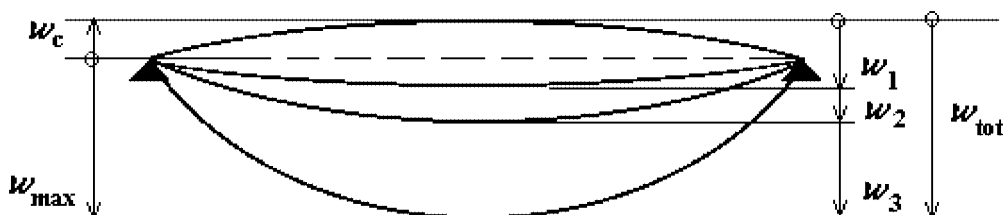
(3)P Les critères d'aptitude au service pour les déformations et les vibrations doivent être définis :

- en fonction de l'utilisation prévue ;
- en relation avec les exigences d'aptitude au service d'après 3.4 ;
- indépendamment des matériaux utilisés pour l'élément structural porteur.

A1.4.3 Déformations horizontales et verticales

(1) Il convient de calculer les déformations horizontales et verticales en conformité avec les EN 1992 à EN 1999, en utilisant les combinaisons d'actions appropriées selon les expressions (6.14a) à (6.16b), en prenant en compte les exigences d'aptitude au service données en 3.4(1). Une attention toute particulière sera accordée à la distinction entre états-limites réversibles et irréversibles.

(2) La Figure A1.1 représente schématiquement les flèches verticales.



Légende

- w_c Contreflèche dans l'élément structural non chargé
- w_1 Partie initiale de la flèche sous les charges permanentes de la combinaison d'actions correspondante selon les expressions (6.14a) à (6.16b).
- w_2 Partie à long terme de la flèche sous les charges permanentes.
- w_3 Partie additionnelle de la flèche due aux actions variables de la combinaison d'actions correspondante d'après les expressions (6.14a) à (6.16b).
- w_{tot} Flèche totale, soit somme de w_1 , w_2 , w_3 .
- w_{max} Flèche résiduelle totale compte tenu de la contreflèche.

Figure A1.1 — Définitions des flèches verticales

(3) Si le fonctionnement ou la détérioration de la structure, de finitions ou d'éléments non structuraux (par exemple, cloisons, parements) est considéré(e), il convient que la vérification de la flèche tienne compte des effets d'actions permanentes et variables qui s'exercent après l'exécution de l'élément ou de la finition concerné(e).

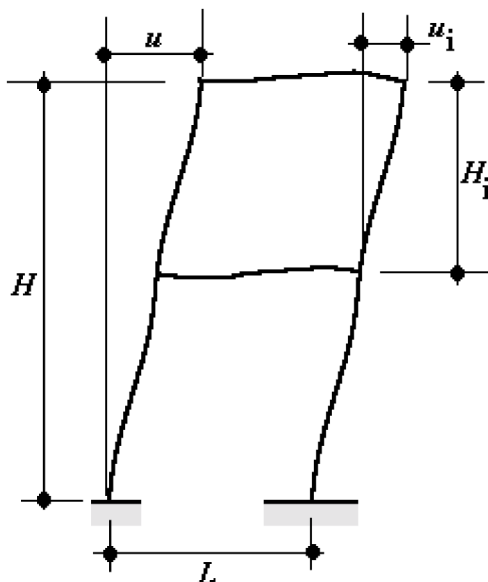
NOTE Les EN 1992 à EN 1999 et l'article 6.5.3 fournissent des indications sur les expressions (6.14a) à (6.16b) à utiliser.

(4) Si l'on considère l'aspect de la structure, il convient d'utiliser la combinaison quasi-permanente (expression 6.16b).

(5) Si le confort de l'utilisateur ou le fonctionnement des machines est considéré, il convient de tenir compte, dans la vérification, des effets des actions variables correspondantes.

(6) Il convient, lorsqu'il y a lieu, de prendre en compte les déformations à long terme dues au retrait, à la relaxation ou au fluage, et de les calculer à partir des effets des actions permanentes et des valeurs quasi-permanentes des actions variables.

(7) Les déplacements horizontaux sont représentés schématiquement sur la Figure A1.2.



Légende

u Déplacement horizontal général sur la hauteur H du bâtiment

u_i Déplacement horizontal sur la hauteur H_i d'un étage

Figure A1.2 — Définition des déplacements horizontaux

A1.4.4 Vibrations

(1) Pour obtenir un comportement satisfaisant des bâtiments et de leurs éléments structuraux aux vibrations dans les conditions d'aptitude au service, il convient que les aspects suivants soient, entre autres, pris en compte :

- le confort de l'utilisateur ;
- le fonctionnement de la structure ou de ses éléments structuraux (par exemple fissures dans les cloisons, dégât au parement, sensibilité du contenu du bâtiment aux vibrations).

Il convient que d'autres aspects soient pris en compte pour chaque projet, en accord avec le client.

(2) Pour l'état-limite de service d'une structure ou d'un élément structural à ne pas dépasser lorsqu'il ou elle est soumis(e) aux vibrations, il convient de maintenir la fréquence naturelle des vibrations de la structure ou de l'élément structural au-dessus de valeurs appropriées, selon la fonction du bâtiment et la source des vibrations, en accord avec le client et/ou l'autorité compétente.

(3) Si la fréquence naturelle des vibrations de la structure est inférieure à la valeur appropriée, il convient de procéder à une analyse plus affinée de la réponse dynamique de la structure, tenant compte de l'amortissement.

NOTE Voir les EN 1991-1-1, EN 1991-1-4 et ISO 10137, pour plus d'informations.

(4) Les sources possibles de vibration à considérer sont la marche, les mouvements synchronisés de personnes, les machines, les vibrations transmises au sol par le trafic, et les actions du vent. Il convient que ces sources, ainsi que d'autres, soient spécifiées pour chaque projet et convenues avec le client.

Annexe B (informative)

Gestion de la fiabilité structurale pour les constructions

B.1 Domaine et champ d'application

(1) La présente annexe fournit des informations supplémentaires sur l'article 2.2 (Gestion de la fiabilité) et sur les articles appropriés des EN 1991 à EN 1999.

NOTE Des règles de différenciation de la fiabilité ont été spécifiées pour des aspects particuliers dans les Eurocodes de projet, par exemple dans les EN 1992, EN 1993, EN 1996, EN 1997 et EN 1998.

(2) L'approche donnée dans la présente Annexe recommande les procédures suivantes pour la gestion de la fiabilité structurale des constructions (vis-à-vis des ELU, fatigue exclue).

a) En relation avec 2.2(5)b, des classes sont introduites et fondées sur les conséquences supposées de défaillance et l'exposition des constructions aux dangers potentiels ; B.3 présente une procédure autorisant une différenciation modérée, liée à ces classes, dans les coefficients partiels pour les actions et les résistances.

NOTE La classification de la fiabilité peut être représentée par des indices β (voir Annexe C) qui tiennent compte de la variabilité statistique supposée ou acceptée dans les effets d'actions et les résistances, et des incertitudes de modélisation.

b) En relation à 2.2(5)c et 2.2(5)d, B.4 et B.5 présentent une procédure autorisant une différenciation entre les constructions de diverses natures, dans les exigences pour les niveaux de qualité du projet et du processus d'exécution.

NOTE Ces mesures de gestion et de maîtrise de la qualité dans le projet, les dispositions constructives et l'exécution, données en B.4 et B.5, visent à éliminer les défaillances dues à des erreurs grossières, et à garantir les résistances prévues dans le projet.

(3) La procédure a été formulée de manière à produire un cadre pour permettre d'utiliser différents niveaux de fiabilité, si on le souhaite.

B.2 Symboles

Dans la présente Annexe, les symboles suivants s'appliquent :

K_{FI} Coefficient applicable aux actions pour différenciation de fiabilité.

β Indice de fiabilité.

B.3 Différenciation de la fiabilité

B.3.1 Classes de conséquences

(1) Aux fins de la différenciation de la fiabilité, des classes de conséquences (CC) peuvent être établies en tenant compte des conséquences de la défaillance ou du mauvais fonctionnement de la structure, telles que données dans le Tableau B.1.

Tableau B.1 — Définition des classes de conséquences

| Classe de conséquences | Description | Exemples de bâtiments et de travaux de génie civil |
|------------------------|---|---|
| CC3 | Conséquence élevée en termes de perte de vie humaine, <i>ou</i> conséquences économiques, sociales ou d'environnement très importantes | Tribunes, bâtiments publics où les conséquences de la défaillance seraient élevées (par exemple salle de concert) |
| CC2 | Conséquence moyenne en termes de perte de vie humaine, conséquences économiques, sociales ou d'environnement considérables | Bâtiments résidentiels et de bureaux, bâtiments publics où les conséquences de la défaillance seraient moyennes (par exemple bâtiment de bureaux) |
| CC1 | Conséquence faible en termes de perte de vie humaine, <i>et</i> conséquences économiques, sociales ou d'environnement faibles ou négligeables | Bâtiments agricoles normalement inoccupés (par exemple, bâtiments de stockage), serres |

(2) Le critère de classification des conséquences est l'importance de la structure ou de l'élément structural concerné, en termes de conséquences de la défaillance. Voir B.3.3.

(3) En fonction de la forme structurale et des décisions prises au cours du projet, des éléments particuliers de la structure peuvent être rangés dans la classe de conséquences identique, inférieure ou supérieure à celle de la structure entière.

NOTE Actuellement, les exigences de fiabilité sont associées aux éléments structuraux des constructions.

B.3.2 Différenciation par valeurs de β

(1) Les classes de fiabilité (RC) peuvent être définies en utilisant le concept d'indice de fiabilité β .

(2) Trois classes de fiabilité RC1, RC2 et RC3 peuvent être associées aux trois classes de conséquences CC1, CC2 et CC3.

(3) Le Tableau B.2 donne des valeurs minimales recommandées pour l'indice de fiabilité associé aux classes de fiabilité (voir également l'Annexe C).

Tableau B.2 — Valeurs minimales recommandées pour l'indice de fiabilité β (états-limites ultimes)

| Classe de fiabilité | Valeurs minimales pour β | |
|---------------------|--------------------------------|---------------------------|
| | Durée de référence 1 an | Durée de référence 50 ans |
| RC3 | 5,2 | 4,3 |
| RC2 | 4,7 | 3,8 |
| RC1 | 4,2 | 3,3 |

NOTE Un projet utilisant l'EN 1990 avec les coefficients partiels donnés dans l'Annexe A1 et les EN 1991 à 1999 est généralement considéré comme menant à une structure avec une valeur β supérieure à 3,8 pour une durée de référence de 50 ans. Des classes de fiabilité pour les éléments de la structure supérieures à RC3 ne sont pas abordées davantage dans la présente annexe, car ces structures exigent un examen particulier.

B.3.3 Différenciation par mesures relatives aux coefficients partiels

(1) Une manière d'obtenir une différenciation de la fiabilité consiste à distinguer des classes de coefficients γ_F à utiliser dans les combinaisons fondamentales pour les situations de projet durables. Par exemple, pour les mêmes niveaux de supervision de projet et de contrôle de l'exécution, il est possible d'appliquer un coefficient multiplicatif K_{FI} , voir Tableau B.3, aux coefficients partiels.

Tableau B.3 — Coefficient K_{FI} pour les actions

| Coefficient K_{FI} pour les actions | Classe de fiabilité | | |
|---------------------------------------|---------------------|-----|-----|
| | RC1 | RC2 | RC3 |
| K_{FI} | 0,9 | 1,0 | 1,1 |

NOTE Pour la classe RC3 notamment, d'autres mesures telles que celles décrites dans la présente Annexe sont normalement préférées à l'utilisation de coefficients K_{FI} . Il convient de n'appliquer K_{FI} qu'aux actions défavorables.

(2) La différenciation de la fiabilité peut être également obtenue en jouant sur des coefficients partiels pour la résistance γ_M . Cette approche n'est toutefois pas normalement utilisée. La vérification de la fatigue fait exception (voir EN 1993). Voir également B.6.

(3) Des mesures d'accompagnement, par exemple, le niveau de maîtrise de la qualité pour le projet et l'exécution de la structure, peuvent être associées aux classes de γ_F . Dans la présente Annexe, un système à trois niveaux a été adopté pour le contrôle pendant le projet et l'exécution. Des niveaux de supervision et des niveaux de contrôle de projet associés aux classes de fiabilité sont préconisés.

(4) Dans certains cas (par exemple poteaux d'éclairage, mâts), la structure pourrait être en RC1 pour des raisons d'économie, mais sera soumise à des niveaux de supervision de projet et de contrôle majorés.

B.4 Différenciation de la supervision de projet

(1) La différenciation de la supervision de projet consiste en différentes mesures organisationnelles de maîtrise de la qualité qui peuvent être utilisées ensemble. Par exemple, la définition du niveau de supervision de projet (B.4(2)) peut être utilisée avec d'autres mesures, telles que la classification des projeteurs et des autorités de contrôle (B.4(3)).

(2) Le Tableau B.4 présente trois niveaux de supervision de projet (en anglais DSL) possibles. Ces niveaux peuvent être liés à la classe de fiabilité sélectionnée ou choisie selon l'importance de la structure et en conformité avec les exigences Nationales ou l'exposé du projet, et mis en œuvre par des mesures de gestion de la qualité appropriées. Voir 2.5.

Tableau B.4 — Niveaux de supervision de projet (DSL)

| Niveaux de supervision de projet | Caractéristiques | Exigences minimales recommandées pour le contrôle des calculs, des plans et des spécifications |
|----------------------------------|---------------------|---|
| DSL3 lié à RC3 | Supervision élargie | Contrôle par tierce partie : Contrôle réalisé par un organisme différent de celui qui a préparé le projet |
| DSL2 lié à RC2 | Supervision normale | Contrôle réalisé par des personnes différentes de celles initialement responsables et en conformité avec la procédure de l'organisme. |
| DSL1 lié à RC1 | Supervision normale | Auto-contrôle : Contrôle réalisé par la personne qui a préparé le projet |

(3) La différenciation de la supervision de projet peut également inclure une classification des projeteurs et/ou des inspecteurs de projet (vérificateurs, autorités de contrôle, etc.), en fonction de leur compétence et de leur expérience, de leur organisation interne, pour le type concerné de la construction en cours de projet.

NOTE La nature de la construction, les matériaux utilisés et les formes structurales peuvent influencer sur cette classification.

(4) Un autre moyen de différenciation de la supervision de projet peut consister en une évaluation détaillée plus affinée de la nature et de la grandeur des actions auxquelles doit résister la structure, ou en un système de gestion des charges de projet pour maîtriser activement ou passivement (restreindre) ces actions.

B.5 Contrôle pendant l'exécution

(1) Trois niveaux de contrôle (en anglais IL) peuvent être introduits, comme illustré dans le Tableau B.5. Les niveaux de contrôle peuvent être liés aux classes de gestion de la qualité sélectionnées et mises en œuvre par des mesures de gestion de la qualité appropriées. Voir 2.5. D'autres informations sont fournies dans les normes d'exécution correspondantes référencées par les EN 1992 à EN 1996 et EN 1999.

Tableau B.5 — Niveaux de contrôle (IL)

| Niveaux de contrôle | Caractéristiques | Exigences |
|---------------------|------------------|---|
| IL3 Lié à RC3 | Contrôle étendu | Contrôle par tierce partie |
| IL2 Lié à RC2 | Contrôle normal | Contrôle conforme aux procédures de l'organisme |
| IL1 Lié à RC1 | Contrôle normal | Auto-contrôle |

NOTE Les niveaux de contrôle définissent les sujets à couvrir par le contrôle des produits et de l'exécution des travaux, y compris le domaine du contrôle. Les règles varieront ainsi d'un matériau de structure à un autre, et sont à présenter dans les normes d'exécution correspondantes.

B.6 Coefficients partiels pour les propriétés de résistance

(1) Un coefficient partiel à appliquer à une propriété d'un matériau ou d'un produit, ou à la résistance d'un élément, peut être réduit si une classe de contrôle supérieure à celle exigée selon le Tableau B.5, et/ou des exigences plus sévères, sont utilisées.

NOTE 1 Pour vérifier par des essais la pertinence de cette réduction, voir la section 5 et l'Annexe D.

NOTE 2 Des règles pour divers matériaux peuvent être données directement ou par renvoi dans les EN 1992 à EN 1999.

NOTE 3 Une telle réduction, qui tient compte par exemple des incertitudes de modélisation et des écarts de dimension, n'est pas une mesure de différenciation de la fiabilité : il ne s'agit que d'une mesure de compensation pour maintenir le niveau de fiabilité en fonction de l'efficacité des mesures de contrôle.

Annexe C (informative)

Base pour la méthode des coefficients partiels et l'analyse de la fiabilité

C.1 Domaine et champ d'application

(1) La présente annexe fournit des informations et le contexte théorique pour la méthode des coefficients partiels décrite dans la section 6 et l'Annexe A. La présente annexe constitue également une base d'introduction à l'Annexe D, et est en relation avec le contenu de l'Annexe B.

(2) La présente annexe fournit également des informations sur :

- les méthodes de fiabilité structurale ;
- l'application de la méthode fiabiliste à la calibration des valeurs de calcul et/ou des coefficients partiels dans les expressions déterminant le dimensionnement ;
- les formats de vérification de projet dans les Eurocodes.

C.2 Symboles

Dans la présente Annexe, les symboles suivants s'appliquent.

Lettres majuscules latines

P_f Probabilité de défaillance

Prob(X) Probabilité

P_s Probabilité de survie

Lettres minuscule latines

a Propriété géométrique

g Fonction de performance

Lettres majuscules grecques

Φ Fonction de distribution cumulée de la distribution Normale standard

C.2.1 Lettres minuscules grecques

α_E Coefficient de sensibilité FORM (Méthode de Fiabilité du Premier Ordre) pour les effets des actions

α_R Coefficient de sensibilité FORM (Méthode de Fiabilité du Premier Ordre) pour la résistance

β Indice de fiabilité

θ Incertitude de modélisation

μ_X Valeur moyenne de X

σ_X Écart type de X

V_X Coefficient de variation de X

C.3 Introduction

(1) Dans la méthode des coefficients partiels, on donne aux variables de base (actions, résistances et propriétés géométriques) des valeurs de calcul en utilisant des coefficients partiels et des coefficients ψ , et une vérification est effectuée pour s'assurer qu'aucun état-limite concerné n'a été dépassé. Voir C.7.

NOTE La Section 6 décrit les valeurs de calcul pour les actions et les effets des actions, et les valeurs de calcul des propriétés de matériaux et de produits, et des données géométriques.

(2) Il existe en principe deux façons de déterminer les valeurs numériques des coefficients partiels et des coefficients ψ :

a) La première consiste à calibrer les coefficients par rapport à une longue expérience acquise dans la construction traditionnelle.

NOTE C'est le principe qui sous-tend la plupart des coefficients partiels et des coefficients ψ proposés dans les Eurocodes actuellement disponibles.

b) La deuxième est fondée sur l'évaluation statistique de données recueillies en laboratoire ou sur le terrain. (Il convient alors d'opérer dans le cadre d'une théorie probabiliste de la fiabilité).

(3) Lorsqu'on utilise la méthode 2b), directement ou en combinaison avec la méthode 2a), il convient de calibrer les coefficients partiels des états-limites ultimes pour différents matériaux et actions de manière que les niveaux de fiabilité pour des structures représentatives soient aussi proches que possible de l'indice cible de fiabilité. Voir C.6.

C.4 Survol des méthodes de la fiabilité

(1) La Figure C.1 présente un survol schématique des différentes méthodes disponibles pour calibrer les équations de dimensionnement aux coefficients partiels (états-limites) et la relation qui les lie.

(2) Les procédures probabilistes de calibration des coefficients partiels peuvent être divisées en deux catégories principales :

- méthodes intégralement probabilistes (Niveau III) ;
- et méthodes fiabilistes du premier ordre (FORM) (Niveau II).

NOTE 1 Les méthodes intégralement probabilistes (Niveau III) donnent, en principe, des réponses correctes au problème de la fiabilité, comme indiqué. Les méthodes de Niveau III sont rarement utilisées dans la calibration de codes de projet, en raison du manque fréquent de données statistiques.

NOTE 2 Les méthodes de Niveau II utilisent certaines approximations bien définies et conduisent à des résultats qui peuvent être considérés comme suffisamment précis pour la plupart des applications structurales.

(3) Dans les deux méthodes de Niveau II et de Niveau III, la mesure de la fiabilité doit être identifiée avec la probabilité de survie $P_s = (1 - P_f)$, où P_f est la probabilité de défaillance pour le mode de défaillance considéré, au cours d'une durée de référence appropriée. Si la probabilité de défaillance calculée est supérieure à une valeur cible prédéterminée P_0 , il convient de considérer la structure comme dangereuse.

NOTE La «probabilité de défaillance» et l'indice de fiabilité qui lui correspond (voir C.5) ne sont que des valeurs conventionnelles qui ne représentent pas nécessairement les taux réels de défaillance, mais sont utilisées comme valeurs opérationnelles aux fins de calibration des codes et de comparaison de niveaux de fiabilité des structures.

(4) Les Eurocodes ont été essentiellement fondés sur la méthode a (voir Figure C.1). La méthode c ou des méthodes équivalentes ont été utilisées par la suite pour le développement des Eurocodes.

NOTE Un exemple de méthode équivalente est le dimensionnement assisté par l'expérimentation (voir l'Annexe D).

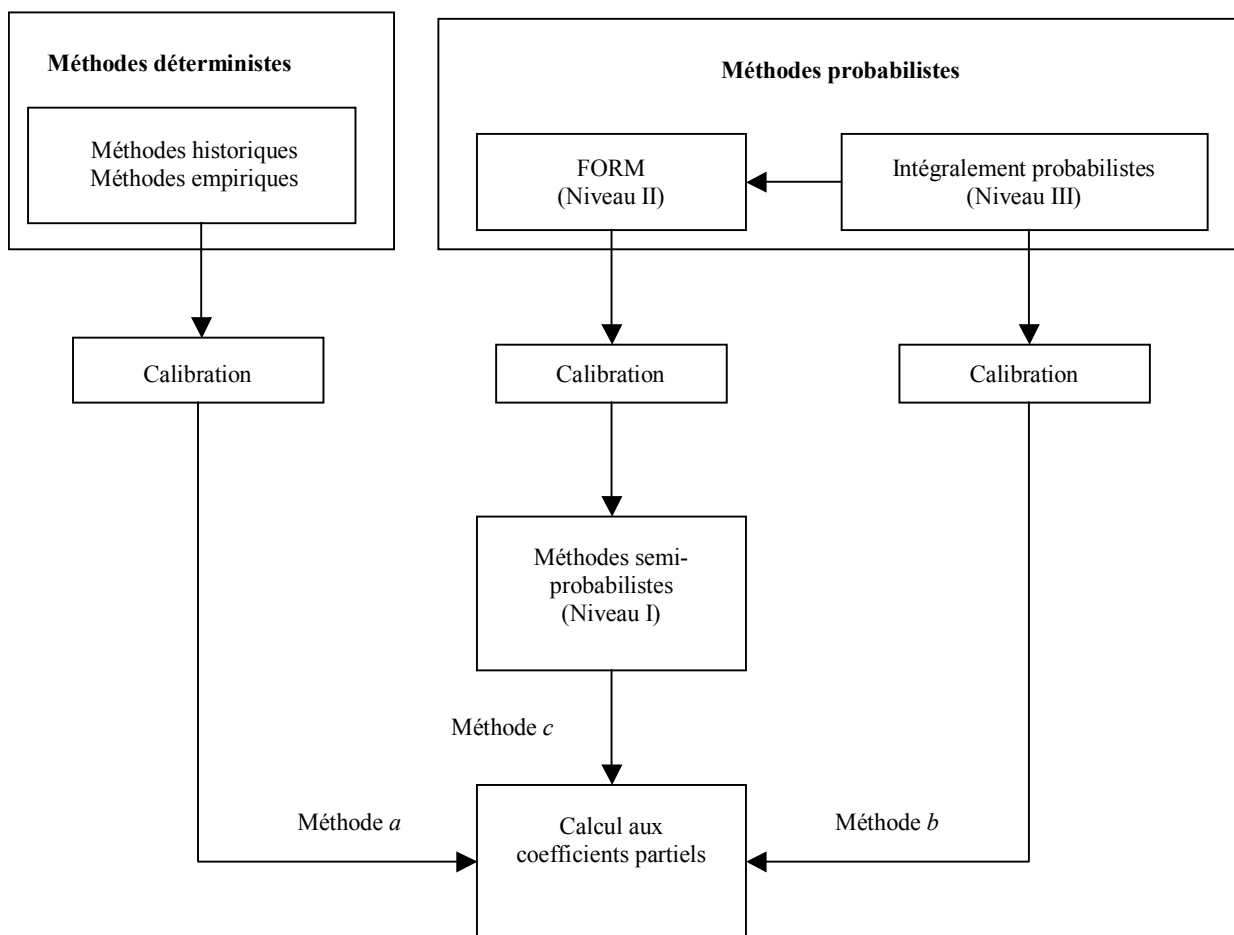


Figure C.1 — Survol des méthodes de la fiabilité

C.5 Indice de fiabilité β

Dans les procédures de Niveau II, une autre mesure de la fiabilité est, par convention, définie par l'indice de fiabilité β , qui est rattaché à P_f par :

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad \dots (C.1)$$

où Φ est la fonction de distribution cumulée de la distribution Normale standard. La relation entre Φ et β est donnée au Tableau C.1.

Tableau C.1 — Relation entre β et P_f

| | | | | | | | |
|---------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| P_f | 10^{-1} | 10^{-2} | 10^{-3} | 10^{-4} | 10^{-5} | 10^{-6} | 10^{-7} |
| β | 1,28 | 2,32 | 3,09 | 3,72 | 4,27 | 4,75 | 5,20 |

(2) La probabilité de défaillance P_f peut être exprimée par une fonction de performance g , de sorte qu'une structure est considérée comme survivante si $g > 0$ et défaillante si $g \leq 0$:

$$P_f = \text{Prob}(g \leq 0) \quad \dots (C.2a)$$

Si R est la résistance et E l'effet des actions, la fonction de performance g est :

$$g = R - E \quad \dots (C.2b)$$

R , E et g étant des variables aléatoires.

(3) Si g est Normalement distribuée, β a la valeur :

$$\beta = \frac{\mu_g}{\sigma_g} \quad \dots \text{ (C.2c)}$$

où :

μ_g est la valeur moyenne de g ;

et

σ_g est son écart-type ;

de telle sorte que :

$$\mu_g - \beta\sigma_g = 0 \quad \dots \text{ (C.2d)}$$

et

$$P_f = \text{Prob}(g \leq 0) = \text{Prob}(g \leq \mu_g - \beta\sigma_g) \quad \dots \text{ (C.2e)}$$

Pour d'autres distributions de g , β n'est qu'une mesure conventionnelle de la fiabilité $P_s = (1 - P_f)$.

C.6 Valeurs cibles de l'indice de fiabilité β

Le Tableau C.2 présente des valeurs cibles de l'indice de fiabilité β pour différentes situations de projet, et pour des durées de référence de 1 an et de 50 ans. Les valeurs de β dans le Tableau C.2 correspondent à des niveaux de sécurité pour des éléments structuraux de classe de fiabilité RC2 (voir Annexe B).

NOTE 1 Pour ces évaluations de β ,

- des distributions lognormales ou de Weibull ont été habituellement utilisées pour les paramètres de résistance structurale et de matériaux et les incertitudes de modèle ;
- des distributions Normales ont été habituellement utilisées pour le poids propre ;
- pour des vérifications ne mettant pas en jeu des phénomènes de fatigue, des distributions Normales ont, dans un but de simplification, été utilisées pour les actions variables. Des distributions de valeurs extrêmes seraient plus appropriées.

NOTE 2 Lorsque l'incertitude principale provient d'actions qui ont des maxima statistiquement indépendants chaque année, les valeurs de β pour une durée de référence différente peuvent être calculées en utilisant l'expression suivante :

$$\Phi(\beta_n) = [\Phi(\beta_1)]^n \quad \dots \text{ (C.3)}$$

où :

β_n est l'indice de fiabilité pour une durée de référence de n ans ;

β_1 est l'indice de fiabilité pour un an.

Tableau C.2 — Indice cible de fiabilité β pour des éléments structuraux de Type RC2 ¹⁾

| État-limite | Indice cible de fiabilité | |
|---|---------------------------|-------------------------|
| | 1 an | 50 ans |
| Ultime | 4,7 | 3,8 |
| Fatigue | | 1,5 à 3,8 ²⁾ |
| Aptitude au service (irréversible) | 2,9 | 1,5 |
| 1) Voir Annexe B. | | |
| 2) Dépend du niveau d'inspectabilité, de réparabilité et de tolérance aux dommages. | | |

(2) La fréquence de défaillance réelle dépend significativement des erreurs humaines, lesquelles ne sont pas prises en compte dans la méthode des coefficients partiels. (Voir Annexe B). Ainsi, β ne fournit pas nécessairement une indication de la fréquence réelle de défaillance structurale.

C.7 Approche pour une calibration des valeurs de calcul

(1) Dans la méthode des valeurs de calcul pour la vérification de la fiabilité (voir Figure C.1), des valeurs de calcul doivent être définies pour toutes les variables de base. Un dimensionnement est considéré comme suffisant si les états-limites ne sont pas atteints lorsque les valeurs de calcul sont introduites dans les modèles d'analyse. En notation symbolique, l'expression se présente ainsi :

$$E_d < R_d \quad \dots \text{ (C.4)}$$

où l'indice «d» signifie qu'il s'agit des valeurs de calcul. C'est le moyen par lequel on vérifie en pratique que l'indice de fiabilité β est égal ou supérieur à la valeur cible.

E_d et R_d peuvent s'exprimer sous une forme partiellement symbolique :

$$E_d = E \{ F_{d1}, F_{d2}, \dots, a_{d1}, a_{d2}, \dots, \theta_{d1}, \theta_{d2}, \dots \} \quad \dots \text{ (C.5a)}$$

$$R_d = R \{ X_{d1}, X_{d2}, \dots, a_{d1}, a_{d2}, \dots, \theta_{d1}, \theta_{d2}, \dots \} \quad \dots \text{ (C.5b)}$$

où :

E est l'effet des actions ;

R est la résistance ;

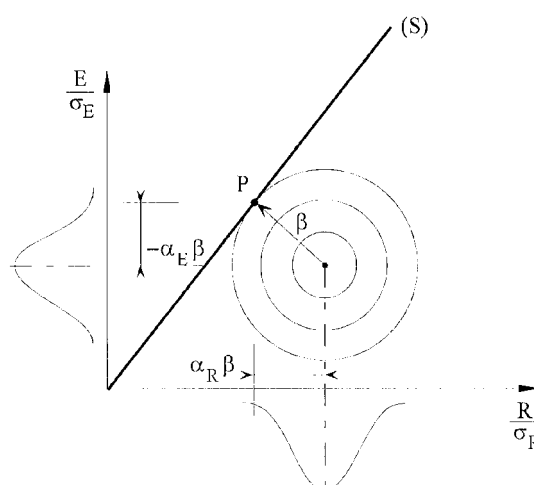
F est l'action ;

X est la propriété du matériau ;

a est la propriété géométrique ;

θ est l'incertitude du modèle.

Une formulation plus générale peut être nécessaire pour exprimer un état-limite, pour des états-limites particuliers (par exemple pour la fatigue).



(S) frontière du domaine de défaillance $g = R - E = 0$

P point de calcul

Figure C.2 — Point de calcul et indice de fiabilité β selon la méthode de fiabilité du premier ordre (FORM) pour des variables ayant des distributions Normales et non corrélées

(2) Il convient de baser les valeurs de calcul sur les valeurs des variables de base au point de calcul FORM, qui peut être défini comme le point de la surface de défaillance ($g = 0$) le plus proche du point moyen dans l'espace des variables normalisées (tel que représenté sur le diagramme de la Figure C.2).

(3) Il convient de définir les valeurs de calcul des effets d'actions E_d et des résistances R_d de manière que la probabilité d'avoir une valeur plus défavorable soit la suivante :

$$P(E > E_d) = \Phi (+ a_E \beta) \quad \dots \text{ (C.6a)}$$

$$P(R \leq R_d) = \Phi (- a_R \beta) \quad \dots \text{ (C.6b)}$$

où :

β est l'indice cible de fiabilité (voir C.6) ;

a_E et a_R , avec $|a| \leq 1$ sont les valeurs des coefficients de sensibilité FORM. La valeur de a est négative pour les actions et effets d'actions défavorables, et positive pour les résistances.

a_E et a_R peuvent être respectivement pris égaux à $-0,7$ et $0,8$ dans les expressions (C.6a) et (C.6b) à condition que :

$$0,16 < \sigma_E / \sigma_R < 7,6 \quad \dots \text{ (C.7)}$$

où σ_E et σ_R sont respectivement les écarts-types de l'effet des actions et de la résistance.

Ceci donne :

$$P(E > E_d) = \Phi (-0,7\beta) \quad \dots \text{ (C.8a)}$$

$$P(R \leq R_d) = \Phi (-0,8\beta) \quad \dots \text{ (C.8b)}$$

(4) Lorsque la condition (C.7) n'est pas satisfaite, il convient d'utiliser $a = \pm 1,0$ pour la variable qui a l'écart-type le plus grand, et $a = \pm 0,4$ pour la variable qui a l'écart-type le plus petit.

(5) Lorsque le modèle des actions contient plusieurs variables de base, il convient d'utiliser l'expression (C.8a) pour la seule variable dominante. Pour les actions d'accompagnement, les valeurs de calcul peuvent être définies par :

$$P(E > E_d) = \Phi (-0,4 \times 0,7 \times \beta) = \Phi (-0,28\beta) \quad \dots \text{ (C.9)}$$

NOTE Pour $\beta = 3,8$, les valeurs définies par l'expression (C.9) correspondent approximativement au fractile 0,90.

(6) Il convient d'utiliser les expressions fournies dans le Tableau C.3 pour déterminer les valeurs de calcul de variables ayant la distribution de probabilité indiquée.

Tableau C.3 — Valeurs de calcul pour diverses fonctions de distribution

| Distribution | Valeurs de calcul |
|--------------|--|
| Normale | $\mu - a\beta\sigma$ |
| Lognormale | $\mu \exp(-a\beta V)$ pour $V = \sigma/\mu < 0,2$ |
| De Gumbel | $u - \frac{1}{a} \ln \{-\ln \Phi(-\alpha\beta)\}$ <p>où $u = \mu - \frac{0,577}{a}$; $a = \frac{\pi}{\sigma\sqrt{6}}$</p> |

NOTE Dans ces expressions μ , σ et V sont, respectivement, la valeur moyenne, l'écart-type et le coefficient de variation d'une variable donnée. Pour des actions variables, ces valeurs doivent être basées sur la même durée de référence que pour β .

(7) Une méthode d'obtention du coefficient partiel correspondant consiste à diviser la valeur de calcul d'une action variable par sa valeur caractéristique ou représentative.

C.8 Formats de vérification de la fiabilité dans les Eurocodes

(1) Dans les EN 1990 à EN 1999, les valeurs de calcul des variables de base, X_d et F_d , ne sont généralement pas introduites directement dans les équations de calcul aux coefficients partiels. Les variables de base sont introduites par leurs valeurs représentatives X_{rep} et F_{rep} , qui peuvent être définies comme :

- des valeurs caractéristiques, à savoir des valeurs pour lesquelles une probabilité de dépassement a été prescrite ou recherchée, par exemple pour des actions, des propriétés de matériaux et des propriétés géométriques (voir 1.5.3.14, 1.5.4.1 et 1.5.5.1, respectivement) ;
- des valeurs nominales, qui sont traitées comme valeurs caractéristiques pour des propriétés de matériaux (voir 1.5.4.3) et comme valeurs de calcul pour des propriétés géométriques (voir 1.5.5.2).

(2) Il convient de diviser et/ou multiplier les valeurs représentatives X_{rep} et F_{rep} , respectivement, par les coefficients partiels appropriés pour obtenir les valeurs de calcul X_d et F_d .

NOTE Voir également l'expression (C.10).

(3) Les valeurs de calcul d'actions F , de propriétés de matériaux X et de propriétés géométriques a sont données, respectivement, dans les expressions (6.1), (6.3) et (6.4).

Lorsqu'une valeur supérieure d'une résistance de calcul est utilisée (voir 6.3.3), l'expression (6.3) prend la forme :

$$X_d = \eta \gamma_{fM} X_{k,sup} \quad \dots (C.10)$$

où γ_{fM} est un coefficient approprié supérieur à 1.

NOTE L'expression (C.10) peut être utilisée pour le dimensionnement en capacité.

(4) Les valeurs de calcul des incertitudes de modèle peuvent être incorporées dans les formules de dimensionnement à travers les coefficients partiels γ_{Sd} et γ_{Rd} appliqués au modèle global, de telle sorte que :

$$E_d = \gamma_{Sd} E \{ \gamma_{gi} G_{kj}; \gamma_P P; \gamma_{q1} Q_{k1}; \gamma_{qi} \psi_{0i} Q_{k,i}; (a_d \dots) \} \quad \dots (C.11)$$

$$R_d = R \{ \eta X_k / \gamma_m; a_d \dots \} / \gamma_{Rd} \quad \dots (C.12)$$

(5) Le coefficient ψ qui tient compte des réductions dans les valeurs de calcul d'actions variables, est appliqué sous forme de ψ_0 , ψ_1 ou ψ_2 aux actions variables d'accompagnement se produisant simultanément.

(6) Les simplifications suivantes peuvent être apportées aux expressions (C.11) et (C.12), si besoin est.

a) Côté charges (pour une action unique ou si la linéarité des effets d'actions existe) :

$$E_d = E \{ \gamma_{F,i} F_{rep,i}; a_d \} \quad \dots (C.13)$$

b) Côté résistance, le format général est donné dans les expressions (6.6), et d'autres simplifications peuvent être fournies dans l'Eurocode de projet correspondant. Il convient de n'apporter des simplifications que si le niveau de fiabilité n'en est pas réduit.

NOTE Les modèles non-linéaires des actions et résistance, et les modèles des actions ou de résistances comportant de multiples variables, se rencontrent couramment dans les Eurocodes. Dans ces cas, les relations ci-dessus deviennent plus complexes.

C.9 Coefficients partiels dans l'EN 1990

(1) Les différents coefficients partiels donnés dans l'EN 1990 sont définis en 1.6.

(2) La relation entre les coefficients partiels individuels dans les Eurocodes est schématiquement représentée à la Figure C.3.

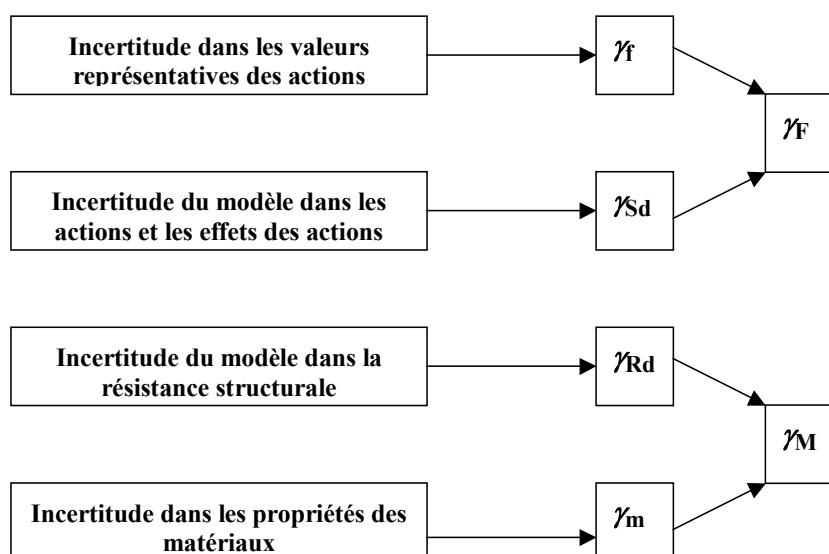


Figure C.3 — Relation entre les coefficients partiels individuels

C.10 Coefficients ψ_0

(1) Le Tableau C.4 donne des expressions permettant d'obtenir les coefficients ψ_0 (voir Section 6), dans le cas de deux actions variables.

(2) Les expressions du Tableau C.4 ont été déterminées en utilisant les hypothèses et conditions suivantes :

- les deux actions à combiner sont indépendantes l'une de l'autre ;
- l'intervalle de base (T_1 ou T_2) de chaque action est constant ; T_1 est le plus grand des deux intervalles ;
- les valeurs des actions dans leurs intervalles de base respectifs sont constantes ;
- les grandeurs d'une action dans différents intervalles de base ne sont pas corrélées ;
- les deux actions appartiennent à des processus ergodiques.

Les fonctions de distribution du Tableau C.4 concernent des maxima au cours de la durée de référence T . Ces fonctions de distribution sont des fonctions complètes qui tiennent compte de la probabilité qu'une action ait une valeur nulle pendant certaines périodes.

Tableau C.4 — Expressions pour ψ_0 dans le cas de deux actions variables

| Distribution | $\psi_0 = F_{\text{d'accompagnement}} / F_{\text{dominante}}$ |
|---|---|
| Générale | $\frac{F_s^{-1}\left\{\Phi(0,4\beta)^{N_1}\right\}}{F_s^{-1}\left\{\Phi(0,7\beta)^{N_1}\right\}}$ <p>avec $\beta' = -\Phi^{-1}\left\{\Phi(-0,7\beta)/N_1\right\}$</p> |
| Approximation pour N_1 très grand | $\frac{F_s^{-1}\left\{\exp\left[-N_1\Phi(-0,4\beta')\right]\right\}}{F_s^{-1}\left\{\Phi(0,7\beta)\right\}}$ <p>avec $\beta' = -\Phi^{-1}\left\{\Phi(-0,7\beta)/N_1\right\}$</p> |
| Normale (approximation) | $\frac{1 + (0,28\beta - 0,7 \ln N_1)V}{1 + 0,7\beta V}$ |
| De Gumbel (approximation) | $\frac{1 - 0,78 \sqrt{0,58 + \ln(-\ln \Phi(0,28\beta)) + \ln N_1}}{1 - 0,78 \sqrt{0,58 + \ln(-\ln \Phi(0,7\beta))}}$ |
| <p>$F_s(\cdot)$ fonction de répartition de probabilité de la valeur extrême de l'action d'accompagnement au cours de la durée de référence T ;</p> <p>$\Phi(\cdot)$ fonction de répartition Normale standard ;</p> <p>T durée de référence ;</p> <p>T_1 le plus grand intervalle de base pour les actions à combiner ;</p> <p>N_1 rapport T / T_1, arrondi à l'entier le plus proche ;</p> <p>β indice de fiabilité ;</p> <p>V coefficient de variation de l'action d'accompagnement pour la durée de référence.</p> | |

Annexe D (informative)

Dimensionnement assisté par l'expérimentation

D.1 Domaine et champ d'application

(1) La présente annexe fournit des indications sur les paragraphes 3.4, 4.2 et 5.2.

(2) La présente annexe n'est pas destinée à remplacer les règles d'acceptation données dans des spécifications européennes harmonisées de produits, d'autres spécifications de produits ou des normes d'exécution.

D.2 Symboles

Dans la présente annexe, les symboles suivants s'appliquent.

Majuscules latines

$E(.)$ Valeur moyenne de $(.)$

V Coefficient de variation [$V = (\text{écart-type}) / (\text{valeur moyenne})$]

V_X Coefficient de variation de X

V_δ Estimateur pour le coefficient de variation du terme d'erreur δ

\underline{X} Ensemble de j variables de base $X_1 \dots X_j$

$X_{k(n)}$ Valeur caractéristique, y compris l'incertitude statistique pour un échantillon de taille n , tout facteur de conversion exclu

\underline{X}_m Ensemble de valeurs moyennes des variables de base

\underline{X}_n Ensemble de valeurs nominales des variables de base

Minuscules latines

b Facteur de correction

b_i Facteur de correction pour éprouvette i

$g_{rt}(\underline{X})$ Fonction de résistance (des variables de base \underline{X}) utilisée comme modèle de calcul

$k_{d,n}$ Facteur de fractile de calcul

k_n Facteur de fractile caractéristique

m_X Moyenne des résultats de n échantillons

n Nombre d'expériences ou de résultats d'essais numériques

r Valeur de la résistance

r_d Valeur de calcul de la résistance

r_e Valeur expérimentale de la résistance

r_{ee} Valeur extrême (maximale or minimale) de la résistance expérimentale (à savoir, la valeur de r_e qui s'écarte le plus de la valeur moyenne r_{em})

r_{ei} Résistance expérimentale pour l'éprouvette i

r_{em} Valeur moyenne de la résistance expérimentale

r_k Valeur caractéristique de la résistance

r_m Valeur de la résistance calculée en utilisant les valeurs moyennes \underline{X}_m des variables de base

r_n Valeur nominale de la résistance

r_t Résistance théorique déterminée à partir de la fonction de résistance $g_{rt}(\underline{X})$

r_{ti} Résistance théorique déterminée en utilisant les paramètres mesurés \underline{X} pour l'éprouvette i

- s Estimation de l'écart-type σ
 s_{Δ} Estimation de σ_{Δ}
 s_{δ} Estimation de σ_{δ}

Majuscules grecques

- Φ Fonction de répartition de la distribution Normale standard
 Δ Logarithme du terme d'erreur δ [$\Delta_i = \ln(\delta_i)$]
 $\bar{\Delta}$ Estimation de $E(\Delta)$

Minuscules grecques

- a_E Facteur de sensibilité FORM (Méthode de Fiabilité du Premier Ordre) pour les effets d'actions
 a_R Facteur de sensibilité FORM (Méthode de Fiabilité du Premier Ordre) pour la résistance
 β Indice de fiabilité
 γ_M^* Coefficient partiel corrigé pour les résistances [$\gamma_M^* = r_n/r_d$, d'où $\gamma_M^* = k_c \gamma_M$]
 δ Terme d'erreur
 δ_i Terme d'erreur observé pour l'éprouvette i , obtenu en comparant la résistance expérimentale r_{ei} à la résistance théorique ayant été l'objet d'une correction moyenne br_{fi}
 η_d Valeur de calcul du coefficient éventuel de conversion (pour autant qu'elle ne soit pas incluse dans le coefficient partiel pour la résistance γ_M)
 η_K Facteur de réduction applicable dans le cas d'une connaissance antérieure
 σ Écart-type ($\sigma = \sqrt{\text{variance}}$)
 σ_{Δ}^2 Variance du terme Δ

D.3 Types d'essais

(1) Une distinction doit être faite entre les types d'essais suivants :

- les essais destinés à déterminer directement la résistance ultime ou les propriétés d'aptitude au service de structures ou d'éléments structuraux pour des conditions données de chargement. De tels essais peuvent être réalisés, par exemple, pour des charges d'incendie, des charges de fatigue ou des chocs ;
- les essais permettant de déterminer des propriétés spécifiques de matériaux par des procédures d'essais spécifiées ; par exemple essais de sols in situ ou en laboratoire, ou essais de matériaux nouveaux ;
- les essais destinés à réduire les incertitudes des paramètres de modèles de charges ou d'effets de charge ; par exemple par des essais en soufflerie, ou dans des essais pour déterminer des actions dues aux vagues ou aux courants ;
- les essais destinés à réduire les incertitudes des paramètres utilisés dans des modèles de résistance ; par exemple essais d'éléments structuraux ou d'ensembles d'éléments structuraux (par exemple, structures de plancher ou de toit) ;
- les essais permettant de contrôler l'identité ou la qualité de produits livrés, ou l'homogénéité des caractéristiques d'une production ; par exemple essais de câbles pour ponts, ou essais d'éprouvettes de béton ;
- les essais effectués en cours d'exécution pour obtenir les informations nécessaires sur une partie de celle-ci ; par exemple essais de résistance de pieux, essais de forces dans des câbles en cours d'exécution ;
- les essais de contrôle destinés à vérifier le comportement d'une structure réelle ou d'éléments structuraux après leur achèvement, par exemple pour mesurer une flèche élastique, des fréquences ou l'amortissement de vibrations.

(2) Pour les types d'essais (a), (b), (c), (d), il convient, dans la mesure du possible, de déterminer les valeurs de calcul à partir des résultats d'essais en appliquant des techniques statistiques admises. Voir D.5 à D.8.

NOTE Des techniques spéciales peuvent être nécessaires pour évaluer les résultats d'essais de type (c).

(3) Les essais de types (e), (f), (g) peuvent être considérés comme essais d'acceptation lorsqu'aucun résultat d'essai n'est disponible lors de l'établissement du projet. Il convient que les valeurs de calcul soient des estimations prudentes qu'on considère pouvoir satisfaire aux critères d'acceptation (essais (e), (f), (g)), lors d'une étape ultérieure.

D.4 Planification des essais

(1) Avant d'effectuer les essais, il convient d'arrêter un programme d'essais avec l'organisme qui en est chargé. Ce programme contiendra les objectifs des essais et toutes les spécifications nécessaires à la sélection ou à la production des éprouvettes, à la réalisation des essais et à leur évaluation. Il convient que le programme d'essai couvre les éléments suivants :

- objet des essais ;
- prévision des résultats des essais,
- spécification des éprouvettes et échantillonnage,
- spécifications de chargement,
- dispositifs d'essai,
- mesurages,
- évaluation et rapport des essais.

Objet des essais : Il convient de formuler clairement les objectifs des essais, par exemple les propriétés requises, l'influence de certains paramètres de calcul auxquels on donne diverses valeurs lors des essais, et la plage de validité. Il convient que les limitations des essais et les conversions nécessaires (par exemple effets de mise à l'échelle) soient spécifiées.

Prévision des résultats des essais : Il convient de tenir compte de toutes les propriétés et circonstances susceptibles d'influer sur la prévision des résultats des essais, notamment :

- paramètres géométriques et leur variabilité ;
- imperfections géométriques ;
- propriétés des matériaux ;
- paramètres dépendant des procédures de fabrication et de mise en œuvre ;
- effets d'échelle de conditions environnementales, en prenant en compte, le cas échéant, le programme détaillé d'application des charges.

Il convient de décrire les modes de défaillance et/ou les modèles de calcul prévus, avec les variables correspondantes. En cas de doutes sérieux sur les modes de défaillance que l'on s'attend à rencontrer pendant les essais, il convient de mettre au point le programme des essais sur la base d'essais pilotes d'accompagnement.

NOTE L'attention doit être portée au fait qu'un élément structural peut posséder plusieurs modes de défaillance fondamentalement différents.

Spécification des éprouvettes et échantillonnage : Il convient de spécifier les éprouvettes ou de les obtenir par échantillonnage, de manière à représenter les conditions de la structure réelle.

Les facteurs à prendre en compte incluent :

- les dimensions et tolérances ;
- le matériau et la fabrication de prototypes ;
- le nombre d'éprouvettes ;
- les procédures d'échantillonnage ;
- conditions aux limites imposées lors des essais.

Il convient d'adopter comme objectif de la procédure d'échantillonnage l'obtention d'un échantillon statistiquement représentatif.

Il convient de porter l'attention à toute différence entre les éprouvettes et la population de produits, susceptible d'influer sur les résultats d'essais.

Spécifications de chargement : Il convient de spécifier les conditions de chargement et d'environnement des essais, notamment :

- les points de chargement ;
- l'historique du chargement ;
- les conditions aux limites imposées lors des essais ;
- les températures ;
- le taux d'humidité ;
- chargement par déformations ou forces contrôlées, etc.

Il convient de choisir le programme détaillé d'application des charges de manière qu'il représente l'utilisation escomptée de l'élément structural, dans des conditions d'utilisation normales aussi bien que sévères. Il convient de prendre en compte les interactions entre la réponse structurale et l'appareil utilisé pour appliquer la charge, si elles sont importantes.

Si le comportement structural dépend des effets d'une ou de plusieurs actions qu'on ne fera pas varier systématiquement, il convient de spécifier ces effets par leurs valeurs représentatives.

Dispositifs d'essai : Il convient que le matériel soit approprié pour le type d'essais et la plage de mesure prévue. Il convient de veiller à garantir aux bâtis de chargement et de soutien une résistance et une rigidité suffisantes, des dégagements suffisants vis-à-vis des déformations des éprouvettes, etc.

Mesurages : Avant de procéder aux essais, il convient de dresser la liste de toutes les propriétés significatives à déterminer pour chaque éprouvette. En outre, il convient d'établir la liste :

- a) des points de mesure ;
- b) des procédures d'enregistrement des résultats, y compris lorsqu'il y a lieu :
 - historiques des déplacements ;
 - vitesses ;
 - accélérations ;
 - déformations unitaires ;
 - forces et pressions ;
 - fréquence requise ;
 - précision des mesurage ;
 - et les appareils de mesure appropriés.

Évaluation et rapport d'essais : Pour des indications plus précises, voir D.5 à D.8. Il convient de mentionner toutes les normes sur lesquelles reposent les essais.

D.5 Détermination des valeurs de calcul

(1) Il convient de déduire des essais les valeurs de calcul pour une propriété de matériau, un paramètre de modèle ou une résistance, de l'une des manières suivantes :

- a) en évaluant une valeur caractéristique, qui est ensuite divisée par un coefficient partiel et, le cas échéant, multipliée, si besoin est, par un facteur de conversion explicite (voir D.7.2 et D.8.2) ;
- b) en déterminant directement la valeur de calcul, en tenant compte implicitement ou explicitement de la conversion de résultats et de la fiabilité totale exigée (voir D.7.3 et D.8.3).

NOTE En général, la méthode a) doit être préférée, à condition que la valeur du coefficient partiel soit déterminée par la procédure de calcul normale (voir (3) ci-dessous).

(2) Il convient, pour déterminer une valeur caractéristique à partir des essais (Méthode D.5.1(a)), de prendre en compte :

- a) la dispersion des données d'essais ;
- b) l'incertitude statistique associée au nombre d'essais ;
- c) la connaissance statistique antérieure.

(3) Il convient que le coefficient partiel à appliquer à une valeur caractéristique provienne de l'Eurocode approprié, à condition qu'une similarité suffisante existe entre les essais et le domaine d'application habituel du coefficient partiel dans les vérifications numériques.

(4) Si la réponse de la structure ou de l'élément structural, ou la résistance du matériau, dépend d'influences insuffisamment couvertes par les essais, telles que :

- effets de temps et de durée ;
- effets de taille et d'échelle ;
- conditions aux limites, de chargement, et d'environnement différentes ;
- effets de résistance.

Il convient de tenir compte de ces influences dans le modèle de calcul, d'une manière appropriée.

(5) Dans des cas spéciaux où la méthode donnée en D.5(1)b) est utilisée, il convient, en déterminant les valeurs de calcul, de prendre en compte les éléments suivants :

- les états-limites concernés ;
- le niveau de fiabilité exigé ;
- la compatibilité avec les hypothèses concernant le côté actions dans l'expression (C.8a) ;
- le cas échéant, la durée d'utilisation de projet exigée ;
- les informations antérieures déduites de cas similaires.

NOTE D'autres informations sont données en D.6, D.7 et D.8.

D.6 Principes généraux pour les évaluations statistiques

(1) Pour évaluer les résultats d'essais, il convient de comparer les comportements des éprouvettes et leurs modes de défaillance avec les prévisions théoriques. En cas d'écart significatif par rapport à une prévision, il convient d'en rechercher une explication, éventuellement avec l'aide d'essais supplémentaires à effectuer, si besoin est, dans des conditions différentes, ou avec une modification du modèle théorique.

(2) Il convient de baser l'évaluation des résultats d'essais sur des méthodes statistiques, avec utilisation d'informations (statistiques) disponibles sur le type de distribution à utiliser et ses paramètres associés. Les méthodes données dans la présente Annexe ne peuvent être utilisées que lorsque les conditions suivantes sont satisfaites :

- les données statistiques (y compris les informations antérieures) proviennent de populations identifiées suffisamment homogènes ;
- un nombre suffisant d'observations est disponible.

NOTE Au niveau de l'interprétation des résultats d'essais, on peut distinguer trois catégories principales :

- lorsqu'un seul essai (ou très peu d'essais) est (sont) réalisé(s), aucune interprétation statistique classique n'est possible. Seule l'utilisation d'informations antérieures étendues associées à des hypothèses sur les degrés d'importance relatifs de ces informations et des résultats d'essais, permet de présenter une interprétation comme statistique (procédures bayésiennes, voir ISO 12491) ;
- si un plus grand nombre d'essais est réalisé pour évaluer un paramètre, une interprétation statistique classique peut devenir possible. Les cas les plus courants sont traités, sous forme d'exemples, en D.7. Cette interprétation devra encore utiliser certaines informations antérieures relatives au paramètre, mais généralement moins que ci-dessus.
- lorsqu'une série d'essais est réalisée pour calibrer un modèle (comme une fonction) et un ou plusieurs paramètres associés, une interprétation statistique classique est possible.

(3) Le résultat d'une évaluation d'essais ne doit être considéré comme valable que pour les spécifications et les caractéristiques de chargement considérées dans les essais. Une extrapolation pour d'autres paramètres de calcul et d'autres chargements nécessite des informations supplémentaires à obtenir, par exemple au moyen d'essais antérieurs ou de considérations théoriques.

D.7 Détermination statistique d'une propriété individuelle

D.7.1 Généralités

(1) Le présent article donne des expressions opérationnelles pour déterminer des valeurs de calcul à partir d'essais de type a) et b) de D.3(3) pour une propriété individuelle (par exemple une résistance de matériau), en utilisant les méthodes d'évaluation (a) et (b) de D.5(1).

NOTE Les expressions présentées ici, qui utilisent les procédures bayésiennes avec des distributions antérieures «vagues», conduisent presque aux mêmes résultats que des statistiques classiques avec des niveaux de confiance de 0,75.

(2) La propriété individuelle X peut représenter :

- a) une résistance d'un produit ;
- b) une propriété contribuant à la résistance d'un produit.

(3) Dans le cas a), la procédure D.7.2 et D.7.3 peut être appliquée directement pour déterminer des valeurs caractéristiques, ou de calcul, ou encore celles de coefficients partiels.

(4) Dans le cas b), il convient de ne pas méconnaître que la valeur de calcul de la résistance doit aussi tenir compte :

- des effets d'autres propriétés ;
- de l'incertitude du modèle ;
- d'autres effets (mise à l'échelle, volume, etc.)

(5) Les tableaux et expressions de D.7.2 et D.7.3 sont basés sur les hypothèses de travail suivantes :

- les distributions de toutes les variables sont Normales ou log-normales ;
- la moyenne est a priori totalement inconnue ;
- dans le cas « V_x inconnu », le coefficient de variation est a priori totalement inconnu ;
- dans le cas « V_x connu », il est parfaitement connu.

NOTE Adopter une distribution log-normale pour certaines variables présente l'avantage que des valeurs négatives sont exclues, comme c'est le cas par exemple pour des variables géométriques et de résistance.

En pratique, il est souvent préférable d'utiliser le cas « V_x connu » avec une estimation supérieure prudente de V_x plutôt que d'appliquer les règles données par le cas « V_x inconnu ». De plus, lorsque V_x est inconnu, il convient de supposer qu'il n'est pas inférieur à 0,10.

D.7.2 Évaluation par la valeur caractéristique

(1) Il convient de déterminer la valeur de calcul d'une propriété X par :

$$X_d = \eta_d \frac{X_k(n)}{\gamma_m} = \frac{\eta_d}{\gamma_m} m \times \left\{ 1 - k_n V_X \right\} \quad \dots (D.1)$$

où :

η_d est la valeur de calcul du coefficient de conversion.

NOTE La détermination du coefficient de conversion correspondant est très dépendante du type d'essai et du type du matériau.

(2) Lorsqu'on utilise le Tableau D.1, il convient de considérer l'un des deux cas suivants :

- Il convient d'utiliser la ligne « V_x connu » si le coefficient de variation V_x , ou une limite supérieure réaliste de celui-ci, est connu a priori.

NOTE Cette connaissance peut être basée sur l'évaluation d'essais précédents réalisés dans des situations comparables. C'est le jugement qui permet de déterminer ce qui est « comparable » (voir D.7.1(3)).

— Il convient d'utiliser la ligne « V_x inconnu » si le coefficient de variation V_x n'est pas connu a priori, mais doit être estimé à partir de l'échantillon par :

$$s_x^2 = \frac{1}{n-1} \sum (x_i - m_x)^2 \quad \dots (D.2)$$

$$V_x = s_x / m_x \quad \dots (D.3)$$

(3) Il convient de choisir le coefficient partiel en fonction du champ d'application des résultats d'essais.

Tableau D.1 — Valeurs de k_n pour la valeur caractéristique de 5 %

| N | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 8 | 10 | 20 | 30 | ∞ |
|---------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|----------|
| V_x connu | 2,31 | 2,01 | 1,89 | 1,83 | 1,80 | 1,77 | 1,74 | 1,72 | 1,68 | 1,67 | 1,64 |
| V_x inconnu | — | — | 3,37 | 2,63 | 2,33 | 2,18 | 2,00 | 1,92 | 1,76 | 1,73 | 1,64 |

NOTE 1 Le présent tableau est basé sur la distribution Normale.

NOTE 2 Avec une distribution log-normale, l'expression (D.1) devient :

$$X_d = \frac{\eta_d}{\gamma_m} \exp [m_y - k_n s_y]$$

où :

Si V_x est connu a priori, $s_y = \sqrt{\ln (V_x^2 + 1)} \approx V_x$

Si V_x n'est pas connu a priori, $s_y = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum (\ln x_i - m_y)^2}$

D.7.3 Évaluation directe de la valeur de calcul pour les vérifications d'ELU

(1) Il convient de déterminer la valeur de calcul X_d de X par :

$$X_d = \eta_d m_X \left\{ 1 - k_{d,n} V_x \right\} \quad \dots (D.4)$$

Dans ce cas, η_d doit couvrir toutes les incertitudes non couvertes par les essais.

(2) Il convient de tirer $k_{d,n}$ du Tableau D.2.

Tableau D.2 — Valeurs de $k_{d,n}$ pour la valeur de calcul ELU

| N | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 8 | 10 | 20 | 30 | ∞ |
|---------------|------|------|------|-------|------|------|------|------|------|------|----------|
| V_x connu | 4,36 | 3,77 | 3,56 | 3,44 | 3,37 | 3,33 | 3,27 | 3,23 | 3,16 | 3,13 | 3,04 |
| V_x inconnu | — | — | — | 11,40 | 7,85 | 6,36 | 5,07 | 4,51 | 3,64 | 3,44 | 3,04 |

NOTE 1 Le présent tableau repose sur l'hypothèse que la valeur de calcul correspond à un produit $\alpha_R \beta = 0,8 \times 3,8 = 3,04$ (voir Annexe C) et que X est distribué Normalement. Ceci donne une probabilité d'environ 0,1 % d'observer une valeur inférieure.

NOTE 2 Avec une distribution log-normale, l'expression (D.4) devient :

$$X_d = \eta_d \exp [m_y - k_{d,n} s_y]$$

D.8 Détermination statistique de modèles de résistance

D.8.1 Généralités

(1) Le présent article est principalement destiné à définir des procédures (méthodes) pour calibrer des modèles de résistance et déterminer des valeurs de calcul à partir d'essais de type d) (voir D.3(1)). Les informations antérieures disponibles (connues ou supposées) seront utilisées.

(2) Il convient, en se basant sur l'observation du comportement réel dans les essais et sur des considérations théoriques, de développer un « modèle de calcul » pour parvenir à la détermination d'une fonction de résistance. Il convient ensuite de contrôler la validité de ce modèle au moyen d'une interprétation statistique de toutes les données d'essais disponibles. Si besoin est, le modèle de calcul est ensuite ajusté jusqu'à obtenir une corrélation suffisante entre les valeurs théoriques et les données d'essais.

(3) Il convient aussi de déterminer, à partir des essais, l'écart par rapport aux prévisions obtenues en utilisant le modèle de calcul. Cet écart sera combiné aux dispersions des autres variables dans la fonction de résistance, de manière à obtenir une indication globale des dispersions. Ces autres variables couvrent :

- les dispersions dans la résistance et rigidité du matériau ;
- les dispersions dans les propriétés géométriques.

(4) Il convient de déterminer la résistance caractéristique en tenant compte des dispersions de toutes les variables.

(5) D.5(1) fait la distinction entre deux méthodes différentes. Ces méthodes sont données, respectivement, en D.8.2, D.8.3 et D.8.4 donne, de plus, certaines simplifications possibles.

Ces méthodes sont présentées en plusieurs étapes, et certaines hypothèses concernant la population d'essai sont avancées et expliquées ; ces hypothèses ne sont à considérer que comme des recommandations valables dans certains des cas les plus courants.

D.8.2 Procédure d'évaluation standard (Méthode (a))

D.8.2.1 Généralités

(1) Les hypothèses de travail suivantes sont faites pour la procédure d'évaluation standard :

- a) la fonction de résistance est une fonction de plusieurs variables indépendantes \underline{X} ;
- b) un nombre suffisant de résultats d'essais est disponible ;
- c) toutes les propriétés utiles de matériaux et géométriques sont mesurées ;
- d) il n'existe pas de corrélation (dépendance statistique) entre les variables dans la fonction de résistance ;
- e) toutes les variables suivent une distribution Normale ou log-normale.

NOTE L'adoption d'une distribution log-normale pour une variable présente l'avantage qu'aucune valeur négative ne peut apparaître.

(2) La procédure standard pour la méthode D.5(1)a) comprend les sept étapes indiquées de D.8.2.2.1 à D.8.2.2.7.

D.8.2.2 Procédure standard

D.8.2.2.1 Étape 1 : Développer un modèle de calcul

(1) Développer un modèle de calcul pour la résistance théorique r_t de l'élément ou du détail structural considéré, représenté par la fonction de résistance :

$$r_t = g_{ft}(\underline{X}) \quad \dots \text{ (D.5)}$$

(2) Il convient que la fonction de résistance couvre toutes les variables de base utiles \underline{X} qui influent sur la résistance à l'état-limite concerné.

(3) Il convient de mesurer tous les paramètres de base pour chaque éprouvette i (hypothèse (c) en D.8.2.1) et que les résultats de ces mesures soient disponibles aux fins d'utilisation dans l'évaluation.

D.8.2.2.2 *Étape 2 : Comparer les valeurs expérimentales et théoriques*

- (1) Intégrer les propriétés mesurées réelles dans la fonction de résistance de manière à obtenir des valeurs théoriques r_{ti} pour former la base d'une comparaison avec les valeurs expérimentales r_{ei} obtenues dans les essais.
- (2) Il convient de reporter les points représentant des paires de valeurs correspondantes (r_{ti} , r_{ei}) sur un diagramme, tel qu'indiqué sur la Figure D.1.

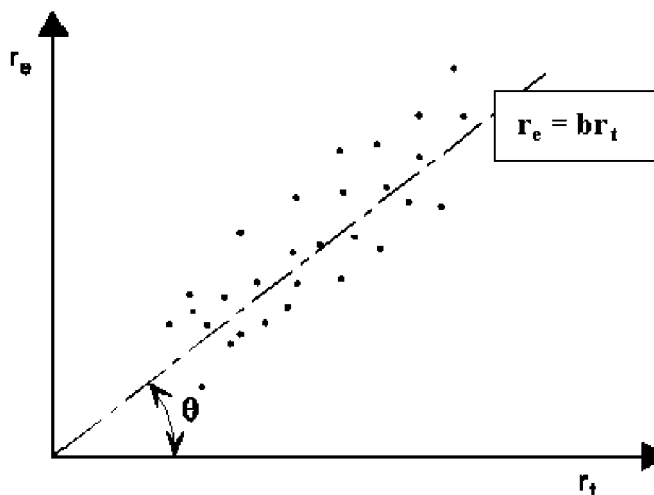


Figure D.1 — Diagramme r_e , r_t

- (3) Si la fonction de résistance est exacte et complète, tous les points se situeront sur la ligne $\theta = \pi/4$. Dans la pratique, les points révéleront une certaine dispersion, mais il convient de rechercher les causes de tout écart systématique par rapport à cette ligne pour examiner si cela révèle des erreurs dans les procédures d'essais ou dans la fonction de résistance.

D.8.2.2.3 *Étape 3 : Estimer le facteur de correction b de la valeur moyenne*

- (1) Représenter le modèle probabiliste de la résistance r dans le format :

$$r = b r_t \delta \quad \dots (D.6)$$

où :

b est le meilleur ajustement de la pente selon la méthode des «Moindres Carrés», donné par :

$$b = \frac{\sum r_e r_t}{\sum r_t^2} \quad \dots (D.7)$$

- (2) La valeur moyenne de la fonction de résistance théorique, calculée à l'aide des valeurs moyennes \underline{X}_m des variables de base, peut être obtenue par :

$$r_m = b r_t(\underline{X}_m) \delta = b g_{rt}(\underline{X}_m) \delta \quad \dots (D.8)$$

D.8.2.2.4 *Étape 4 : Estimer le coefficient de variation des erreurs.*

- (1) Il convient de déterminer le terme d'erreur δ_i pour chaque valeur expérimentale r_{ei} par l'expression (D.9) :

$$\delta_i = \frac{r_{ei}}{b r_{ti}} \quad \dots (D.9)$$

- (2) À partir des valeurs de δ_i , il convient de déterminer un estimateur pour V_d en définissant :

$$\Delta_i = \ln(\delta_i) \quad \dots (D.10)$$

- (3) Il convient d'obtenir l'estimation $\bar{\Delta}$ de $E(\Delta)$ par :

$$\bar{\Delta} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \Delta_i \quad \dots (D.11)$$

(4) Il convient d'obtenir l'estimation s_{Δ}^2 de σ_{Δ}^2 à par :

$$s_{\Delta}^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\Delta_i - \bar{\Delta})^2 \quad \dots \text{(D.12)}$$

(5) L'expression :

$$V_{\delta} = \sqrt{\exp(s_{\Delta}^2) - 1} \quad \dots \text{(D.13)}$$

peut être utilisée comme coefficient de variation V_{δ} des termes d'erreur δ_i .

D.8.2.2.5 Étape 5 : Analyse de compatibilité

(1) Il convient d'analyser la compatibilité de la population des essais avec les hypothèses admises dans la fonction de résistance.

(2) Si la dispersion des valeurs (r_{ei} , r_{ti}) est trop grande pour donner des fonctions de calcul économiques de la résistance, elle peut être réduite de l'une des manières suivantes :

- a) en corrigeant le modèle de calcul pour prendre en compte des paramètres précédemment ignorés ;
- b) en modifiant b et V_{δ} en divisant la population totale des essais en sous-ensembles appropriés pour lesquels l'influence de ces paramètres additionnels peut être considérée comme constante.

(3) Pour déterminer les paramètres qui ont le plus d'influence sur la dispersion, les résultats d'essais peuvent être scindés en sous-ensembles par rapport à ces paramètres.

NOTE L'objectif est d'améliorer la fonction de résistance par sous-ensemble en analysant chaque sous-ensemble à l'aide de la procédure standard. L'inconvénient de scinder les résultats d'essais en sous-ensembles est que le nombre de résultats d'essais dans chaque sous-ensemble peut devenir très faible.

(4) Pour déterminer les facteurs de fractile k_n (voir étape 7), la valeur k_n utilisée pour les sous-ensembles peut être déterminée sur la base du nombre total d'essais dans la série originale.

NOTE L'attention devra être portée au fait que la distribution de fréquence pour la résistance peut être mieux décrite par une fonction bimodale ou multimodale. Il est possible d'utiliser des techniques spéciales d'approximation pour transformer ces fonctions en une distribution unimodale.

D.8.2.2.6 Étape 6 : Déterminer les coefficients de variation V_{X_i} des variables de base

(1) Si l'on peut démontrer que la population d'essai est pleinement représentative de la variation dans la réalité, les coefficients de variation V_{X_i} des variables de base dans la fonction de résistance peuvent être déterminés à partir des données d'essais. Cependant, puisque ce n'est généralement pas le cas, les coefficients de variation V_{X_i} devront normalement être déterminés sur la base de connaissances antérieures.

D.8.2.2.7 Étape 7 : Déterminer la valeur caractéristique r_k de la résistance

(1) Si la fonction de résistance pour les j variables de base est une fonction produit de la forme :

$$r = b r_t \delta = b \{X_1 \times X_2 \dots X_j\} \delta$$

la valeur moyenne $E(r)$ peut être obtenue par :

$$E(r) = b \{E(X_1) \times E(X_2) \dots E(X_j)\} = b g_{rt}(\underline{X}_m) \quad \dots \text{(D.14a)}$$

et le coefficient de variation V_r peut être obtenu à partir de la fonction produit :

$$V_r^2 = (V_{\delta}^2 + 1) \left[\prod_{i=1}^j (V_{X_i}^2 + 1) \right] - 1 \quad \dots \text{(D.14b)}$$

(2) Pour les petites valeurs de V_{δ}^2 et de $V_{X_i}^2$, l'approximation suivante peut aussi être utilisée pour V_r :

$$V_r^2 = V_{\delta}^2 + V_{rt}^2 \quad \dots \text{(D.15a)}$$

avec

$$V_{rt}^2 = \sum_{i=1}^j V_{X_i}^2 \quad \dots \text{(D.15b)}$$

(3) Si la fonction de résistance est une fonction plus complexe de la forme :

$$r = b r_t \delta = b g_{rt}(X_1, \dots, X_j) \delta$$

la valeur moyenne $E(r)$ peut être obtenue par :

$$E(r) = b g_{rt}(E(X_1), \dots, E(X_j)) = b g_{rt}(\underline{X}_m) \quad \dots \text{(D.16a)}$$

et le coefficient de variation V_{rt} peut être obtenu par :

$$V_{rt}^2 = \frac{\text{VAR}[g_{rt}(\underline{X})]}{g_{rt}^2(\underline{X}_m)} \cong \frac{1}{g_{rt}^2(\underline{X}_m)} \times \sum_{i=1}^j \left(\frac{\partial g_{rt}}{\partial X_i} \times \sigma_i \right)^2 \quad \dots \text{(D.16b)}$$

(4) Si le nombre d'essais est limité (par exemple $n < 100$), il convient de tenir compte des incertitudes statistiques dans la distribution de Δ . On considère la distribution comme une distribution de t ⁷⁾ centrale avec les paramètres Δ , $V_{\Delta(r)}$ et n .

(5) Dans ce cas, il convient d'obtenir la résistance caractéristique r_k par :

$$r_k = b g_{rt}(\underline{X}_m) \exp(-k_{\infty} a_{rt} Q_{rt} - k_n a_{\delta} Q_{\delta} - 0,5 Q^2) \quad \dots \text{(D.17)}$$

avec

$$Q_{rt} = \sigma_{\ln(rt)} = \sqrt{\ln(V_{rt}^2 + 1)} \quad \dots \text{(D.18a)}$$

$$Q_{\delta} = \sigma_{\ln(\delta)} = \sqrt{\ln(V_{\delta}^2 + 1)} \quad \dots \text{(D.18b)}$$

$$Q_r = \sigma_{\ln(r)} = \sqrt{\ln(V_r^2 + 1)} \quad \dots \text{(D.18c)}$$

$$a_{rt} = \frac{Q_{rt}}{Q} \quad \dots \text{(D.19a)}$$

$$a_{\delta} = \frac{Q_{\delta}}{Q} \quad \dots \text{(D.19b)}$$

où :

k_n est le facteur de fractile caractéristique à prendre dans le Tableau D.1 pour le cas « V_X inconnu » ;

k_{∞} est la valeur de k_n pour $n \rightarrow \infty$ [$k_{\infty} = 1,64$] ;

a_{rt} est le coefficient de pondération pour Q_{rt} ;

a_{δ} est le coefficient de pondération pour Q_{δ} .

NOTE La valeur de V_{δ} doit être estimée à partir de l'échantillon d'essai considéré.

(6) Si un grand nombre d'essais ($n \geq 100$) est disponible, la résistance caractéristique r_k peut être obtenue par :

$$r_k = b g_{rt}(\underline{X}_m) \exp(-k_{\infty} Q - 0,5 Q^2) \quad \dots \text{(D.20)}$$

7) *NdT* : loi de Student.

D.8.3 Procédure d'évaluation standard (Méthode (b))

(1) Dans ce cas, la procédure est la même qu'en D.8.2, sauf que l'étape 7 est adaptée en remplaçant le facteur de fractile caractéristique k_n par le facteur de fractile de calcul $k_{d,n}$ égal au produit $\alpha_R \beta$ évalué à $0,8 \times 3,8 = 3,04$, comme accepté couramment (voir Annexe C) pour obtenir la valeur de calcul r_d de la résistance.

(2) Dans le cas d'un nombre limité d'essais, il convient d'obtenir la valeur de calcul r_d par :

$$r_d = b g_{rt}(\underline{X}_m) \exp(-k_{d,\infty} a_{rt} Q_{rt} - k_{d,n} a_\delta Q_\delta - 0,5 Q^2) \quad \dots \text{(D.21)}$$

où :

$k_{d,n}$ est le facteur de fractile de calcul à prendre dans le Tableau D.2 pour le cas « V_X inconnu » ;

$k_{d,\infty}$ est la valeur de $k_{d,n}$ pour $n \rightarrow \infty$ [$k_{d,\infty} = 3,04$].

NOTE La valeur de V_δ doit être estimée à partir de l'échantillon d'essai considéré.

(3) Dans le cas d'un grand nombre d'essais, la valeur de calcul r_d peut être obtenue par :

$$r_d = b g_{rt}(\underline{X}_m) \exp(-k_{d,\infty} Q - 0,5 Q^2) \quad \dots \text{(D.22)}$$

D.8.4 Utilisation d'informations antérieures supplémentaires

(1) Si la validité de la fonction de résistance r_t et une limite supérieure (estimation prudente) du coefficient de variation V_r sont déjà connues à partir d'un nombre important d'essais antérieurs, la procédure simplifiée suivante peut être adoptée lorsque des essais postérieurs sont réalisés.

(2) Si un seul essai supplémentaire est effectué, la valeur caractéristique r_k peut être déterminée à partir du résultat r_e de cet essai en appliquant :

$$r_k = \eta_k r_e \quad \dots \text{(D.23)}$$

où :

η_k est un coefficient de réduction applicable dans le cas d'informations antérieures qui peut être obtenu par :

$$\eta_k = 0,9 \exp(-2,31 V_r - 0,5 V_r^2) \quad \dots \text{(D.24)}$$

où :

V_r est le coefficient de variation le plus élevé observé dans les essais précédents.

(3) Si deux ou trois essais supplémentaires sont réalisés, la valeur caractéristique r_k peut être déterminée à partir de la valeur moyenne r_{em} des résultats :

$$r_k = \eta_k r_{em} \quad \dots \text{(D.25)}$$

où :

η_k est un coefficient de réduction applicable dans le cas d'informations antérieures qui peut être obtenu par :

$$\eta_k = \exp(-2,0 V_r - 0,5 V_r^2) \quad \dots \text{(D.26)}$$

où :

V_r est le coefficient de variation le plus élevé observé dans les essais précédents ;

à condition que chaque valeur extrême (maximale ou minimale) r_{ee} satisfasse à la condition :

$$|r_{ee} - r_{em}| \leq 0,10 r_{em} \quad \dots \text{(D.27)}$$

(5) Les valeurs du coefficient de variation V_r données dans le Tableau D.3 peuvent être supposées pour les types de défaillance à spécifier (par exemple, dans l'Eurocode de projet correspondant), et conduisent aux valeurs indiquées de η_k , conformément aux expressions (D.24) et (D.26).

Tableau D.3 — Coefficient de réduction η_k

| Coefficient de variation V_r | Coefficient de réduction η_k | |
|-----------------------------------|-----------------------------------|--------------------|
| | Pour 1 essai | Pour 2 ou 3 essais |
| 0,05 | 0,80 | 0,90 |
| 0,11 | 0,70 | 0,80 |
| 0,17 | 0,60 | 0,70 |

Bibliographie

ISO 2394, *Principes généraux de la fiabilité des constructions.*

ISO 2631:1997, *Vibrations et chocs mécaniques — Évaluation de l'exposition des individus à des vibrations globales du corps.*

ISO 3898, *Bases du calcul des constructions — Notations — Symboles généraux.*

ISO 6707-1, *Bâtiment et génie civil — Vocabulaire — Partie 1 : Termes généraux.*

ISO 8930, *Principes généraux de la fiabilité des constructions — Liste des termes équivalents.*

EN ISO 9001:2000, *Systèmes de management de la qualité — Exigences (ISO 9001:2000).*

ISO 10137, *Bases du calcul des constructions — Aptitude au service des bâtiments sous vibrations.*

ISO 8402, *Management de la qualité et assurance de la qualité — Vocabulaire.*