

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

People's Democratic Republic of Algeria

Ministry of Higher Education and
Scientific Research

Badji Mokhtar Annaba University

Faculty of Technology

Vice Dean of Post-Graduation,
Scientific Research

and External Relations



وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

- جامعة باجي مختار - عنابة

كلية التكنولوجيا

نائب عميد الكلية المكلف بما بعد
التدرج والبحث العلمي والعلاقات
الخارجية

Faculté des sciences de l'ingénierie

Département de Génie Civil

SUPPORT DE COURS

Module : CODES ET REGLEMENTATIONS

Domaine : Sciences et Techniques

Filière : Génie Civil

Master1, Construction Métallique et mixte

Enseignante : Dr OTMANI née BENMEHIDI Nadia

Année 2018/2019

Préface

Ce polycopié de cours est le fruit d'une longue préparation, en vue d'une présentation correcte et bénéfique. Il est destiné aux étudiants de la spécialité construction métallique et mixte. En fait, cette activité pédagogique a débuté en 2016 avec l'harmonisation des programmes concernant les Master à l'échelle nationale. Tout en ayant pour but, la contribution à l'amélioration de la qualité des enseignements dans notre pays.

Le polycopié se compose de cinq chapitres, le premier chapitre comporte des notions de base sur la réglementation, le deuxième chapitre contient les règles essentielles des charges verticales telles que le poids propre ainsi que les charges d'exploitations, le troisième traite les actions climatiques (neige, sable et vent) pouvant intervenir dans la conception d'un bâtiment, le quatrième concerne l'action du séisme sur les structures en acier et le cinquième a pour thème l'action du feu (incendie) sur les structures.

Je saisis cette occasion pour remercier vivement toute personne ayant contribué à l'élaboration de ce support de cours,

Dr Otmani née Benmehidi Nadia

Liste des tableaux

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE 2

Tableau 1 : Coefficients ψ associés

Tableau 2 : Catégories d'usages

Tableau 3 : Charges d'exploitation sur les planchers, balcons et escaliers dans les bâtiments

CHAPITRE 3

Tableau 1 : Coefficients de forme - Toitures à 1 versant

Tableau 2 : Coefficients de forme - Toitures à deux versants

Tableau 3 : Coefficients de forme - toitures à versants multiples

Tableau 4 : Zone de sable

Tableau 5 : Valeurs de la pression dynamique de référence

Tableau 6 : Valeurs du coefficient d'exposition $C_e(z)$ pour $C_t(z)=1$

Tableau 7 : Définition des catégories de terrain

Tableau 8 : C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire

Tableau 9 : Coefficients de pression extérieure des toitures plates

Tableau 10 : Coefficients de pression extérieure pour toitures à deux versants, $\theta=0^\circ\text{C}$

Tableau 11 : Coefficients de pression extérieure pour toitures à deux versants, $\theta=90^\circ\text{C}$

Tableau 12 : Valeurs des coefficients de frottement

CHAPITRE 4

Tableau 1 : Valeurs maximales du rapport b/t

Tableau 2 : Coefficient d'accélération de zone A.

Tableau 3 : Valeurs de ξ (%)

Tableau 4 : Valeurs du coefficient de comportement R

Tableau 5 : Valeurs des pénalités P_q

Tableau 6 : Valeurs du coefficient de pondération β

Tableau 7 : Valeurs du coefficient C_T

Tableau 8 : Valeurs de T_1 et T_2

CHAPITRE 5

Tableau 1 : Coefficients ψ associés

Tableau 2 : Dimensions minimales recommandées des colonnes en mm (ENV1992- 1-2)

Tableau 3 : Massivité des profilés laminés

Tableau 4 : Facteurs de réduction pour les relations contrainte-déformation de l'acier au carbone aux températures élevées

Liste des figures

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE3

Figure 1 : Neige suspendue en débord de toiture

Figure 2 : Coefficient de forme - toitures à un versant

Figure 3 : Coefficient de forme - Toitures à deux versants

Figure 4 : Coefficient de forme des toitures à versants multiples

Figure 5 : Coefficients de forme - Toitures attenantes à des constructions plus élevées

Figure 6 : Charge linéaire localisée

Figure 7 : Charge uniformément répartie dans une région centrale

Figure 8 : Hauteur de référence z_e et profil correspondant de la pression dynamique

Figure 9 : Légende pour les parois verticales

Figure 10 : Zones des toitures terrasse

Figure 11 : Zones des toitures à deux versants

Figure 12 : Coefficient de pression interne pour face non dominantes

Figure 13 : Conventions pour la représentation des pressions sur les parois

Figure 14 : Exemple d'application, structure en acier

CHAPITRE4

Figure 1 : Palées centrées en X

Figure 2 : Palées centrées en V

Figure 3 : Facteur d'amplification dynamique

CHAPITRE5

Figure 1 : Répartition des températures dans les poutres suivant EN 1992-1-2

Figure 2 : Evolution de la température dans une dalle en béton à agrégats siliceux

Figure 3 : Evolution de la température en fonction du temps de l'acier protégé et non protégé

Figure 4 : Protection de l'acier avec du mortier projeté

Figure 5 : Protection de l'acier avec des plaques isolantes

Figure 6 : Facteur de massivité de l'acier non protégé en fonction de la température selon le feu normalisé (ISO834).

Figure 7 : Exemples de sections mixtes

Figure 8 : Exemple d'un plancher soumis à l'incendie

Figure 9 : Détails constructifs doivent être respectés vis-à-vis de l'incendie

Figure 10: Dimensions minimales pour un niveau de chargement inférieur ou égal à 0.28

Sommaire

Préface	II
Liste des tableaux	III
Liste des figures	IV
Sommaire	V
Chapitre 1. GENERALITES ET NECESSITE DE LA REGLEMENTATION	2
1. Introduction	2
2. La réglementation et les normes : sources d'innovation	2
3. Nécessite de la réglementation	3
3.1 Types de normes	3
3.2 Principes de la normalisation	4
3.2.1 Spécification	4
3.2.2 Unification et simplification	5
Chapitre 2. INTRODUCTION AUX DIFFERENTS REGLEMENTS	6
1. Généralités	6
2. Actions sur les structures	6
2.1 Actions mécaniques	7
2.2 Termes et définitions	8
2.2 Symboles	10
3. Classification des actions	10
3.1 Poids propre	10
3.2 Charges d'exploitation	11
Chapitre 3. ACTIONS CLIMATIQUES	13
1. Action de la neige sur les constructions	13
1.1 Charge de neige sur les toitures ou autres surfaces	13
1.2 Neige suspendue en débord de toiture	13
1.3 Influence de la localisation géographique	14
1.4 Autres valeurs représentatives	15
1.5 Coefficients de forme des toitures	15
2. Charge de sable dans la zone D	20
2.1 Introduction	20
2.2 Définition de la charge	20
2.3 Action de la charge de sable	20
3. Calcul de l'action du vent	23
3.1 Principes et hypothèses de calcul	23
3.2 Vérification à la stabilité d'ensemble d'une construction	23
3.2.1. Coefficient dynamique C_d	23
3.2.2. Pression dynamique du vent q_{dyn}	24
3.2.3 Hauteur de référence z_e	24
3.2.4. Coefficient d'exposition	26
3.3 Coefficients de pression	27
3.3.1. Coefficients de pression extérieure	27
3.3.2 Coefficients de pression intérieure	30

3.4	Détermination de la pression due au vent	31
3.5	Les forces de frottement	33
Chapitre 4. ACTION DU SEISME SUR LES STRUCTURES EN ACIER		34
1.	Définition et conditions d'application	34
1.1	Principe de cohérence (vent/séisme)	34
1.2	Notations et définitions	34
1.3	Principes généraux des portiques auto stables ductiles	35
1.3.1	Assemblages	35
1.4	Principes généraux des palées triangulées	37
1.5	Combinaisons d'actions et condition de résistance	38
1.5.1	Combinaisons d'actions	38
1.5.2	Justification vis à vis de la résistance	38
2.	Choix de la méthode de calcul	38
2.1	Conditions d'application de la méthode statique équivalente	39
2.2	Méthodes dynamiques	39
3.	Méthode statique équivalente	39
3.1	Principe	39
3.2	Modélisation	40
3.3	Calcul de la force sismique totale	40
3.4	Estimation de la période fondamentale de la structure	44
3.5	Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	46
3.5.1	Distribution horizontale des forces sismiques	46
3.6	Effet de la torsion d'axe vertical	47
Chapitre 5. ACTION DU FEU (INCENDIE) SUR LES STRUCTURES		48
	Exigences réglementaires	48
	Ingénierie de la sécurité incendie	48
2.1.	Structures au feu	49
2.2.	Matériaux au feu	49
3.	Combinaisons de charges en situation d'incendie	50
4.	Structures en béton	51
5.	Structures en acier	52
5.1	Protection au feu passive	53
5.2	Facteur de massivité	54
6.	Structures mixtes acier-béton	58
Références bibliographiques		61

Chapitre1. GENERALITES ET NECESSITE DE LA REGLEMENTATION

1. Introduction

La réglementation est, au sens large, un ensemble d'indications, de lois, de prescriptions, de règles et règlements. Il s'agit de l'ensemble des mesures légales et réglementaires qui régissent une question. La réglementation est rédigée par les administrations compétentes ou les personnes mandatées.

La réglementation conduit à protéger l'homme ainsi que ses biens, contre tout acte pouvant résulter des erreurs humaines ou bien de la nature.

Généralement les réglementations apparaissent suite à des désastres provoquant des problèmes importants touchant la vie de l'être humain.

Comme par exemple les Règles parasismique Algériennes (RPA1999-2000-2001...) qui ont apparu après le séisme néfaste qui a eu lieu à CHLEF en 1980 (El-ASNAM).

2. Objectifs de la réglementation

Les objectifs de la réglementation sont :

- Meilleure productivité obtenu par une production optimale
- Les normes permettent des solutions assurant un meilleur compromis entre l'état d'une technique et les contraintes économiques.
- Ce sont des outils pour les institutions pour uniformiser des accords entre les industriels et les commerçants sur le plan national et international
- Servent de références pour les administrations pour établir les cahiers des charges, documents exigés par le code des marchés publiques
- les règlements font souvent références aux normes
- Elles sont utilisés par les entreprises industrielles et commerciales au niveau de tous leurs services.

3. La réglementation et les normes

La réglementation ne doit pas être seulement considérée comme une contrainte. Au contraire, elle peut contribuer à l'innovation dans une entreprise. En effet, en l'intégrant le plus tôt possible, grâce à une veille réglementaire, par le savoir-faire et la capacité d'adaptation, on est en mesure de proposer rapidement de nouvelles solutions répondant à ces attentes. Il convient donc de saisir cette opportunité pour essayer d'être les premiers sur le marché. Une norme est d'application obligatoire lorsqu'elle est citée dans un texte réglementaire (arrêté) comme

moyen unique de satisfaire aux exigences de ce texte. Les pouvoirs publics rendent des normes obligatoires pour des raisons :

- D'ordre public et de sécurité publique
- De protection de la santé et de la vie des personnes
- De la protection de l'environnement

4. Nécessite de la réglementation

La normalisation, est une activité d'intérêt général concourant au développement économique durable et à l'innovation, constitue un outil stratégique de politique industrielle de nature à permettre aux acteurs économiques d'obtenir des avantages concurrentiels dans la compétition mondiale.

4.1 Domaines de la Règlementation

Agroalimentaire

Santé

Environnement

Construction

Transport

Ingénierie industrielle, biens d'équipement et matériaux

Information et communication

Management et service

4.2 Types de normes

On distingue quatre types de normes :

- **Les normes fondamentales** : elles donnent les règles en matière de terminologie, sigles, symboles, métrologie (ISO 31 : grandeurs et unités).
- **Les normes de spécifications** : elles indiquent les caractéristiques, les seuils de performance d'un produit ou d'un service (exemple : EN 2076-2 : Série aérospatiale - Lingots et pièces moulées en alliages d'aluminium et de magnésium - Spécification technique -
- **Les normes d'analyse et d'essais** : elles indiquent les méthodes et moyens pour la réalisation d'un essai sur un produit (exemple : ISO 6506-1 : Matériaux métalliques - Essai de dureté Brinell - Partie 1 : Méthode d'essai).
- **Les normes d'organisation** : elles décrivent les fonctions et les relations organisationnelles à l'intérieur d'une entité (exemple : ISO 9001 : Systèmes de management de la qualité et le processus qualité).

- **Autres exemples**

AFNOR : L'Association française de normalisation

ANST : Institut de normalisation américain

NBN : Institut belge de normalisation

IANOR : Institut algérien de normalisation

L'IANOR est un organisme national de normalisation, il est chargé notamment de :

- Veiller à l'élaboration des normes nationales en coordination avec les autres secteurs
- Identifier les besoins normatifs nationaux
- Veiller à la mise en œuvre du plan national de normalisation
- Assurer la diffusion des informations relatives à la normalisation
- Gérer la marque de conformité aux normes algériennes.

4.3 Principes de la normalisation

4.3.1 Specification

Spécifier c'est définir les règles de fabrication et d'utilisation, c'est donc indiquer les caractéristiques et les exigences des produits, des matériaux, des procédés et procédures. La spécification permet la prévision et la reproductibilité des résultats. Les spécifications représentent un repère qui permet de garantir la qualité. On ne peut spécifier que ce qui est mesurable et reproductible.

4.3.2 Unification et simplification

Unifier c'est préciser les règles de fabrication en indiquant les dimensions et l'ajustement permettant de rendre les diverses pièces d'un ensemble interchangeable.

Simplifier c'est définir les règles de fabrication permettant de supprimer les modèles qui font double emploi et les modèles qui ne sont pas d'un usage courant.

Chapitre2. INTRODUCTION AUX DIFFERENTS REGLEMENTS

1. Généralités

En 1975, la Commission des Communautés Européennes arrêta un programme d'actions dans le domaine de la construction. 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 Etats Membres et, finalement, les remplaceraient.

Ce qui conduisit au cours des années 80 à la première génération de codes européens ou un statut de normes européennes (EN).

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*

2. Actions sur les structures

Eurocode 1 - Partie 1-1 : Actions générales - Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments (NF EN 1991-1-1:2002)

La norme européenne EN 1991:2002: Eurocode 1 –Actions sur les structures – Partie 1-1 : Actions générales – Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments selon la catégorie d'usage (Tableau1)[1].

L'EN 1991-1-1 définit des actions et fournit des indications pour la conception structurale de bâtiments et d'ouvrages de génie civil, et notamment :

- les poids volumiques des matériaux de construction et des matériaux stockés ;
- le poids propre des éléments de construction ;
- les charges d'exploitation à prendre en compte pour les bâtiments.

L'EN 1991-1-1(Eurocode 1 partie 1-1) est destinée aux clients, aux concepteurs, aux constructeurs et aux autorités publiques.

L'EN 1991-1-1 est destinée à être utilisée concurremment avec l'EN 1990.

2.1 Actions mécaniques

Pour les actions mécaniques, la formule générale pour déterminer l'effet des actions (selon l'EC1 [1] est :

$$E_{f,id} = \sum \gamma_{GA} \cdot G_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2)$$

G_k: Valeur caractéristique de l'action permanente.

Q_{k,1}: Valeur caractéristique d'une (la principale) action variable

Q_{k,i}: Valeur caractéristique des autres actions variables

γ_{GA}=1,35 : Facteur partiel de sécurité

ψ_{1,1}, ψ_{2,i} : Combinaison de coefficients pour les bâtiments

Étant donné que la probabilité d'occurrence d'un incendie conjointement avec des niveaux de charges élevés est extrêmement faible, les facteurs partiels de sécurité à appliquer sont fortement réduits en comparaison de ceux utilisés pour le dimensionnement à froid.

Le coefficient ψ associé représente l'aspect cumulatif des combinaisons d'actions variables et/ou accidentelles, impliquant une action dominante et des actions variables non dominantes réduites.

Le tableau 1 récapitule les valeurs fixées pour différentes catégories de bâtiments.

Il faut noter que la valeur de ψ_1 due au vent sur les bâtiments est ramenée à la valeur de 0,2 dans le cadre du document d'application national de l'ENV 1991-1 (partie d'Eurocode ayant précédé l'EN 1990).

Tableau1. Coefficients ψ associés

Actions	ψ_1	ψ_2
Charges d'exploitation		
Catégorie A : habitation, résidentiels	0,5	0,3
Catégorie B : bureaux	0,5	0,3
Catégorie C : lieux de réunion	0,7	0,6
Catégorie D : commerces	0,7	0,6
Catégorie E : stockage	0,9	0,8
Charges de circulation		
Catégorie F : véhicules de poids < 30 kN	0,7	0,6
Catégorie G : véhicules de poids compris entre 30 kN et 160 kN.....	0,5	0,3
Catégorie H : toits	0	0
Charges dues à la neige		
	0,2	0
Charges dues au vent		
	0,5	0

2.2 Termes et définitions

Pour les besoins de la présente Norme européenne, les termes et définitions suivants, ainsi que ceux donnés dans l'ISO 2394, l'ISO 3898 et l'ISO 8930, s'appliquent. En outre, pour les besoins de la présente norme également, une liste de termes et de définitions de base est donnée dans l'EN 1990, 1.5.

- Poids volumique apparent

Le poids volumique apparent est le poids d'un matériau par unité de volume, pour une distribution normale de micro-vides, de vides et de pores

NOTE Dans l'usage courant, l'expression anglaise est fréquemment abrégée en “ density ” (qui désigne, la masse volumique).

- Poids total autorisé en charge (PTAC)

Le poids total autorisé en charge est la somme du poids propre du véhicule et de sa charge utile autorisée

- Éléments structuraux

Les éléments structuraux comprennent l'ensemble de l'ossature et les structures d'appui. Dans le cas des ponts, les éléments structuraux comprennent les poutres principales, les dalles et les éléments assurant la stabilité tels que les haubans

- Éléments non structuraux

Les éléments non structuraux incluent les éléments de finition et les éléments de décoration assemblés à la structure, y compris les revêtements de chaussée et les parapets non structuraux. Ils incluent également les équipements et réseaux fixés de manière permanente à ou dans la structure

- Cloisons

Murs non porteurs

- Cloisons mobiles

Les cloisons mobiles sont des cloisons qui peuvent être déplacées, ajoutées, supprimées ou reconstruites à un autre emplacement

Tableau 2. Catégories d'usages

Catégorie	Usage spécifique	Exemples
A	Habitation, résidentiel	Pièces des bâtiments et maisons d'habitation ; chambres et salles des hôpitaux ; chambres d'hôtels et de foyers ; cuisines et sanitaires.
B	Bureaux	
C	Lieux de réunion (à l'exception des surfaces des catégories A, B et D1)	<p>C1 : Espaces équipés de tables etc., par exemple : écoles, cafés, restaurants, salles de banquet, salles de lecture, salles de réception</p> <p>C2 : Espaces équipés de sièges fixes, par exemple : églises, théâtres ou cinémas, salles de conférence, amphithéâtres, salles de réunion, salles d'attente</p> <p>C3 : Espaces ne présentant pas d'obstacles à la circulation des personnes, par exemple : salles de musée, salles d'exposition etc. et accès des bâtiments publics et administratifs, hôtels, hôpitaux, gares</p> <p>C4 : Espaces permettant des activités physiques, par exemple : dancings, salles de gymnastique, scènes</p> <p>C5 : Espaces susceptibles d'accueillir des foules importantes, par exemple : bâtiments destinés à des événements publics tels que salles de concert, salles de sport y compris tribunes, terrasses et aires d'accès, quais de gare</p>
D	Commerces	<p>D1 : Commerces de détail courants</p> <p>D2 : Grands magasins</p>

2.3 Symboles

(1) Pour les besoins de la présente norme européenne, les symboles suivants s'appliquent.

NOTE Les notations utilisées sont fondées sur la norme ISO 3898:1997.

(2) Le paragraphe 1.6 de l'EN 1990 donne une liste générique de symboles ; les notations complémentaires ci-dessous sont spécifiques à cette partie de l'EN 1991.

Majuscules latines

A aire chargée

A_0 aire de référence

Q_k valeur caractéristique d'une charge concentrée variable

Minuscules latines

g_k poids par unité de surface ou poids par unité de longueur

n nombre d'étages

q_k valeur caractéristique d'une charge uniformément répartie ou d'une charge linéique

Minuscules grecques

α_n coefficient de réduction

γ poids volumique apparent

φ coefficient de majoration dynamique

ψ_0 coefficient définissant la valeur de combinaison d'une action variable, voir Tableau A.1.1 de l'EN 1990(Eurocode - Bases de calcul des structures).

3. Classification des actions

3.1 Poids propre

(1) Il convient de classer les poids propres des ouvrages de construction comme actions permanentes fixes, voir 1.5.3 et 4.1.1 de l'EN 1990.

(2) Lorsque le poids propre peut varier dans le temps, il convient de prendre en considération la valeur caractéristique supérieure et la valeur caractéristique inférieure (voir 4.1.2 de l'EN 1990(Eurocode - Bases de calcul des structures)). Toutefois, dans certains cas, lorsqu'il est libre (dans le cas des cloisons mobiles, par exemple, voir 6.3.1.2(8)), il convient de le traiter comme une charge d'exploitation supplémentaire.

NOTE Ceci s'applique notamment lorsque les actions permanentes" sont susceptibles d'être favorables.

(3)P Les charges dues au ballast doivent être considérées comme des actions permanentes et une redistribution éventuelle de celui-ci doit être prise en compte dans les calculs, voir 5.2.2 (1) et (2).

(4)P Le poids des terres sur les toits et terrasses doit être considéré comme une action permanente.

(5) Conformément au paragraphe 2.1(3)P, il convient de tenir compte, dans le calcul, des variations de la teneur en eau et d'épaisseur susceptibles de se produire, suite à une accumulation incontrôlée de matériau, pendant la durée de vie prise en compte pour le calcul de la structure.

NOTE Pour plus de détails sur la pression des terres, voir l'ENV 1997.

3.2 Charges d'exploitation

(1) P Sauf indication contraire figurant dans la présente norme, les charges d'exploitation (Tableau3) doivent être classées comme actions variables libres, voir 1.5.3 et 4.1.1 de l'EN 1990 (Eurocode - Bases de calcul des structures).

NOTE Pour les charges d'exploitations sur les ponts, voir l'EN 1991 (Eurocode 1 - Actions sur les structures).

(2) Lorsqu'on considère la situation de projet accidentelle impliquant un choc de véhicules ou des charges accidentelles dues à des machines, il convient de reprendre ces charges de l'EN 1991-1-7.

(3) Il convient de considérer les charges d'exploitation comme des actions quasi-statiques (voir 1.5.3.13 de l'EN 1990). Les modèles de chargement peuvent inclure des effets dynamiques s'il n'y a pas de risque de résonance ou d'autre réponse dynamique significative de la structure, voir ENV 1992 à ENV 1999.

(2) Pour le calcul des bâtiments dont la catégorie n'est pas spécifiée – en particulier lorsque l'utilisation future n'est pas connue, les valeurs correspondant à la catégorie D1 s'appliquent.

NOTE Il appartient au maître d'ouvrage d'informer l'exploitant de la nécessité de vérifier, une fois le type d'utilisation connu, la compatibilité de celle-ci avec la charge de dimensionnement.

Tableau 3. Charges d'exploitation sur les planchers, balcons et escaliers dans les bâtiments [1]

Catégorie de la Surface Chargée	q_k [KN/m²]	Q_k [KN]
Catégorie A : - planchers - escaliers (1) - balcons	1,5 2,5 3,5	2,0 2,0 2,0
Catégorie B	2,5	4,0
Catégorie C : - C1 - C2 - C3 - C4 - C5	2,5 4,0 4,0 5,0 5,0	3,0 4,0 4,0 7,0 4,5
Catégorie D : - D1 - D2	5,0 5,0	5,0 7,0
(1) Sauf pour des marches indépendantes, qui relèvent d'une approche dynamique.		

Chapitre 3. ACTIONS CLIMATIQUES

1. Action de la neige sur les constructions

1.1 Charge de neige sur les toitures ou autres surfaces

Les charges de neige doivent être classées comme actions variables fixes, sauf indications contraires précisées dans l'EN 1991-1-3[3]. Selon leur localisation géographique, pour des sites particuliers où peuvent se produire des chutes de neige exceptionnelles ou des accumulations de neige exceptionnelles, les charges correspondantes peuvent être considérées comme des actions accidentelles.

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toitures ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante [2][3]:

$$S = \mu \cdot S_k \quad [\text{kN/m}^2] \quad (1)$$

– S_k (en kN/m^2) est la charge de neige sur le sol, donnée au paragraphe 1.2, fonction de l'altitude et de la zone de neige (cf. carte de neige) ;

– μ est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme et donné au Tableau 1.

La neige peut se déposer sur la toiture de nombreuses manières selon :

- la disposition géométrique du bâtiment, la nature des matériaux, l'isolation thermique, les singularités de la toiture ;
- l'environnement climatique: durée de la saison de neige, ensoleillement, fonte et regel de la neige, vent ;
- la topographie locale et, en particulier, les conditions d'abri dues aux bâtiments, aux arbres, etc ;
- les actions particulières telles que l'enlèvement de la neige par les usagers.

Parmi tous ces facteurs, le plus important est la géométrie de la toiture et le vent ; néanmoins, une réduction de la charge de neige peut être apportée en tenant compte de l'effet d'exposition et de l'isolation thermique à condition que le concepteur puisse fournir des justifications nécessaires acceptées par le maître d'ouvrage.

1.2 Neige suspendue en débord de toiture

Dans les constructions situées à plus de 1000 m d'altitude, le calcul des parties de toiture en débord des murs de façade doit tenir compte de la neige suspendue en rive, en plus de la charge de neige appliquée à cette partie de toiture.

$$s_e = \frac{Ks^2}{\gamma} \quad [\text{KN/m}] \quad (2)$$

- s_e (en KN/m) est la charge de neige suspendue, par mètre linéaire
- S (en KN/m) est la charge de neige pour le cas de charge non accumulée le plus sévère pour la toiture considérée.
- Coefficient tenant en compte l'irrégularité de forme de la neige ; il doit être pris égal à 2.5 ;
- γ (en KN/m³) est le poids volumique de la neige qui, pour ce calcul, doit être pris égal à 3 KN/m³.

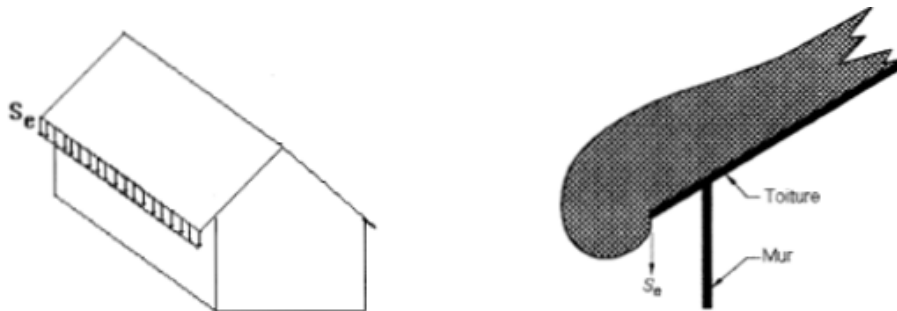


Figure 1 : Neige suspendue en débord de toiture

1.3 Influence de la localisation géographique

- Charges de neige sur les toitures

La carte neige donne la zone à considérer pour chaque commune du pays.

Les charges de neige agissent verticalement et elles se réfèrent à une projection horizontale de la surface de toiture. Deux dispositions fondamentales doivent être prises en compte : charge de neige sur la toiture sans accumulation, charge de neige sur la toiture avec accumulation. Les charges de neige sur les toitures sont déduites des charges de neige sur le sol en les multipliant par des coefficients de conversion appropriés.

- Influence de l'altitude

La valeur de S_k en kN/m² est déterminée par les lois de variation suivantes en fonction de l'altitude H (par rapport au niveau de la mer) en m du site considéré [2]:

$$\begin{aligned}
 \text{Zone A} \quad S_k &= \frac{0.07 \times H + 15}{100} \\
 \text{Zone B} \quad S_k &= \frac{0.04 \times H + 10}{100} \\
 \text{Zone C} \quad S_k &= \frac{0.0325 \times H}{100}
 \end{aligned} \tag{3}$$

Zone D pas de charge de neige. Dans cette région, une charge représentant l'ensablement des terrasses, telle que définie plus loin, sera prise en compte.

1.4 Autres valeurs représentatives

Outre la valeur caractéristique qui est la principale valeur représentative, les autres valeurs représentatives rentrant dans les différentes combinaisons d'actions sont définies comme suit :

- la valeur de combinaison égale à $\psi_0.S_k$ avec $\psi_0 = 0.6$;
- la valeur fréquente égale à $\psi_1.S_k$, avec $\psi_1 = 0.2$;
- la valeur quasi-permanente égale à $\psi_2.S_k$ avec $\psi_2 = 0$

1.5 Coefficients de forme des toitures [2][3]

Les valeurs des coefficients μ données ci-après concernent les toitures de formes courantes.

Pour des formes particulières de toitures, le cahier des charges doit préciser la valeur à prendre en compte.

Cas de charges :

Pour le calcul des coefficients de forme des toitures, il sera tenu compte des cas de charges ci-dessous :

- cas de charge répartie sur toute la surface ;
- cas de charge non uniforme: distribution initiale non uniforme, accumulation localisée au droit d'un obstacle, distribution de neige affectant la répartition de la charge sur l'ensemble de la toiture, (par exemple lorsque la neige est transportée du côté au vent vers le côté sous le vent).
- cas de charge résultant d'une redistribution de la neige depuis une partie du bâtiment plus élevée (par glissement).

Toitures à un versant :

- ✓ Les coefficients de forme des toitures à un versant sans obstacle de retenue de la neige (la neige est supposée pouvoir tomber librement) sont donnés par le tableau 1.
- ✓ Dans le cas où une rive de la toiture se termine par un obstacle de retenue de la neige, tels que garde-corps, barrières à neige, ou autres, le coefficient de forme de la toiture ne peut être réduit à une valeur inférieure à 0.8.

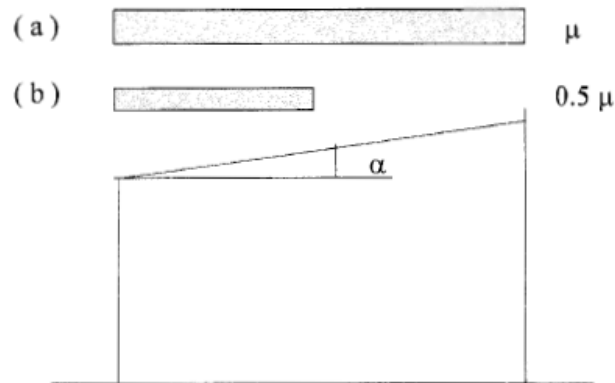


Figure2 : Coefficient de forme - toitures à un versant

Tableau1: Coefficients de forme - toitures à un versant

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en $^{\circ}$)	$0 \leq \alpha \leq 30^{\circ}$	$30^{\circ} < \alpha < 60^{\circ}$	$\alpha \geq 60^{\circ}$
coefficient μ	0.8	$0.8 \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

Il convient de considérer les dispositions de charges suivantes :

Toitures à deux versants :

- ✓ Le coefficient de forme des toitures à deux versants sans obstacles de retenue sont donnés par le tableau 2.

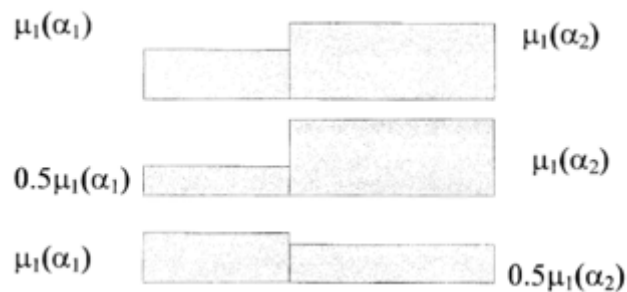




Figure 3 : Coefficient de forme - Toitures à deux versants

Tableau 2 : Coefficients de forme - Toitures à deux versants

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ_1	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

* Les dispositions de charges à prendre en compte sont celles produisant les effets les plus défavorables parmi les cas de la figure 1.

Toitures à versants multiples

Toitures à versants multiples symétriques (avec pente inférieure à 60°)

Le coefficient de forme à considérer est celui correspondant à la disposition de charges produisant les effets les plus défavorables parmi les cas suivants :

- cas de toitures à deux versants (fig 3.) ;
- cas de la figure 4, avec les coefficients de forme donnés par le tableau 3.

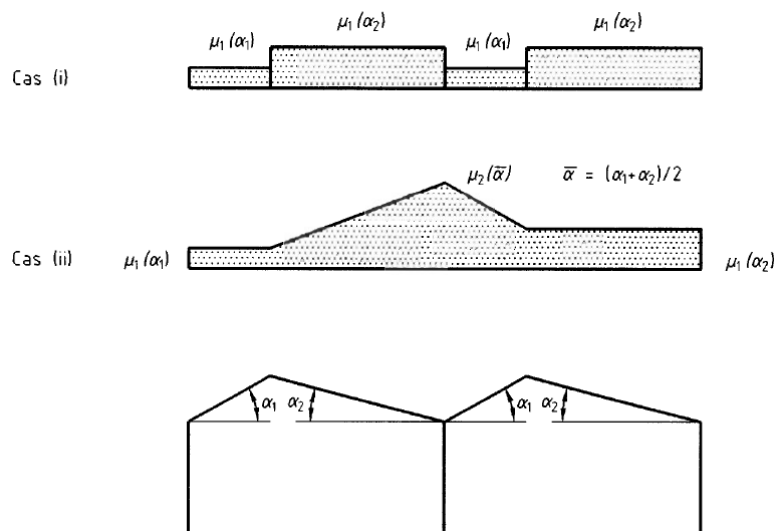


Figure 4 : Coefficient de forme des toitures à versants multiples

Tableau3: Coefficients de forme - toitures à versants multiples

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ_1	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60-\alpha}{30}\right)$	0.0
coefficient μ_2	$0.8 + 0.8 \cdot \left(\frac{\alpha}{30}\right)$	1.6	-

*** L'accumulation de neige sur les toitures à plusieurs niveaux résulte de l'entraînement de la neige par le vent et du glissement de la neige depuis la toiture la plus élevée. Les coefficients de forme se déterminent de la manière suivante :

– $\mu_1 = 0.8$ (en supposant une toiture inférieure plate)

– $\mu_2 = \mu_s + \mu_w$

où :

μ_s est le coefficient de forme de la charge de neige due au glissement. Il prend les valeurs suivantes :

– Pour $\alpha \leq 15^\circ$, $\mu_s = 0$.

– Pour $\alpha > 15^\circ$, μ_s se détermine par application d'une charge additionnelle égale à 50% de la charge de neige maximale s'exerçant sur le versant adjacent de la toiture supérieure,

μ_w est le coefficient de forme de la charge de neige due au vent. Il prend les valeurs suivantes:

$$\mu_w = \min [(b_1 + b_2)/2 \cdot h, \gamma \cdot h / S_k], (4)$$

avec la limitation $0.8 \leq \mu_w \leq 4$

– γ (en kN/m³) est le poids volumique de la neige ; dans ce calcul, il doit être pris égal à 2 kN/m³ ;

– b_1 , b_2 , et h (en m) sont définis sur la figure 4[2];

– S_k (en kN/m²) est la charge caractéristique de neige sur le sol

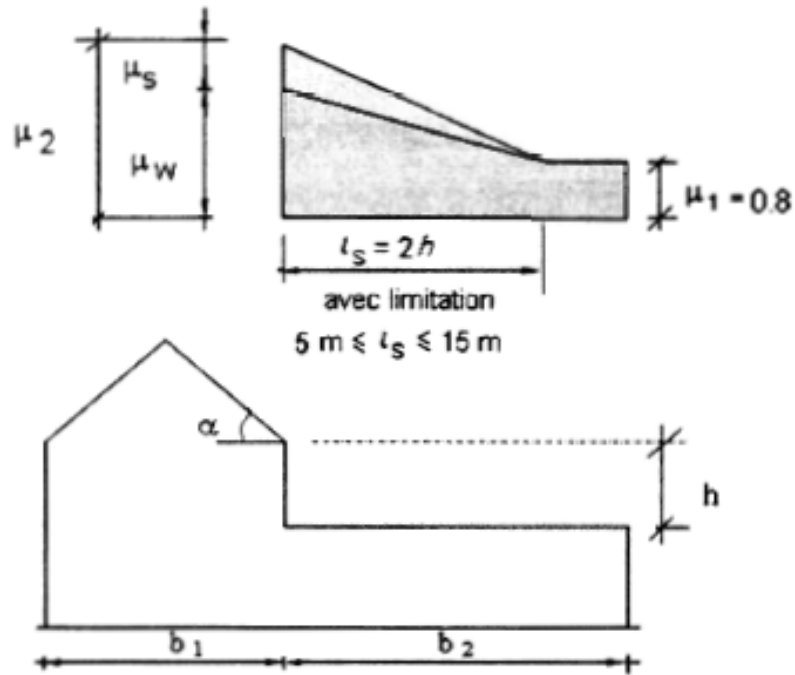
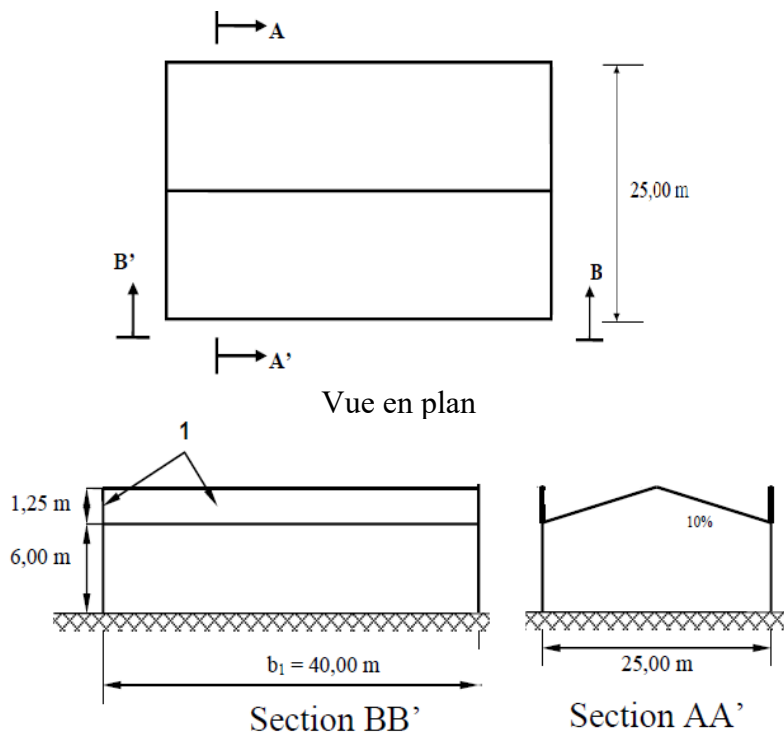


Figure 5 : Coefficients de forme – Toitures attenantes à des constructions plus élevées

Exemple d'application : déterminer la charge de neige (S) sur un bâtiment à simple rez-de-chaussée, pour un projet se trouvant en zone A.



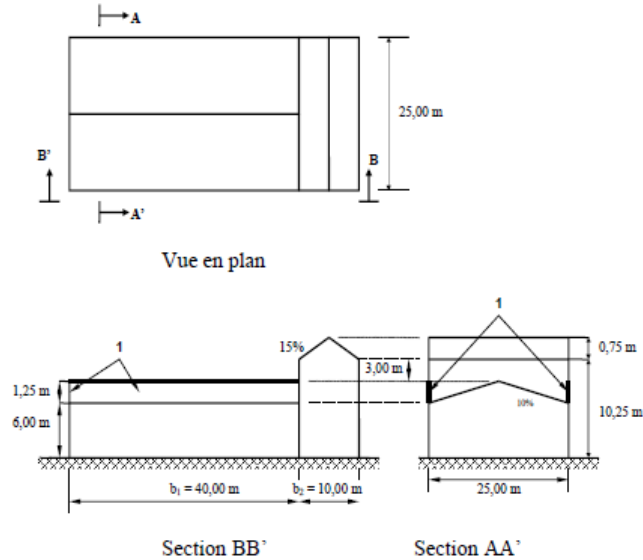
Solution :

$$s = \mu s_k, \quad S_k = \frac{0.07 * H + 15}{100} \text{ (zone A)}$$

$$\alpha = 5,71 \leq 15 \rightarrow \mu = 0,8$$

$$S = 0,8 * \frac{0,07 * H + 15}{100}$$

Exemple complémentaire



2. Charge de sable dans la zone D

2.1. Introduction

Le présent paragraphe a pour objet de fixer, à titre provisoire, la charge nominale de sable à prendre en compte dans le dimensionnement des constructions implantées dans la zone D.

2.2. Définition de la charge

La charge de sable résulte de l'accumulation des grains de sable déposés par le vent sur les toitures et autres parties non couvertes des planchers.

Les valeurs des charges données ci-après seront considérées comme variables, assimilables à la charge de neige.

2.3 Action de la charge de sable

-Toitures plates ou à faibles pentes (pentes inférieures à 5%) :

Dans le cas des toitures plates ou à faibles pentes, la charge de sable doit être prise en compte sous forme d'une charge uniformément répartie (tableau 4).

-Toitures rampantes :

Dans le cas des toitures rampantes et des toitures inclinées (un ou plusieurs versants, toitures en sheds, voûtes et coupôles, etc.), il y a lieu de considérer une charge linéaire localisée le long des arrêtes basses des versants ou à la naissance des voûtes et coupôles (fig. 7).

Les valeurs des charges q_1 et q_2 (en kN/ml) à prendre dans les calculs sont données par le tableau 4, en fonction de la zone où sera implanté l'ouvrage.

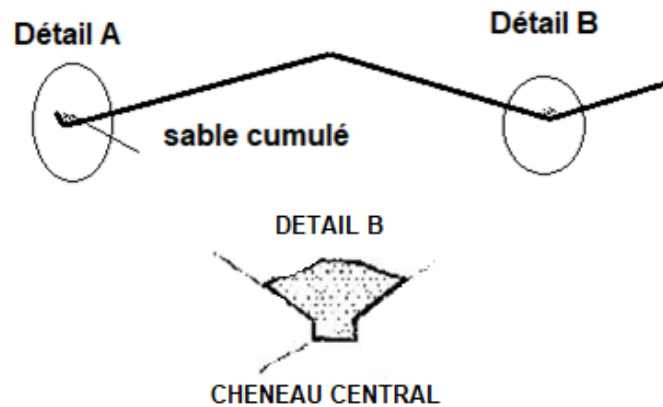


Figure 6 : Toiture à un ou plusieurs versants

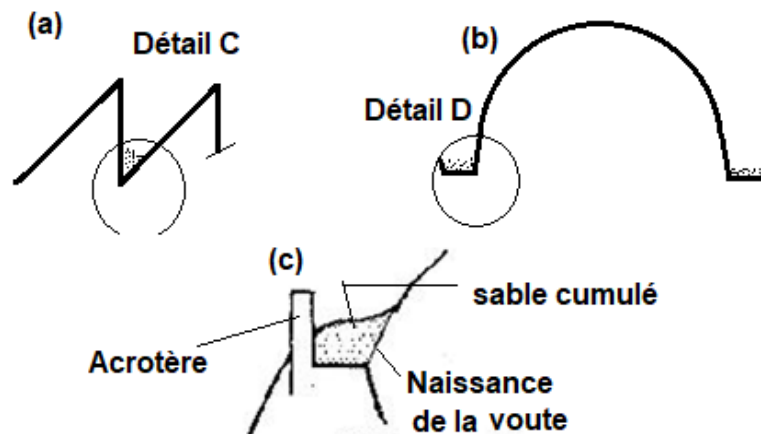


Figure 7 : (a) Toiture en shed, (b) Toiture en voute et coupôles, (c) Détail D

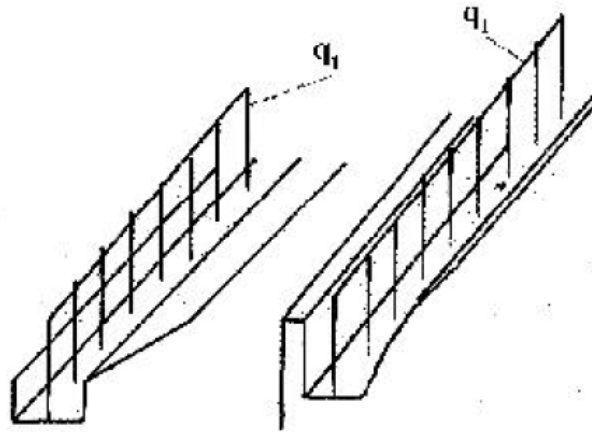


Figure 8 : Charge linéaire localisée [2]

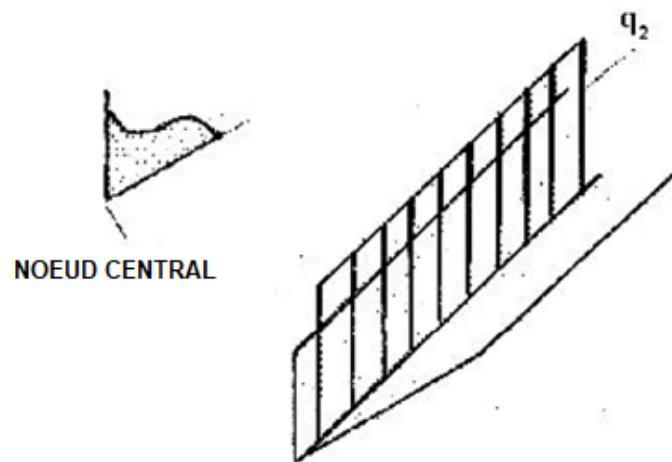


Figure 9: Charge uniformément répartie dans une région centrale [2]

Tableau 4 : Zone de sable [2]

Wilaya	Commune	Charge uniformément répartie (kN/m ²)	q_1 en kN/ml	q_2 en kN/ml
EL-OUED	Djemaa M'gheier	0.15	0.25	0.35
	Le reste de la wilaya	0.30	0.40	0.60
GHARDAIA	Ghardaia Zelfana Metlili Sebseb	0.15	0.25	0.35
	Berriane Guerara Daia Mensoura El-menia Hassi Lefhal Hassi El- Gara	0.25	0.40	0.50

ZONES DE SABLE PAR COMMUNE

Wilaya	Commune	Charge uniformément répartie (kN/m ²)	q _s en kN/ml	q _s en kN/ml
ADRAR	Adrar	0.20	0.30	0.40
	Timimoun			
LAGHOUAT	Reggane Aoulef Bourdj Badji Moukhtar	0.15	0.25	0.35
	Laghouat Hassi R'mel Ain Madhi Sidi Makhlouf Ksar El-Hiran			
BECHAR	Aflou Brida Guellet Sidi-Saad Oued Merza EL Ghicha	Zone C		
	Bechar Abadla Knedja Beni-Ounnif			
TAMENGHASSET	Beni-Abbas Igili Tabelbala Ouled khedir Kerzaz El-Ouata Taghit	0.20	0.30	0.40
	Tamenghasset Silet Tazrouk			
OUARGLA	Ain-Salah In-Ghar In-Guezzam Tin-Zouatine	0.20	0.30	0.35
	Ouargla Tougourt			
ILIZI	Le reste de la Wilaya	0.25	0.30	0.50
	Ilizi			
TINDOUF	In-Amenas	0.20	0.30	0.40
	Djanet Bourdj-El-Houass Debdeb Bordj-Omar-Driiss Tarat			
TINDOUF	Tindouf	0.20	0.30	0.40
	Oum-Laassel			

Chapitre 3. (Partie2)

3. Calcul de l'action du vent

3.1 Principes et hypothèses de calcul

- Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction.
- Pour une construction rectangulaire, on considérera les deux directions du vent
- Pour une construction circulaire, on considérera une direction du vent ;
- Pour un polygone, on considérera autant de directions du vent que de côtés. Néanmoins, un polygone régulier de plus de dix côtés pourra être considéré comme une construction circulaire dont le diamètre est celui du cercle circonscrit.
- Les actions du vent sont proportionnelles à la projection de la surface considérée dans un plan perpendiculaire à la direction du vent, appelée maître-couple.
- Pour la détermination de l'action du vent, on distingue deux catégories de construction
 - catégorie I : cette catégorie regroupe l'ensemble des bâtiments (à usage d'habitation, administratif, scolaire, industriel, de santé, lieux de culte, etc.), et les ouvrages de stockage (Réservoirs, châteaux d'eau, silos, etc.) ;
 - catégorie II : cette catégorie regroupe les constructions ajourées telles que les structures verticales en treillis (pylônes, grues, échafaudages, etc.), les cheminées et ouvrages similaires.

3.2. Vérification à la stabilité d'ensemble d'une construction

Détermination de la force qui tend à renverser la construction

- ◇ détermination du coefficient dynamique C_d ,
- ◇ détermination de la pression dynamique de pointe;
- ◇ détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} et intérieure C_{pi} .
- ◇ calcul de la pression due au vent
- ◇ Les forces de frottement

3.2.1 Coefficient dynamique C_d [2]

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence.

Valeur simplifiée

Une valeur conservatrice de $C_d=1$ peut être considérée dans les cas suivants :

- Bâtiments, dont la hauteur est inférieure à 15m ;

- Éléments de façade et de toiture dont la hauteur est à la fois inférieure à 5Hz ;
- Bâtiment à ossature comportant des murs, dont la hauteur est à la fois inférieure à 100m et à 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent ;

3.2.2 Pression dynamique de pointe

La pression dynamique de pointe est donnée par :

$$q_p(z_e) = q_{\text{réf}} \times C_e(z_e) \quad [\text{N/m}^2] \quad (5)$$

où :

- $q_{\text{réf}}$ (en N/m^2) est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes (dont la durée d'utilisation est supérieure à 5 ans) ; $q_{\text{réf}}$ est donnée par le tableau 5 en fonction de la zone de vent;
- C_e est le coefficient d'exposition au vent;

Tableau 5 : Valeurs de la pression dynamique de référence

Zone	q réf(N/m2)
I	375
II	435
III	500
IV	575

Pour les constructions temporaires (durée de service inférieure à 5 ans) ; la pression de référence du vent du tableau(5) est réduite de 28%.

3.2.3 Hauteur de référence z_e

- Pour les murs au vent des bâtiments à parois verticales, z_e est déterminée comme indiqué sur la figure 10 ;
- Pour les murs sous le vent et parallèles au vent, z_e est pris égal à la hauteur du bâtiment au-dessus du niveau du sol ;
- Pour les toitures, z_e est pris égal à la hauteur maximale des bâtiments
- Pour tous les autres ouvrages la hauteur de référence est égale à la hauteur maximale de l'élément considéré.

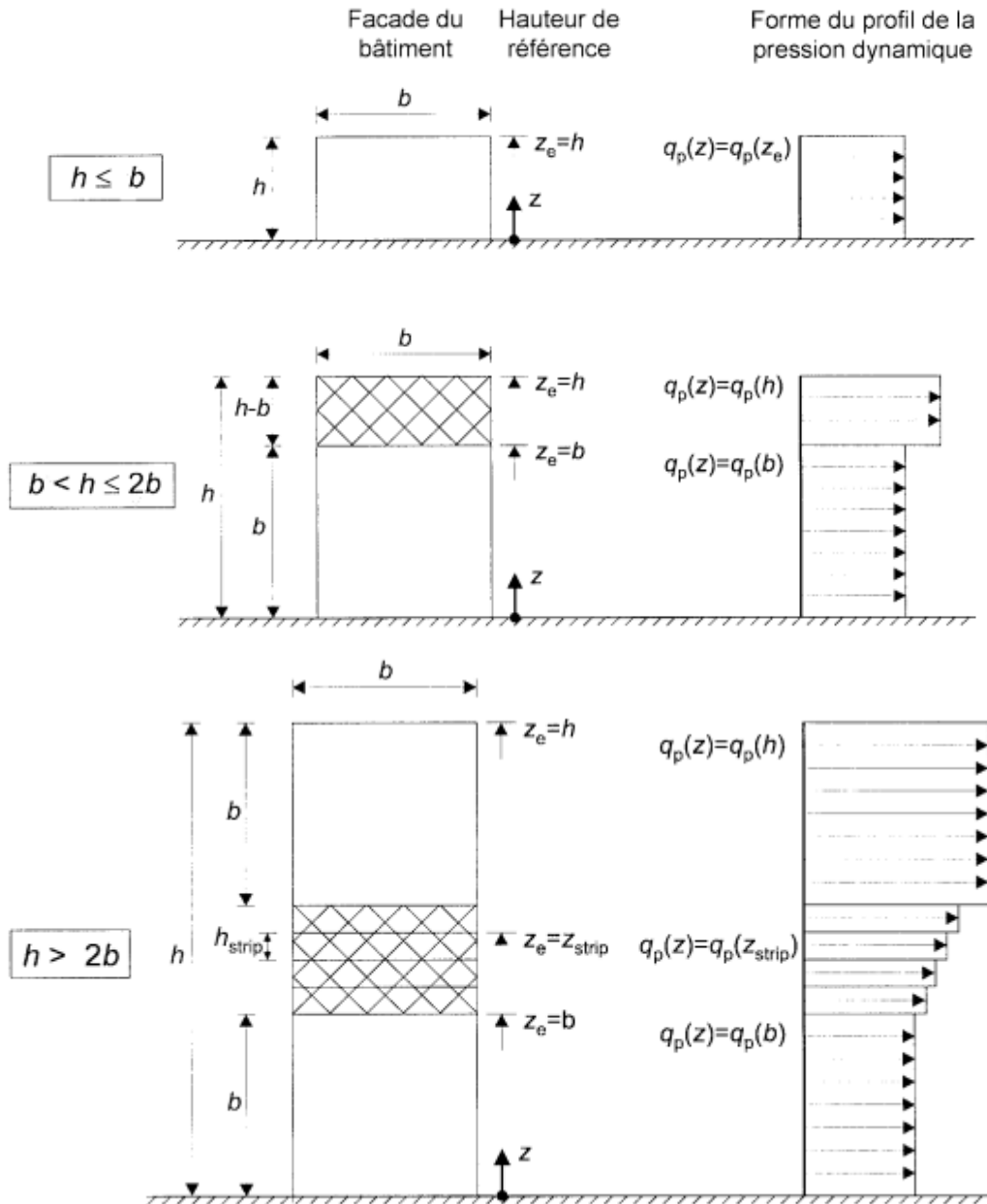


Figure 10 : Hauteur de référence z_e et profil correspondant de la pression dynamique

3.2.4 Coefficient d'exposition

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent.

Dans le cas où $C_t(z)=1$ le coefficient d'exposition $C_e(z)$ est donné par le tableau(6)

Tableau 6 : Valeurs du coefficient d'exposition $C_e(z)$ pour $C_t(z)=1$

Hauteur z (m)	Catégories de terrain				
	0	I	II	III	IV
≤ 1	1,811	1,545	1,423	1,276	1,173
2	2,137	1,883	1,423	1,276	1,173
5	2,603	2,373	1,929	1,276	1,173
10	2,983	2,776	2,352	1,703	1,173
15	3,216	3,025	2,616	1,973	1,440
20	3,387	3,207	2,810	2,174	1,640
25	3,521	3,352	2,965	2,335	1,801
30	3,633	3,472	3,094	2,470	1,937
35	3,729	3,575	3,205	2,587	2,055
40	3,813	3,666	3,302	2,690	2,159
50	3,956	3,820	3,468	2,865	2,337
60	4,074	3,947	3,606	3,012	2,487
70	4,175	4,056	3,725	3,139	2,617
80	4,264	4,152	3,829	3,250	2,731
100	4,414	4,315	4,006	3,440	2,926
125	4,566	4,480	4,187	3,634	3,127
150	4,692	4,617	4,337	3,796	3,295
175	4,800	4,735	4,466	3,936	3,440
200	4,895	4,838	4,579	4,058	3,568

Tableau 7 : Définition des catégories de terrain

Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ϵ
0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0,156	0,003	1	0,38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles.	0,170	0,01	1	0,44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur.	0,190	0,05	2	0,52
III Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0,215	0,3	5	0,61
IV Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,234	1	10	0,67

Lorsqu'il subsiste un doute quant au choix entre deux catégories de terrain, il y a lieu de retenir celui pour lequel les valeurs des paramètres associés sont les plus défavorables (catégorie de terrain la plus faible dans l'échelle de I à IV).

3.3 Coefficients de pression

3.3.1 Coefficients de pression extérieure

- Constructions à base rectangulaire :

Les coefficients de pression externe C_{pe} des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont définis pour des surfaces chargées de 1 m^2 et 10 m^2 , auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$.

C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes [2] :

$$C_{pe} = C_{pe,1} \quad \text{si} \quad S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) \quad 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} \quad S \geq 10 \text{ m}^2 \quad (6)$$

où S (en m^2) désigne la surface chargée de la paroi considérée.

a. Parois verticales :

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure 9[4]. Les valeurs de $C_{pe,10}$ et $C_{pe,1}$ sont données dans le tableau 8.

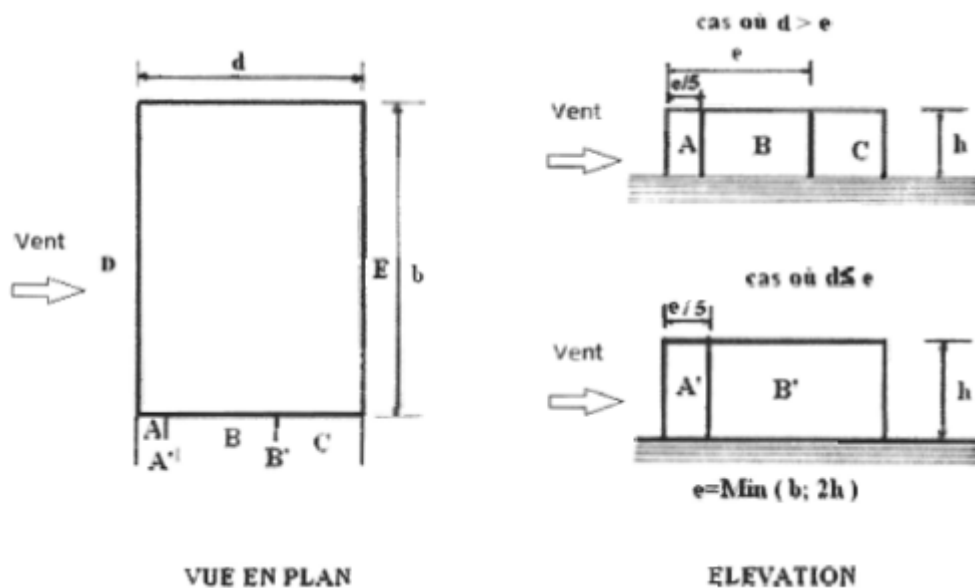


Figure 11 : Légende pour les parois verticales

Tableau 8 : C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire

A		B, B'		C		D		E	
$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
- 1,0	- 1,3	- 0,8	- 1,0	- 0,5		+ 0,8	1,0	- 0,3	

b. Parois horizontales (toitures terrasses)

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4° . Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure 10[1]. Les coefficients $C_{pe,10}$ et $C_{pe,1}$ sont donnés dans le tableau 8.

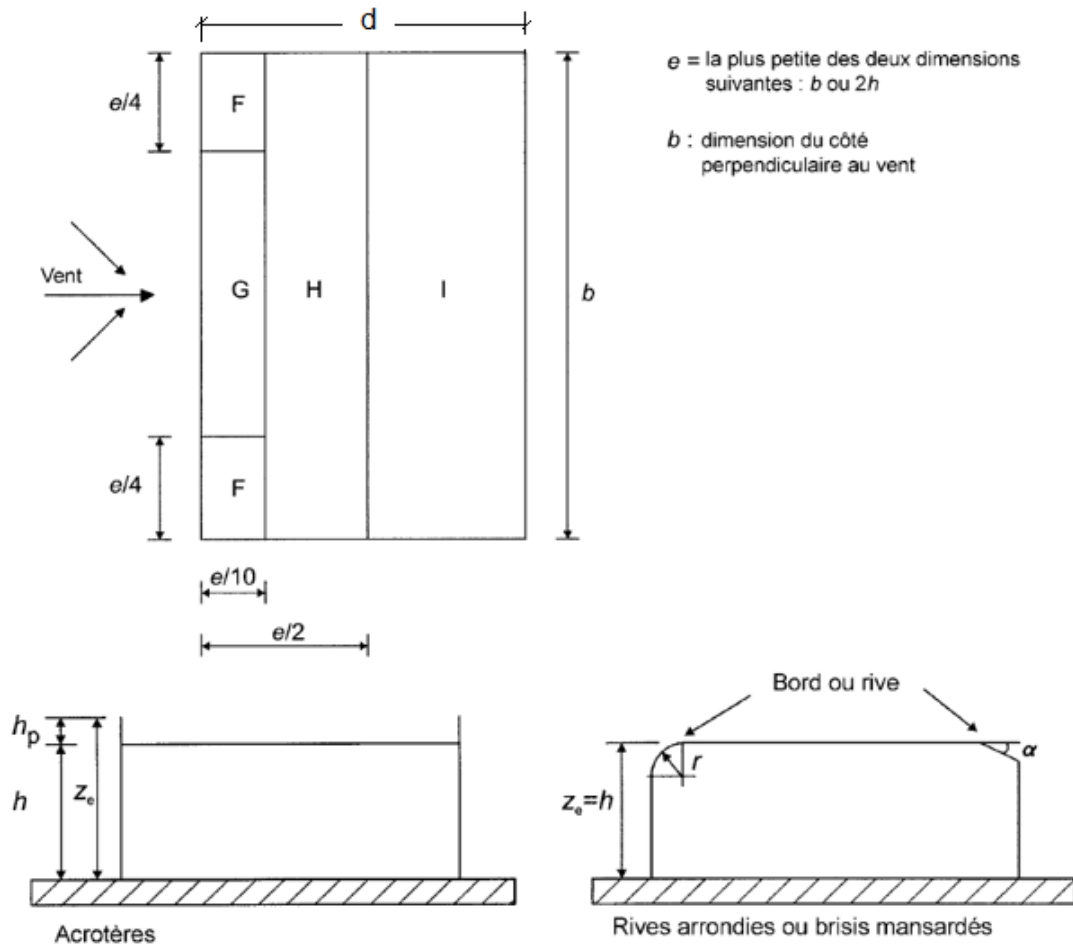


Figure 12 : Zones des toitures terrasse

Tableau 9 : Coefficients de pression extérieure des toitures plates

		Zones							
		F		G		H		I	
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
arêtes vives		- 1,8	-2,5	- 1,2	- 2,0	- 0,7	-1,2	$\pm 0,2$	
avec acrotères	$h_p/h = 0,025$	- 1,6	- 2,2	- 1,1	- 1,8	- 0,7	-1,2	$\pm 0,2$	
	$h_p/h = 0,05$	- 1,4	- 2,0	- 0,9	- 1,6	- 0,7	-1,2	$\pm 0,2$	
	$h_p/h = 0,10$	- 1,2	- 1,8	- 0,8	- 1,4	- 0,7	-1,2	$\pm 0,2$	
rives arrondies	$r/h = 0,05$	- 1,0	- 1,5	- 1,2	- 1,8	- 0,4		$\pm 0,2$	
	$r/h = 0,10$	- 0,7	- 1,2	- 0,8	- 1,4	- 0,3		$\pm 0,2$	
	$r/h = 0,20$	- 0,5	- 0,8	- 0,5	- 0,8	- 0,3		$\pm 0,2$	
brisis mansardés	$\alpha = 30^\circ$	- 1,0	- 1,5	- 1,0	- 1,5	- 0,3		$\pm 0,2$	
	$\alpha = 45^\circ$	- 1,2	- 1,8	- 1,3	- 1,9	- 0,4		$\pm 0,2$	
	$\alpha = 60^\circ$	- 1,3	- 1,9	- 1,3	- 1,9	- 0,5		$\pm 0,2$	

Toitures à deux versants :

La direction du vent est définie par un angle (voir figure 11) :

- $\theta = 0^\circ$ pour un vent dont la direction est perpendiculaire aux génératrices ;
- $\theta = 90^\circ$ pour un vent dont la direction est parallèle aux génératrices.

Il convient de diviser la toiture comme indiqué sur la figure 11. Les coefficients de pression $C_{pe,10}$ et $C_{pe,1}$ sont donnés dans les tableaux 10 et 11.

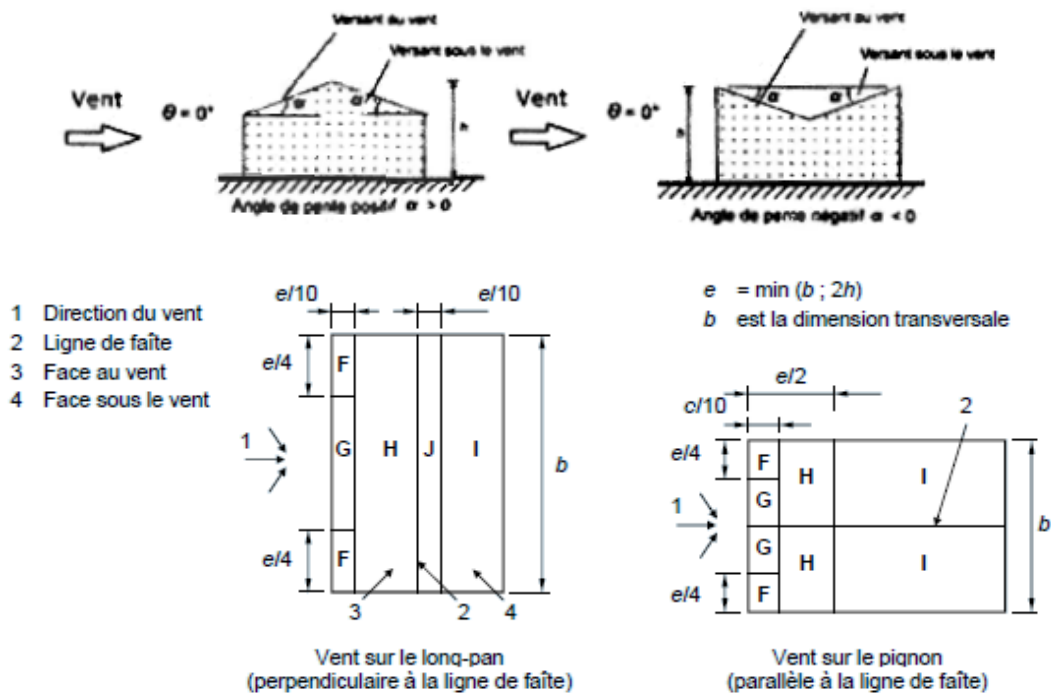


Figure 13 : Zones des toitures à deux versants

Tableau 10 : Coefficients de pression extérieure pour toitures à deux versants, $\theta=0^\circ\text{C}$

Pente α	Zones pour vent de direction $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,3		-0,3	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,3		-0,3	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+ 0,2		+ 0,2		+ 0,2					
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	- 0,2		-0,4		-0,5	
	+ 0,7		+ 0,7		+ 0,4					
45°	+ 0,7		+ 0,7		+ 0,6		-0,2		-0,3	
60°	+ 0,7		+ 0,7		+ 0,7		-0,2		-0,3	
75°	+ 0,8		+ 0,8		+ 0,8		-0,2		-0,3	

Tableau 11 : Coefficients de pression extérieure pour toitures à deux versants, $\theta=90^\circ\text{C}$

Pente α	Zones pour vent de direction $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,5	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

3.3.2 Coefficients de pression intérieure

- La combinaison la plus défavorable des pressions extérieure et intérieure, considérées comme agissant simultanément, doit être envisagé simultanément pour chaque combinaison potentielle d'ouvertures et autres sources de fuite d'air.
- Une face d'un bâtiment est considérée comme dominante lorsque l'aire des ouvertures dans cette face est au moins égale à deux fois l'aire des ouvertures et des fuites d'air dans les autres faces du bâtiment.

- Dans le cas d'un bâtiment ayant une face dominante, le coefficient de pression intérieure est donné par :
 $C_{pi} = 0.75 C_{pe}$; lorsque l'aire des ouvertures dans la face dominante est égale à deux fois l'aire des ouvertures dans les autres faces du bâtiment.
 $C_{pi} = 0.90 C_{pe}$; lorsque l'aire des ouvertures dans la face dominante est égale à trois fois l'aire des ouvertures dans les autres faces du bâtiment.
- Pour les bâtiments sans face dominante le coefficient de pression intérieure (C_{pi}) dépend de la hauteur du bâtiment (h), sa profondeur (d) et μ_p l'indice de perméabilité. Les ouvertures considérées sont les orifices de toute nature au travers desquels l'air peut circuler.

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures où } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

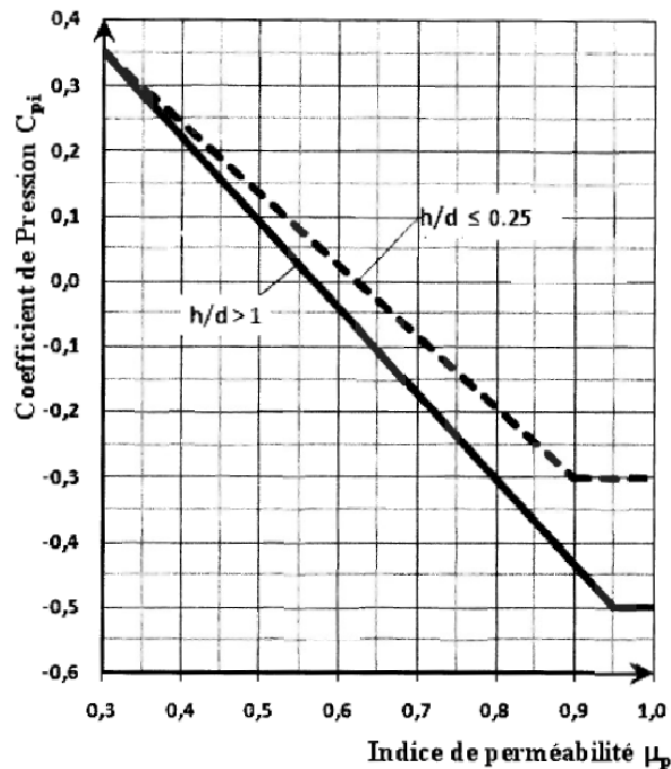


Figure 14 : Coefficient de pression interne pour face non dominantes

3.3 Détermination de la pression due au vent

Les pressions W_e , pression sur la face extérieure d'une paroi, et W_i , pression sur la face intérieure d'une paroi, sont comptées positivement s'il s'agit de surpression, et négativement s'il s'agit de dépression. On représente les pressions par des vecteurs perpendiculaires aux

parois. Si le vecteur est orienté vers la paroi, il s'agit d'une surpression, sinon il s'agit d'une dépression (figure 13).

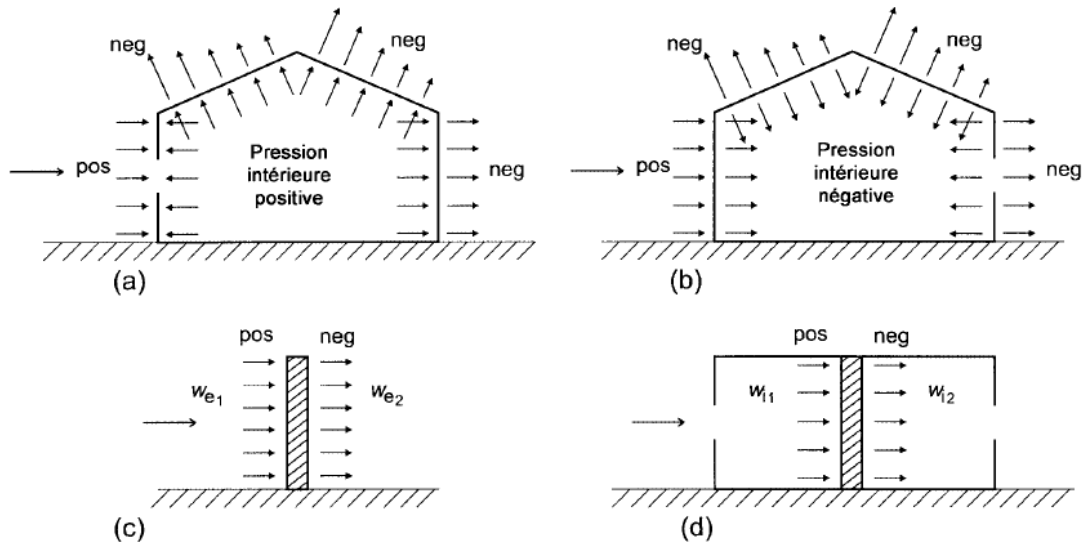


Figure 15 : Conventions pour la représentation des pressions sur les parois

La pression due au vent q_j qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_j = C_d \times W(z_j) \quad [\text{N/m}^2] \quad (7)$$

où :

- C_d est le coefficient dynamique de la construction en fonction de b et h ;
- W (en N/m^2) est la pression nette (appelée aussi pression) exercée sur l'élément de surface j , calculée à la hauteur z_j relative à l'élément de surface j .

$W(z_j)$ est obtenu à l'aide des formules suivantes :

- si une face de la paroi est intérieure à la construction et l'autre face est extérieure :

$$W(z_j) = q_{\text{dyn}}(z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [\text{N/m}^2] \quad (8)$$

- si les deux faces de la paroi sont extérieures (cas d'éléments isolés tels que toitures isolées, balcons, etc.) :

$$W(z_j) = q_{\text{dyn}}(z_j) \times C_{p,\text{net}} \quad [\text{N/m}^2] \quad (9)$$

- si les deux faces de la paroi sont intérieures :

$$W(z_j) = q_{\text{dyn}}(z_j) \times [C_{pi,1} - C_{pi,2}] \quad [\text{N/m}^2] \quad (10)$$

- $q_{\text{dyn}}(z_j)$ (en N/m^2) est la pression dynamique du vent calculée à la hauteur z_j relative à l'élément de surface j ;

- $C_{p,\text{net}}$ (noté aussi C_p coefficient de pression) est le coefficient de pression nette donné au chapitre 5[3] pour certains éléments de construction (toitures isolées, balcons, etc.) ;

- C_{pe} est le coefficient de pression extérieure défini au chapitre 5[3].

- C_{pi} est le coefficient de pression intérieure défini au chapitre 5[3].

3.5 Les forces de frottement

$$F_{fr} = c_{fr} q_p(z_e) A_{fr} \quad (11)$$

c_{fr} est le coefficient de frottement. Il peut être pris égal à :

$q_p(z_e)$ est la pression dynamique de pointe à la hauteur de référence z_e .

A_{fr} est l'aire de référence.

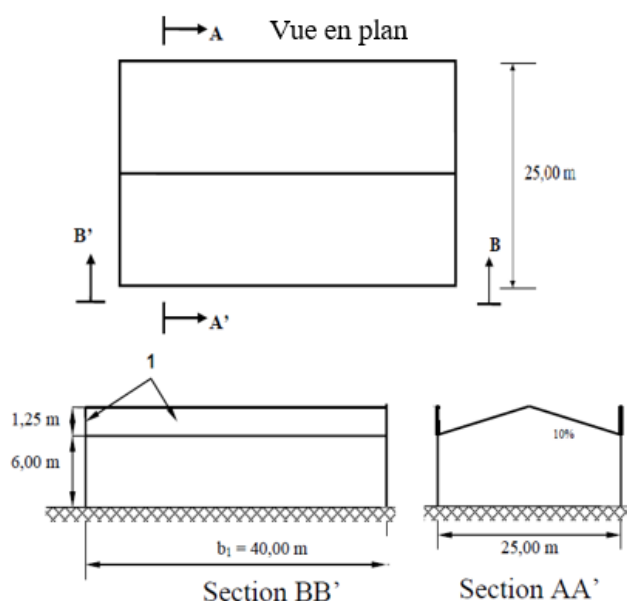
Les forces de frottement sont appliquées sur la partie des surfaces extérieures parallèle au vent A_{fr} , située au-delà d'une distance des bords ou des angles au vent,

Tableau 12 : Valeurs des coefficients de frottement

Etat de surface	Coefficient de frottement C_{fr}
Lisse (acier, béton lisse, ondulation parallèle au vent, paroi enduite, etc)	0,01
Rugueux (béton rugueux, paroi non enduite, etc)	0,02
Très rugueux (ondulations perpendiculaires au vent, nervures, plissements, etc)	0,04

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent).

Exemple d'application



Chapitre 4. ACTION DU SEISME SUR LES STRUCTURES EN ACIER

1. Définition et conditions d'application

La conception, le dimensionnement ainsi que l'exécution des ossatures métalliques de bâtiments en zones sismiques doivent satisfaire simultanément aux règles énoncées dans le document RPA 2003 et à celles prescrites par les autres règlements en vigueur. Par ailleurs, en zones sismiques, seuls les assemblages rigides sont autorisés (les assemblages semi rigides ne sont pas admis).

1.1 Principe de cohérence (vent/séisme)

Pour tout système structural, quand l'une des combinaisons d'actions incluant l'action du vent produit des effets plus défavorables que ceux produits par les combinaisons incluant le séisme, le dimensionnement de ce système sera déterminé sur la base des combinaisons incluant le vent. Néanmoins, les dispositions constructives, ainsi que les limitations prescrites par les présentes règles pour ce système, demeurent applicables.

1.2 Notations et définitions

f_y : résistance limite d'élasticité minimale spécifiée.

f_{yR} : résistance limite d'élasticité réelle.

f_u : résistance à la traction minimale spécifiée.

ε_y : déformation élastique correspondant à la limite d'élasticité f_y .

ε_u : déformation ultime correspondant à la résistance à la traction f_u .

A_R : allongement à la rupture d'une éprouvette normalisée, mesuré sur une longueur entre repères de $5,65 \sqrt{A_0}$ où A_0 est l'aire de la section de l'éprouvette.

Quelques termes importants utilisés dans les parties de ce document qui traitent des charpentes en acier, ont la signification suivante

Structure:

Ensemble d'éléments convenablement assemblés, conçus pour assurer la rigidité et constituant la partie porteuse de la construction.

Ossature:

Structure ne comportant ni mur porteur ni voile, qui est constituée d'un ensemble d'éléments (poutres, poteaux et/ou barres) directement assemblés et dimensionnés pour agir ensemble afin de résister aux actions.

Contreventement:

C'est la partie de la structure qui a pour fonction de reprendre toutes les forces horizontales.

Portique:

C'est une ossature plane dont les éléments (poutres et poteaux) et leurs nœuds rigides résistent aux actions essentiellement par flexion.

Portique auto stable:

C'est un portique, conçu en tant que contreventement vertical, capable de reprendre à la fois les actions horizontales et les actions verticales.

Portique auto stable ductile:

C'est un portique auto stable capable de subir d'importantes déformations inélastiques sans perte de résistance ni réduction significative de sa capacité de dissipation d'énergie.

Palée triangulée:

C'est un système de treillis, conçu en tant que contreventement vertical capable de reprendre les actions horizontales et dont les éléments (barres: diagonales, montants,..) sont essentiellement soumis à des forces axiales.

Palée triangulée centrée:

C'est une palée triangulée dont les axes neutres des éléments constitutifs (barres) sont convergents en un même point (centre du nœud).

1.3 Principes généraux des portiques auto stables ductiles

La conception, le dimensionnement, ainsi que l'exécution des portiques auto stables ductiles, doivent respecter les dispositions énoncées dans le présent paragraphe.

Les ossatures métalliques pour lesquelles les présentes règles sont applicables doivent être fabriquées à partir d'aciers de construction laminés à chaud conformes aux normes en vigueur et respectant en plus les conditions suivantes:

a) Avoir une bonne soudabilité, en respectant les normes y afférentes

b) Satisfaire aux critères de ductilité, de raffermissement et d'allongement à la rupture suivants:

- Critère de ductilité: $(\varepsilon_u / \varepsilon_y) \geq 20$
- Critère de raffermissement: $(f_u / f_y) \geq 1.20$
- Critère de l'allongement à la rupture: $A_r \geq 15 \%$

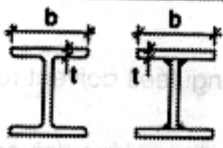

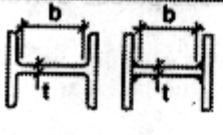
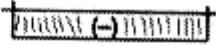
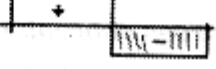
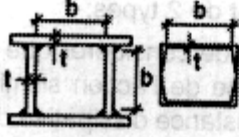
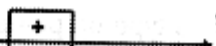
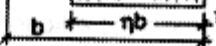
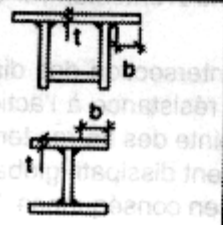
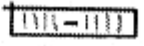
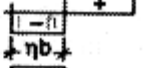
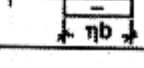
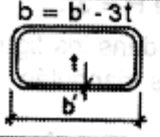
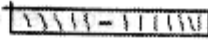
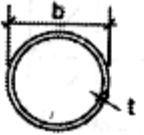
Note: Comme règle générale, on peut admettre que pour les nuances d'aciers : « FE 360, FE 430 et FE510 », les critères énoncés en (a) et (b) ci-dessus sont vérifiés.

c) avoir des variations des limites d'élasticité réelles vis-à-vis des limites d'élasticité de calcul suffisamment faibles pour ne pas remettre en cause l'emplacement prévu des rotules plastiques.

1.3.1 Assemblages

Les parois des sections comprimées et /ou fléchies des éléments dans lesquels des rotules plastiques sont susceptibles de se former pendant les déformations inélastiques des portiques doivent avoir un rapport largeur sur épaisseur b/t suffisamment faible pour prévenir les voilements locaux prématurés. Des valeurs maximales du rapport b/t pour des profils de section couramment utilisés, sont indiquées dans le tableau 1(RPA2003)[1].

Tableau 1 : Valeurs maximales du rapport b/t

type de section	diagrammes des contraintes	b/t max.
		20ϵ
	compression  flexion 	33ϵ 72ϵ
	compression  flexion  $\eta > 0,5$ $\eta < 0,5$	$\frac{396 \epsilon}{13 \eta - 1}$ $\frac{36 \epsilon}{\eta}$
	compression  compression flexion  compression flexion  ηb	9ϵ $\frac{9 \epsilon}{\eta}$ $\frac{9 \epsilon}{\eta^{1,5}}$
 $b = b' - 3t$	compression 	33ϵ
	compression	$50 \epsilon^2$

où $\epsilon = \sqrt{235/f_y}$, avec f_y en N/mm^2

- Chaque assemblage poteau-poutre d'un portique auto stable doit être de type rigide et être capable de développer dans la poutre la capacité plastique totale de cette dernière.
- Dans le cas où les assemblages poteaux-poutres d'un portique auto stable sont boulonnés, ces assemblages doivent être conçus, calculés et réalisés comme des assemblages travaillant au cisaillement, de type résistant au glissement à l'état-limite ultime sous l'action sismique, et utilisant des boulons précontraints à haute résistance et à serrage contrôlé.
- Pour les aciers de construction dont la résistance ultime spécifiée est de moins de 1,5 fois la résistance limite d'élasticité spécifiée, les rotules plastiques devant se

former dans les poutres, pendant les déformations inélastiques du portique, ne doivent pas apparaître en des endroits où l'aire de la semelle a été réduite, par exemple par des trous pour boulons. A titre indicatif, cette condition est remplie pour les aciers de nuances FE 360 et FE 430 mais elle ne l'est pas nécessairement pour la nuance FE 510.

- Les cordons de soudure des assemblages soudés des portiques auto stables doivent être contrôlés par des méthodes de contrôle non destructif conformes aux normes, et ce, particulièrement pour les ouvrages des groupes 1A et 1B implantés en zone sismique III.

1.4 Principes généraux des palées triangulées

La conception et le dimensionnement des palées triangulées doivent respecter les dispositions énoncées dans ce paragraphe.

Les aciers de construction utilisés dans les éléments des palées doivent respecter les conditions données.

Palées triangulées concentriques

Les palées triangulées concentriques autorisées sont de 2 types:

- **Palées en X** : Dans ce type de palée, il est admis de considérer que seules les barres tendues, pour un sens donné de l'action sismique, interviennent avec efficacité dans la résistance dissipative de l'ossature. Pour ce type de palées de contreventement, il est pris une valeur du coefficient $R=4$
- **Palées en V** : Dans ce type de palée, le point d'intersection des diagonales se trouve sur la barre horizontale. La résistance à l'action sismique est fournie par la participation conjointe des barres tendues et des barres comprimées. Le comportement dissipatif global de ce type de palée est de moindre efficacité., en conséquence, le coefficient de réduction R doit être réduit (prendre $R= 3$).

A titre indicatif, les ossatures métalliques représentées dans les figures 1 et 2 qui suivent peuvent être considérées comme des palées triangulées centrées.

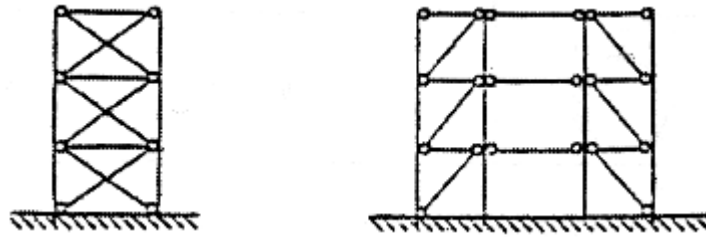


Figure 1. Palées centrées en X

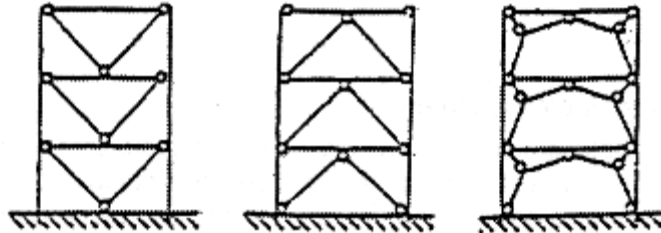


Figure 2. Palées centrées en V

1.5 Combinaisons d'actions et condition de résistance

1.5.1 Combinaisons d'actions

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux Etats Limites.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

- $G + Q + E$ (1)

- $0.8 G \pm E$ (2)

Pour Les poteaux dans les **ossatures auto stables**, la combinaison (5-1) est remplacée par la combinaison suivante:

- $G + Q + 1.2 E$ (3)

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation non pondérées

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales

Bien qu'aucune mention n'ait été faite des effets de l'accélération verticale due aux séismes, ces effets sont inclus comme suit :

La combinaison (1) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge d'exploitation est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (environ 40 à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.

La combinaison (2) tient compte de la réduction de la charge verticale qui se produira à cause des effets de l'accélération verticale.

Dans les combinaisons précédentes, il y a lieu de tenir compte de la réversibilité des charges sismiques

Pour les poteaux, la combinaison G+P+1.2E en (3) a pour objet de leur fournir une meilleure résistance aux effets des moments de renversement dus aux mouvements sismiques majeurs.

1.5.2 Justification vis à vis de la résistance

La condition de résistance suivante doit être satisfaite pour tous les éléments structuraux, leurs assemblages ainsi que les éléments non structuraux critiques :

$$S_d \leq R_d$$

S_d : sollicitation agissante de calcul résultant des combinaisons définies ci-dessus, incluant éventuellement les effets du 2^o ordre.

R_d : sollicitation résistante de calcul de l'élément, calculée en fonction des propriétés du matériau constitutif

*D'autres justifications doivent être réalisées (voir document RPA2003 [6])

2. Choix de la méthode de calcul

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- par la méthode statique équivalente
- par la méthode d'analyse modale spectrale
- par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

2.1 Conditions d'application de la méthode statique équivalente [6]

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 [6] avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : • tous groupes

Zone II : • groupe d'usage 3

• groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

• groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

• groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III : • groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

• groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

• groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

2.2 Méthodes dynamiques

a) La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

b) La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

3. Méthode statique équivalente

3.1 Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées [1], [6]. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure:

- Une ductilité suffisante
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures

3.2 Modélisation

- a) Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés
- b) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale

3.3 Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$\underline{V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W} \quad (4)$$

- **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Tableau 2 : Coefficient d'accélération de zone A.

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

- **D** :facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

- T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 8

Le facteur D est par ailleurs donné sous forme graphique à la figure 3 pour un amortissement $\xi = 5\%$

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (5)$$

• η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad (6)$$

où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quant $\xi = 5\%$, on a $\eta = 1$

Tableau 3 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

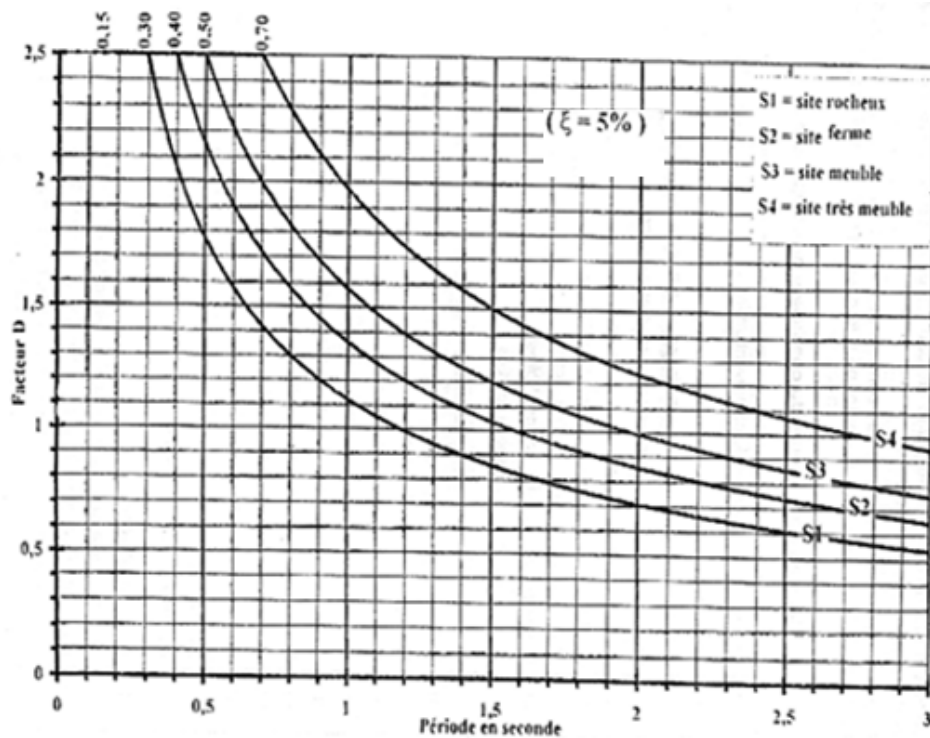


Figure 3. Facteur d'amplification dynamique

R : coefficient de comportement global de la structure

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4 en fonction du système de contreventement
En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient **R** la valeur la plus petite.

Tableau 4: valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
<u>A</u>	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
<u>B</u>	<u>Acier</u>	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
<u>C</u>	<u>Maçonnerie</u>	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5
<u>D</u>	<u>Autres systèmes</u>	
13	Ossature métallique contreventée par diaphragme	2
14	Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé	3
15	Ossature métallique contreventée par voiles en béton armé	
16	Ossature métallique avec contreventement mixte comportant un noyau en béton armé et palées ou portiques métalliques en façades	3,5
17	Systèmes comportant des transparences (étages souples)	4
		2

- Q : facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ (7)

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au tableau 5

Les critères de qualité "q" à vérifier sont :

Tableau 5 : valeurs des pénalités P_q

Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

1) Conditions minimales sur les files de contreventement

- *système de portiques* : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.
- *système de voiles* : chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un (01) trumeau ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 0,67 ou bien deux (02) trumeaux ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 1,0. Ces trumeaux doivent s'élever sur toute la hauteur de l'étage et ne doivent avoir aucune ouverture ou perforation qui puisse réduire de manière significative leur résistance ou leur rigidité.

2) Redondance en plan

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

3) Régularité en plan

La structure est classée régulière en plan.

4) Régularité en élévation

La structure est classée régulière en élévation.

5) Contrôle de la qualité des matériaux

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

6) Contrôle de la qualité de l'exécution

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

- **W** : poids total de la structure,

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (8)$$

- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- W_{Qi} : charges d'exploitation
- β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 5.

Tableau 6 : valeurs du coefficient de pondération β

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0,30
	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

3.4 Estimation de la période fondamentale de la structure

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (9)$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 6.

Tableau 7 : valeurs du coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Tableau 8 : Valeurs de T₁ et T₂

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T _{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70

Dans les cas n° 3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \quad (10)$$

où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (9) et (10)

La valeur de T peut être calculée avec **la formule de Rayleigh** ou une version simplifiée de cette formule :

$$a) \quad T = 2\pi \sqrt{\left(\sum_i^n W_i \delta_i \right) / g \left(\sum_i^n f_i \delta_i \right)} \quad (11)$$

f_i : système de forces horizontales, distribuées selon les formules de répartition de V suivant la verticale.

δ_i : flèches horizontales dues aux forces f_i calculées à partir d'un modèle élastique linéaire de la structure qui prend en compte tous les éléments participant à sa rigidité.

b) Version simplifiée de la formule de Rayleigh :

$$T = 2 \sqrt{\delta_N} \quad (12)$$

• δ_N : flèche horizontale au sommet du bâtiment, mesurée en mètres, due aux forces gravitaires appliquées horizontalement.

- Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

3.5 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$\underline{V = F_t + \sum F_i} \quad (13)$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07 TV$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petite ou égale à 0,7 secondes. La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$\underline{F_i = \frac{(V - F_t) W h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}} \quad (14)$$

3.5.1 Distribution horizontale des forces sismiques

$$\text{L'effort tranchant au niveau de l'étage } k : V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \quad (15)$$

dans le cas de structures comportant des planchers rigides dans leur plan, est distribué aux éléments verticaux de contreventement proportionnellement à leurs rigidités relatives.

3.6 Effet de la torsion d'axe vertical[6]

L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe vertical due à l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité doit être prise en compte. Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés.

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs:

-5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion)

- excentricité théorique résultant des plans.

Chapitre 5. ACTION DU FEU (INCENDIE) SUR LES STRUCTURES

1. Exigences réglementaires

Conformément à l'arrêté du 3 août 1999, la résistance au feu d'un élément peut être justifiée à partir :

- *a.* du résultat d'un essai au feu effectué sur un échantillon représentatif de l'élément concerné ;
- *b.* d'une analyse spécifique (extension de classement, procès-verbal par analogie...) délivrée par un laboratoire agréé par le ministère de l'Intérieur ;
- *c.* d'un calcul conformément à une méthode agréée par le CECMI (Comité d'études et de classification des matériaux vis-à-vis du danger d'incendie), tels que les DTU (documents techniques unifiés) spécialisés en comportement au feu ou par les parties « feu » des Eurocodes (Eurocodes 1, 3 et 4 partie 1-2).

2. Ingénierie de la sécurité incendie

L'ingénierie de la sécurité incendie s'appuie sur différentes disciplines pour permettre l'évaluation des risques et des mesures de protection présents dans un bâtiment. Il est maintenant possible d'apprécier globalement le comportement au feu d'un bâtiment, et non plus de se limiter à ne considérer que celui de ses composants pris indépendamment les uns des autres, de le comparer aux besoins liés aux objectifs de sécurité imposés à cet ouvrage. L'objectif est d'adapter les moyens de protection incendie aux risques réellement encourus dans un bâtiment ou un ouvrage de génie civil. Il est alors possible de concevoir des ouvrages parfaitement adaptés à leur finalité, mettant en œuvre les moyens de protection les plus appropriés tout en présentant une meilleure rentabilité des investissements, tout en assurant un haut niveau de sécurité pour les occupants, les biens et l'environnement.

En ce qui concerne spécifiquement la fonction porteuse d'une structure ou d'un élément de structure, elle est supposée assurée, après un temps t d'exposition à un incendie donné, si :

$$E_{f,id} \leq R_{f,id,t} \quad (1)$$

$E_{f,id}$: valeur de calcul de l'effet des actions pour la situation d'incendie de calcul, selon

l'ENV 1991-2-2 [7], ou Eurocode 1 partie 1-2

$R_{f,id,t}$: résistance de calcul correspondante de l'élément en acier ou mixte, pour la situation d'incendie de calcul, au temps t .

Pour vérifier cette condition il faut évaluer d'une part les actions agissant sur la structure en cas d'incendie et d'autre part la réponse thermomécanique de cette structure (évolution des températures) et comportement mécanique.

2.1. Structures au feu

Le rôle de la structure porteuse en cas d'incendie est de continuer à assurer la stabilité du bâtiment pendant une certaine durée ; cela impose aux éléments d'ossature un degré de stabilité au feu.

Le rôle des éléments de compartimentage en cas d'incendie est de limiter la propagation de l'incendie au sein d'un bâtiment et, le cas échéant, vers le voisinage ; cela impose à ces éléments un degré pare-flammes ou coupe-feu.

Bien que ces différents degrés s'expriment en heures et fraction d'heures, ce n'est pas un temps réel de performance à partir du début d'un incendie réel, mais un indice de résistance au feu jugé nécessaire par les pouvoirs publics en fonction de l'importance du risque et de la sévérité estimée du feu.

En matière de résistance au feu, les exigences imposées aux bâtiments sont définies dans le code de la construction et de l'habitation, le code du travail, les textes sur la protection de l'environnement.

2.2. Matériaux au feu

- Béton:

- Résistance au feu (R) généralement assez bonne
- Pour augmenter R, on augmente la section droite et/ou l'enrobage
- On protège rarement les sections en béton arme
- Attention particulière: éclatement (HSC), hourdis a l'effort tranchant

- Acier

- On protège généralement les sections en acier pour limiter leur échauffement
- Pour augmenter R, on augmente la protection thermique

- Mixte acier-béton

- Bonne solution pour obtenir une bonne résistance au feu

- Bois

- Combustible

- Résistance au feu peut être très bonne si la section transversale est suffisante
- Pas de dilatation sous l'effet de la chaleur
- Le mode de ruine peut être brutal

3. Combinaisons de charges en situation d'incendie

Étant donné que la probabilité d'occurrence d'un incendie conjointement avec des niveaux de charges élevés est extrêmement faible, les facteurs partiels de sécurité à appliquer sont fortement réduits en comparaison de ceux utilisés pour le dimensionnement à froid.

$$E_{f,id} = \sum \gamma_{GA} \cdot G_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2)$$

G_k : Valeur caractéristique de l'action permanente.

$Q_{k,1}$: Valeur caractéristique d'une (la principale) action variable

$Q_{k,i}$: Valeur caractéristique des autres actions variables

$\gamma_{GA}=1$: Facteur partiel de sécurité pour situation accidentelle,

$\psi_{1,1}, \psi_{2,i}$: Combinaison de coefficients pour les bâtiments

Tableau 1 : Coefficients ψ associés

Action	$\Psi 1$	$\Psi 2$
Imposed load in buildings		
Category A: domestic, residential	0.5	0.3
Category B: offices	0.5	0.3
Category C: congregation areas	0.7	0.6
Category D: shopping	0.7	0.6
Category E: storage	0.9	0.8
Traffic loads in buildings	0.7	0.6
Category F: vehicle weight ≤ 30 kN	0.5	0.3
Category G: $30 \text{ kN} < 160 \text{ kN}$	0.0	0.0
Category H: roofs		
Snow loads		
For sites located at altitude $H \leq 1000$ m	0.2	0.0
For sites located at altitude $H > 1000$ m	0.5	0.2
Wind loads	0.2	0.0

NB : Comme l'incendie est une charge accidentelle, on utilise :

- ☀ des combinaisons de charges accidentelles,
- ☀ des coefficients partiels de sécurité sur les matériaux propres à cette sollicitation (souvent $\gamma_{m,fi} = 1.00$)

4. Structures en béton

Tableau2 : Dimensions minimales recommandées des colonnes en mm (ENV1992- 1-2)

Résistance au feu	Section minimum (mmxmm)	Taux de chargement maximum η_{fi}
R 30	150 X 150	0,5
	200 X 200	0,7
R 60	200 X 200	0,6
	300 X 300	0,7
R 120	300 X 300	0,2
	350 X 350	0,3
	400 X 400	0,6

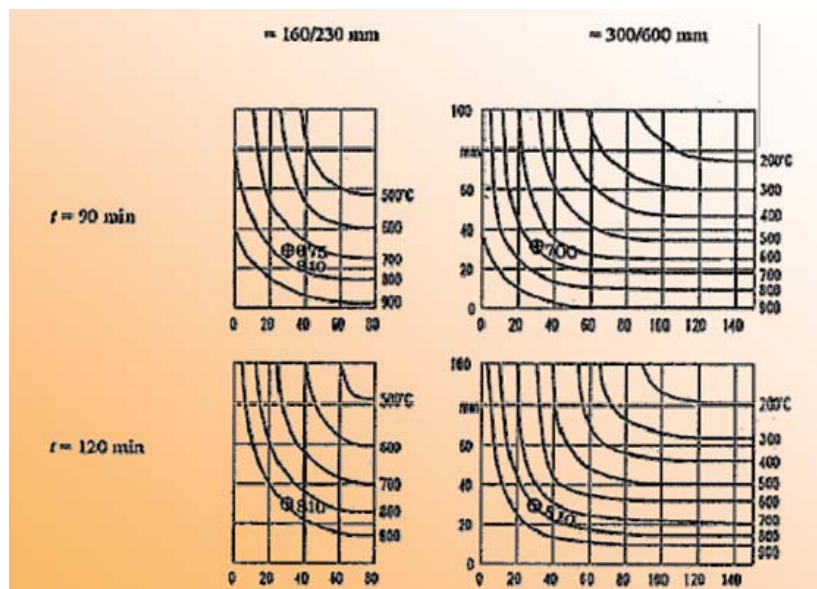


Figure1. Répartition des températures dans les poutres suivant EN 1992-1-2[8]

Distribution de la température dans une dalle en béton à agrégats siliceux

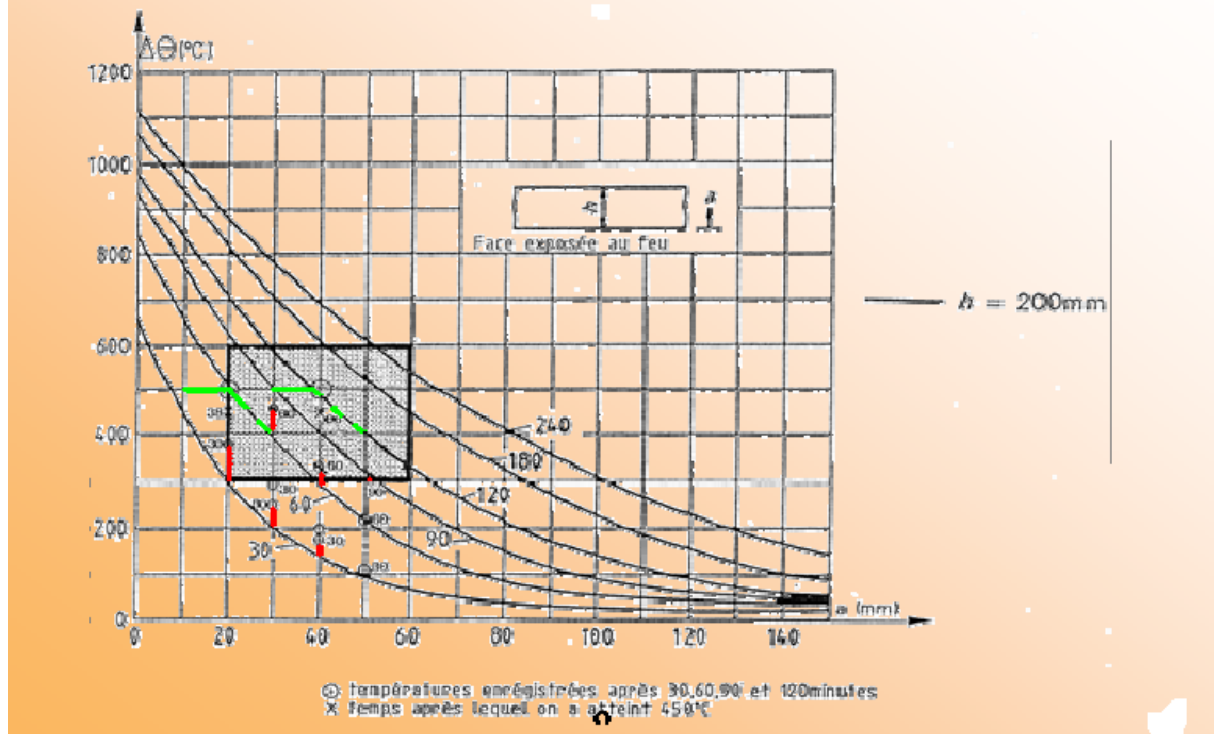


Figure 2. Evolution de la température dans une dalle en béton à agrégats siliceux

En conclusion :

- La résistance au feu des éléments en béton armé est généralement assez bonne.
- On peut la déterminer assez facilement par méthode tabulée ou par méthode de calcul simple.
- Pour augmenter R, le plus simple est d'augmenter la section droite et/ou l'enrobage.
- On protège rarement les sections en béton armé.
- Attention aux bétons à haute résistance (éclatements).
- Attention aux hourdis sans armature d'effort tranchant.

5. Structures en acier

L'acier perd 50% de sa résistance aux alentours de 600°C [9].

- Les structures en acier **s'échauffent rapidement** car les éléments sont minces et la conductivité est élevée

- Il faut **protéger** les éléments en acier afin de retarder leur échauffement et ainsi Obtenir une résistance au feu adéquate

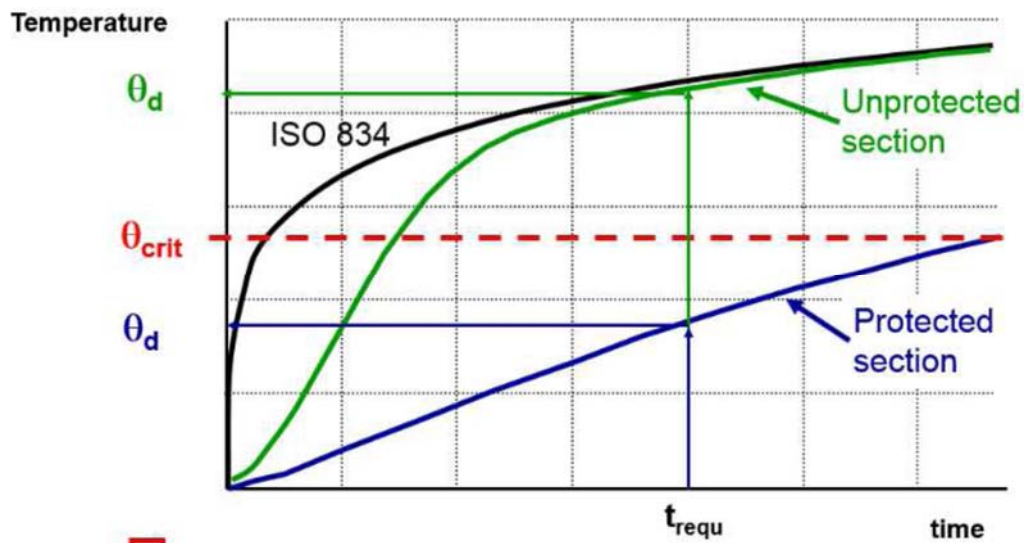


Figure 3. Evolution de la température en fonction du temps de l'acier protégé et non protégé

5.1 Protection au feu passive

Moyens de protection au feu passive

- Peinture intumescente

Finition décorative en conditions normales

S'expansé sous la chaleur pour produire une couche isolante

Pose possible en atelier (attention transport)

- Plaques isolantes

En plâtre, fibre minérale, vermiculite

Facile d'application, esthétiquement acceptable

Difficulté géométrique avec les détails complexes (assemblages)

- Matériaux à pulvériser: mortier projeté résistante au feu

Fibre minérale ou vermiculite ou liant

Application bon marché, mais peu propre; le nettoyage peut être cher

Peu esthétique; généralement utilise derrière un plafond suspendu

Mortier projeté



Figure 4. Protection de l'acier avec du mortier projeté



Figure 5. Protection de l'acier avec des plaques isolantes

5.2 Facteur de massivité

Le facteur de massivité d'une section d'un élément métallique est défini par le rapport de sa surface exposée au feu par unité de longueur et son volume par unité de longueur.

Pour une distribution de température supposée uniforme dans la section, l'augmentation de température $\Delta\theta_{a,t}$ dans un élément en acier non protégé, situé à l'intérieur d'un local en feu, pendant un intervalle de temps Δt , peut être déterminée par :

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{A_m/V}{c_a \rho_a} h_{\text{net,d}} \Delta t \quad (3)$$

avec

A_m : surface exposée de l'élément par unité de longueur (m^2), V volume de l'élément par unité de longueur (m^3),

c_a : capacité thermique de l'acier (de l'ordre 700) ($\text{J}/(\text{kg} \cdot \text{K})$),

$h_{\text{net,d}}$: valeur de calcul du flux thermique net par unité de surface (W/m^2),

Δt : intervalle de temps (s),

ρ_a : masse volumique de l'acier (kg/m^3).

La valeur de $h_{\text{net,d}}$ est obtenue à partir de l'ENV 1991-2-2.

(A_m/V) Le facteur de massiveté qui est le rapport entre la surface effective exposée au feu et le volume de l'acier par unité de longueur. Le tableau 3[7][5] donne le facteur de massiveté pour des profils non protégés

Tableau3 : Massiveté des profils laminés

Profilé	F/V m^{-1}	V/F mm
UPN 80	283,6	3,5
UPN 200	205,3	4,9
UPN 300	161,6	6,2
IPE 80	430,6	2,3
IPE 200	253,9	3,9
IPE 300	215,6	4,6
IPE 600	129,6	7,7
HEA 100	265,1	3,8
HEA 200	211,9	4,7
HEA 300	152,9	6,5
HEA 600	102,0	9,8
HEB 100	218,1	4,6
HEB 200	147,2	6,8
HEB 300	116,0	8,6
HEB 600	85,0	11,8
HEM 100	116,4	8,6
HEM 200	91,4	10,6
HEM 300	60,4	16,6
HEM 600	65,2	15,3

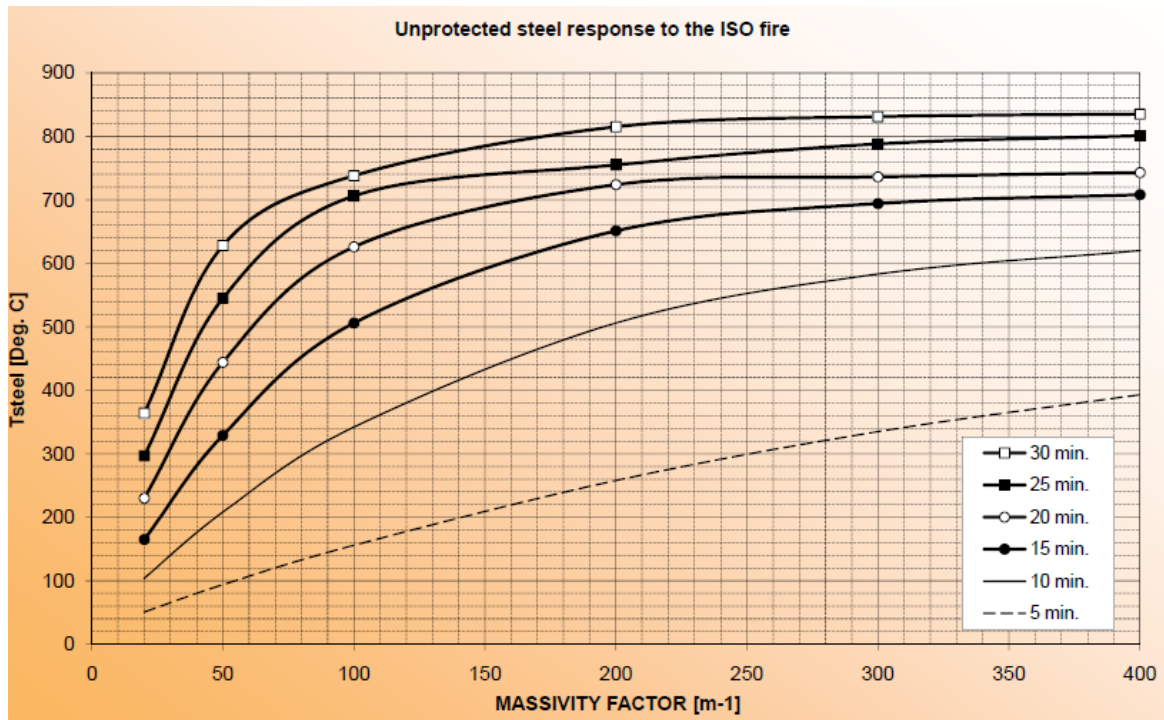


Figure 6. Facteur de massivité de l'acier non protégé en fonction de la température selon le feu normalisé (ISO834).

Tableau 4 : Facteurs de réduction pour les relations contrainte-déformation de l'acier au carbone aux températures élevées [7][8]

Température de l'acier θ_a	Facteurs de réduction à température θ_a par rapport à la valeur de f_y ou E_a à 20°C		
	Facteur de réduction (Par rapport à f_y) pour la limite d'élasticité efficace $k_{y,\theta} = f_{y,\theta} / f_y$	Facteur de réduction (Par rapport à f_y) pour la limite de proportionnalité $k_{p,\theta} = f_{p,\theta} / f_y$	Facteur de réduction (Par rapport à E_a) pour la pente du domaine élastique linéaire $k_{E,\theta} = E_{y,\theta} / E_y$
20°C	1.000	1.000	1.000
100°C	1.000	1.000	1.000
200°C	1.000	0.807	0.900
300°C	1.000	0.613	0.800
400°C	1.000	0.420	0.700
500°C	0.780	0.360	0.600
600°C	0.470	0.180	0.310
700°C	0.230	0.075	0.130
800°C	0.110	0.050	0.090
900°C	0.060	0.0375	0.0675

1000°C	0.040	0.0250	0.0450
1100°C	0.020	0.0125	0.0225
1200°C	0.000	0.000	0.000
NOTE pour des valeurs intermédiaires de la température de l'acier, une interpolation linéaire peut être utilisée.			

En conclusion :

Une structure en acier non protégé présente au maximum une résistance au feu de 30 minutes, ce qui ne peut être obtenu qu'au prix d'un taux de chargement faible, de l'ordre 10%.

Il est possible de protéger une structure en acier de manière à ralentir son échauffement :

- Par des peintures intumescentes,
- Par des produits projetés (souvent à base de ciment)
- Par des plaques de produits isolants (plâtres, bois, produits spécialisés...)

6. Structures mixtes acier-béton

La construction mixte acier-béton est une bonne solution pour obtenir une bonne résistance au feu.

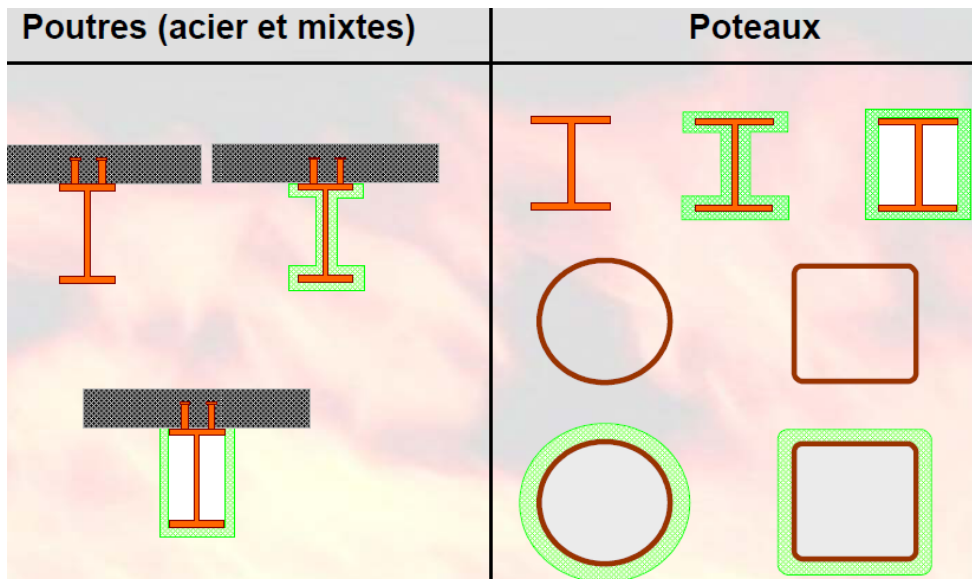


Figure7. Exemples de sections mixtes

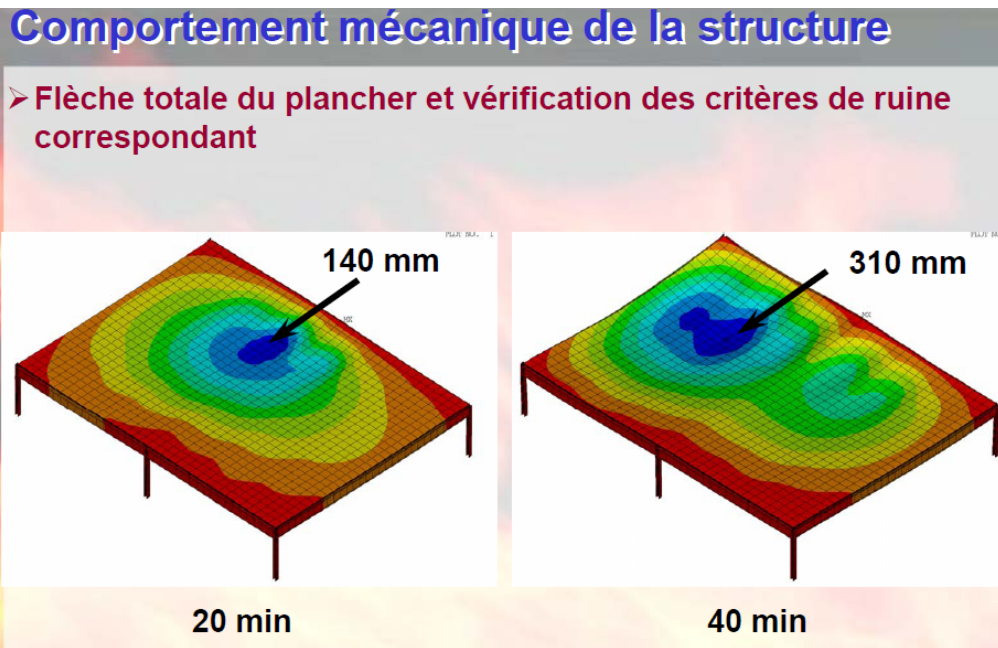


Figure 8. Exemple d'un plancher soumis à l'incendie

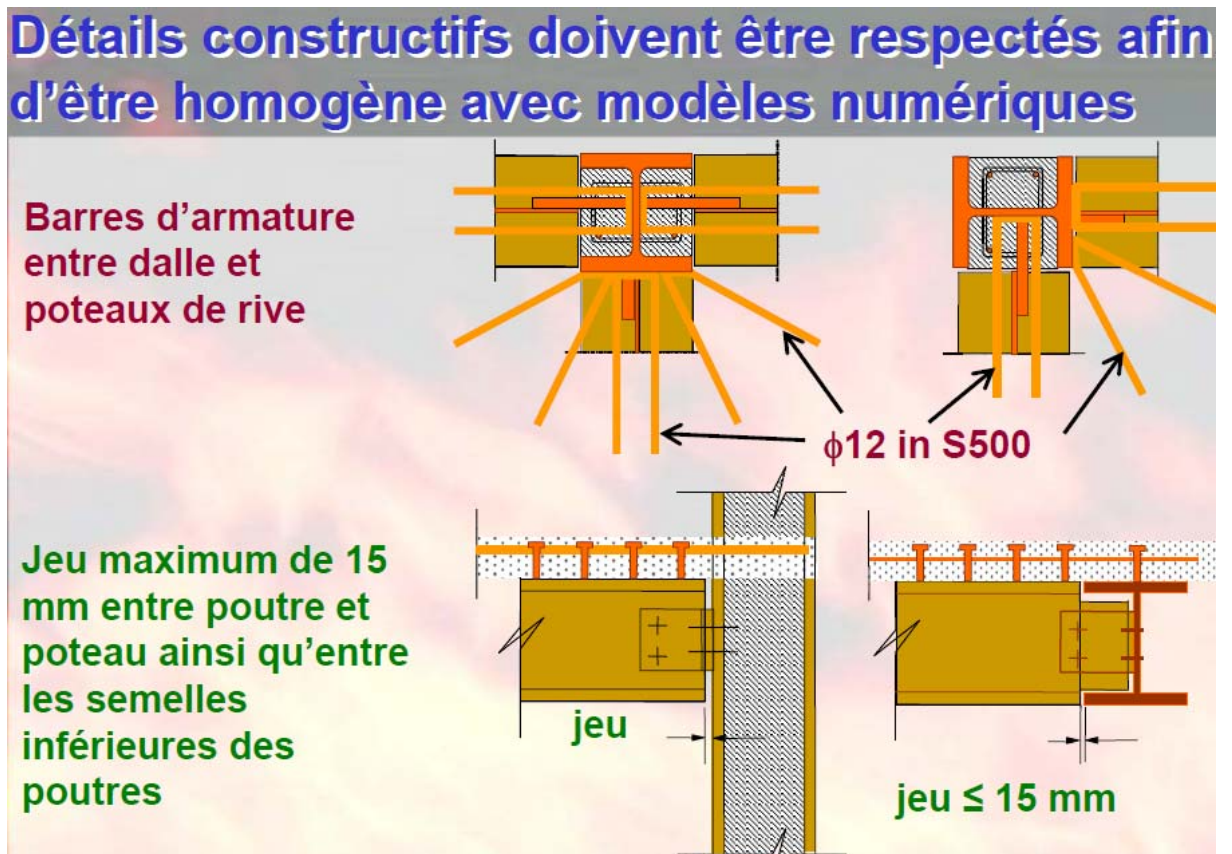
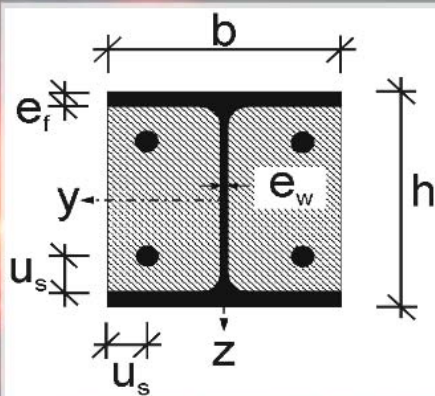


Figure 9. Détails constructifs doivent être respectés vis-à-vis de l'incendie

Poteau mixte

Méthode des valeurs tabulées



Paramètres existants :

$$e_w/e_f = 0.58$$

$$b = h = 300 \text{ mm}$$

$$\eta_{fi,t} = 0.28$$

$$u_s = 110 \text{ mm}$$

$$\frac{A_s}{A_c + A_s} = 3\%$$



		R30	R60
	Rapport minimal épaisseur âme/semelle e_w/e_f	0,5	0,5
1	Dimensions minimales de la section pour un niveau de chargement $\eta_{fi,t} \leq 0,28$		
1.1	Dimensions minimales h et b [mm]	160	200
1.2	Distance minimale de l'axe des armatures u_s [mm]	-	50
1.3	Pourcentage minimal d'armature $A_s/(A_c+A_s)$ en %	-	4

Figure 10. Dimensions minimales pour un niveau de chargement $\eta_{fi,t} \leq 0.28$

Références bibliographiques

1. Eurocode 1. Actions sur les structures, Partie 1-1 : Actions générales – Poids volumique, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments, 2001
2. Document Technique Règlementaire, république algérienne démocratique et populaire ministère de l'habitat « DTR C 2-4.7 (version 2013) »
3. Eurocode 1 - Actions sur les structures - Partie 1-3: Actions générales - Charges de neige, 2003
4. Eurocode 1: Actions sur les structures - Partie 1-4: Actions générales - Actions du vent, 2005
5. Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes- Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments.
6. Règles parasismiques Algériennes RPA 99 version 2003. DTR-BC- 2.48
7. Eurocode 1. Actions sur les structures, Parties 1-2 : Actions générales- Actions sur les structures exposées au feu, 2002.
8. Franssen J-M, Sécurité contre l'incendie dans les bâtiments – Prévention Passive
orbi.ulg.ac.be/bitstream, <https://orbi.ulg.ac.be/bitstream>
9. EN 1993-1-2:2005 : Eurocode 3 : Calcul des structures en acier - Partie 1-2 : Règles générales - Calcul du comportement au feu.
10. J. KRUPPA, Sécurité incendie et Essais Centre technique industriel de la construction métallique CTICM, 2

