

NOTIONS DE DIMENSIONNEMENT ET D'AVANT PROJET DE BATIMENT

Page 2

**INFRASTRUCTURE DE BATIMENT - CONCEPTION D'UNE STRUCTURE
REALISEE DANS UNE NAPPE D'EAU**

Page 31

CALCUL DES POUTRES CONTINUES DE PLANCHER

Page 95

DIVERSES METHODES DE CALCUL DES DALLES

Page 123

**POTEAUX ET VOILES – FLAMBEMENT – DIVERSES METHODES DE
JUSTIFICATION**

Page 148

CONTREVENTEMENT D'UNE STRUCTURE EN BETON ARME

Page 187

NOTIONS DE DIMENSIONNEMENT ET D'AVANT PROJET DE BATIMENT

Sommaire

1 – PREAMBULE.....	4
1.1 – Les actions	4
1.1.1 – Normes de référence concernant les actions.....	4
1.1.2 – Charges permanentes	4
1.1.3 – Charges d'exploitation.....	6
1.1.4 – Actions climatiques	10
1.1.5 – Actions accidentelles	10
1.2 – Les valeurs caractéristiques des actions.....	10
1.3 – Les combinaisons d'actions	10
1.3.1 – États Limites Ultimes (ELU).....	10
1.3.2 – États Limites de Service (ELS)	11
2 – ELEMENTS NECESSAIRES AU DIMENSIONNEMENT.....	12
2.1 – La règle des 3 pivots de l'EC2, caractéristiques des matériaux.....	12
2.1.1 – Béton.....	12
2.1.2 – Aciers.....	14
2.2 – Définition du moment réduit pour le dimensionnement :.....	14
2.2.1 – Dimensionnement à l'ELU	14
2.2.2 – Dimensionnement à l'ELS.....	15
3 – DIMENSIONNEMENT EN PHASE D'AVANT PROJET :	16
3.1 – Dimensionnement des poutres et des dalles :.....	16
3.1.1 – Dispense de calcul des flèches suivant l'EC2	17
3.1.2 – Dimensionnement des dalles	18
3.1.3 – Dimensionnement des poutres.....	18
3.2 – Dimensionnement des poteaux	18
3.2.1 – Estimation de la descente de charges	19
3.2.2 – Détermination de la section du poteau	19
4 – DIMENSIONNEMENT EN PHASE EXECUTION :	20
4.1 – Dimensionnement des poutres et des dalles :.....	20
4.1.1 – Dimensionnement des dalles	20
4.1.2 – Dimensionnement des poutres.....	21
4.2 – Dimensionnement des poteaux	22
5 – CHARGEMENT DES POUTRES.....	25
5.1 – Répartition des charges de planchers sur les porteurs	25
5.2 – Charges équivalentes sur les files de poutres.....	25
5.2.1 – Rappel RdM.....	25
5.2.2 – Tableaux de résultats pour quelques cas particuliers.....	26
6 – CHARGEMENT DES ELEMENTS VERTICAUX.....	29
6.1 – Effets des continuités	29
6.2 – Dégression verticale des charges	29
6.3 – Réduction horizontale des charges.....	30

Figures

Fig. 1 – caractéristique de la charge d'essieu	8
Fig. 2 – Règle des trois pivots selon l'EC2	12
Fig. 3 – diagramme contrainte-déformation du béton	13
Fig. 4 – diagramme rectangulaire simplifié	13
Fig. 5 – diagramme contrainte-déformation de l'acier	14
Fig. 6 – diagramme ELS de la section	15
Fig. 7 – Principe de répartition des charges de planchers sur les porteurs	25
Fig. 8 – Poutre à chargement trapézoïdal, charge linéaire équivalente	26

Tableaux

Tab. 1 – Références des Normes concernant les actions	4
Tab. 2 – Poids volumiques – Matériaux de construction (Annexe informative A de l'EC1-1-1)	5
Tab. 3 – Produits stockés – Poids volumique et angle de talus naturel (Annexe informative A de l'EC1-1-1)	5
Tab. 4 – Catégories d'usage des bâtiments (EC1-1-1)	7
Tab. 5 – Tableau des charges d'exploitation des bâtiments (EC1-1-1 et ANF)	7
Tab. 6 – Catégories d'usage des locaux industriels et des aires de stockage (EC1-1-1)	7
Tab. 7 – Tableau des charges d'exploitation des locaux industriels (EC1-1-1 et ANF)	8
Tab. 8 – Caractéristiques des chariots-élévateurs (classe FL) (EC1-1-1 et ANF)	8
Tab. 9 – Charges des cloisons mobiles q_k (par m^2 de plancher)	6
Tab. 10 – Catégories d'usage des aires de stationnement et de circulation (EC1-1-1)	9
Tab. 11 – Charges d'exploitation sur les planches d'aires de stationnement ou de circulation (EC1-1-1 et ANF)	9
Tab. 12 – Catégories d'usage des toitures (EC1-1-1)	9
Tab. 13 – Charges d'exploitation pour les toitures de la catégorie H (EC1-1-1 et ANF)	9
Tab. 14 – Charges d'exploitation pour les toitures de la catégorie I (EC1-1-1 et ANF)	9
Tab. 15 – Charges d'exploitation pour les toitures de la catégorie K (EC1-1-1 et ANF)	9
Tab. 16 – Valeurs recommandées de ψ	10
Tab. 17 – valeurs de calcul d'actions (EQU)	11
Tab. 18 – valeurs de calcul d'actions (STR et GEO)	11
Tab. 19 – valeurs de calcul d'actions accidentelles et sismiques	11
Tab. 20 – valeurs de calcul d'actions en combinaisons ELS	12
Tab. 21 – tableau des paramètres de l'équation contrainte-déformation du béton	13
Tab. 22 – tableau des paramètres du diagramme rectangulaire simplifié	14
Tab. 23 – diamètre maximal des barres en fonction de l'ouverture de la fissure et de la contrainte (tab 7.2N)	16
Tab. 24 – Tableau donnant K en fonction du type de structure	17
Tab. 25 – dimensionnement des dalles en phase Avant-Projet	18
Tab. 26 – dimensionnement des poutres en phase Avant-Projet	18
Tab. 27 – Ordre de grandeur des charges de plancher pour le dimensionnement des poteaux	19
Tab. 28 – dimensionnement des dalles en phase Exécution	21
Tab. 29 – dimensionnement des poutres en phase Exécution	22
Tab. 30 – dimensionnement des poteaux en phase Exécution	22
Tab. 31 – Éléments pour la détermination de la force portante N_{Rd} des poteaux carrés de bâtiment de côté a	23
Tab. 32 – Cas d'une poutre porteuse d'une dalle appuyée sur ses quatre côtés	27
Tab. 33 – cas d'une poutre porteuse d'une dalle appuyée sur ses quatre cotés avec une nervure intermédiaire	27
Tab. 34 – Cas d'une poutre porteuse d'une dalle appuyée sur 3 de ses cotés	28
Tab. 35 – Cas d'une poutre porteuse d'une dalle appuyée sur 3 de ses cotés avec une nervure intermédiaire	28
Tab. 36 – Dégression globale pour n niveaux de même catégorie au-dessus du porteur concerné	29
Tab. 37 – Dégression par plancher pour le $n^{\text{ème}}$ niveau de même catégorie qu'au-dessus	30
Tab. 38 – Réduction horizontale de la charge d'exploitation en fonction de l'aire chargée	30

1 – PREAMBULE

1.1 – Les actions

Il convient avant toute chose de faire le bilan exhaustif des actions exercées sur la structure et de réaliser la « note d'hypothèses de charges » propre à la structure étudiée.

Ce document, base de la conception de la structure permet :

- De fixer les hypothèses prises dans la phase avant projet. Ces hypothèses influent directement sur le coût de la structure.
- De porter à la connaissance de tous les intervenants des phases de réalisation et d'exploitation les capacités portantes de la structure.

Les actions de plusieurs natures sont données :

- Dans les Normes en vigueur (voir plus loin)
- Dans les Documents Particuliers du Marché (DPM), le Maître d'Ouvrage pouvant demander la prise en compte de charges particulières nécessaires à l'exploitation de son bâtiment.

On distingue :

- Les charges permanentes ;
- Les charges d'exploitation ;
- Les actions climatiques ;
- Les actions accidentelles.

1.1.1 – Normes de référence concernant les actions

En fonction de leur nature, il est nécessaire de consulter plusieurs Normes pour faire le listing complet des charges appliquées sur la structure.

On trouve dans ces documents et leurs Annexes Nationales les valeurs caractéristiques des actions nécessaires à l'établissement du projet.

Tab. 1 – Références des Normes concernant les actions

Nature	Normes françaises	Normes européennes
Poids volumiques	P 06-004	EN 1991-1-1
Charges d'exploitation bâtiment	NF P 06-001	EN 1991-1-1
Charges routières	CCTG - Fasc. 61 – Titre II	EN 1991-2
Charges de vent	NF P 06-002 (NV 65)	EN 1991-4
Charges de neige	NF P 06-006 (N84)	EN 1991-3
Règles parasismiques	NF P 06-013 (PS 92) NF P 06-014 (PS MI 89)	EN 1998
Calcul au feu (action du feu)	P 92-701 (FB 1987)	EN 1991-1-2

1.1.2 – Charges permanentes

Elles sont constituées essentiellement du poids propre des éléments constituant la structure et du poids des équipements nécessaires au fonctionnement de l'ouvrage (maçonneries, étanchéité, isolation thermique, revêtements de sol, menuiseries...).

Entrent également dans cette catégorie le poids propre des terres sur les terrasses du bâtiment et la poussée des terres attenantes à l'ouvrage.

Tab. 2 – Poids volumiques – Matériaux de construction (Annexe informative A de l'EC1-1-1)

Matériaux	Poids volumique γ (kN/m ³)
Béton de poids normal	24 ⁽¹⁾
Mortier de ciment	19 à 23
Mortier de plâtre	12 à 18
Mortier de chaux et de ciment	18 à 20
Mortier de chaux	12 à 18
Éléments en terre cuite	21
ardoise	28
Contreplaqué de résineux	5
Contreplaqué de bouleau	7
Contreplaqué en panneau de lamellés et panneaux lattés	4,5
Panneaux de particules	7 à 8
Aluminium	27
Laiton	83 à 85
Bronze	83 à 85
Cuivre	87 à 89
Fonte	70 à 72,5
Plomb	112 à 114
Acier	77 à 78,5
Zinc	71 à 72
Verre en feuilles	25
Verre brisé	22
Plaques acryliques	12
Billes de polystyrène expansé	0,3
Mousse de verre expansé	1,4
Gazole	8,3
Fioul	7,8 à 9,8
Fioul lourd	12,3
essence	7,4
Butane liquéfié	5,7
Propane liquéfié	5
Boues en suspension à plus de 50% en volume	10,8
Eau douce	10

Tab. 3 – Produits stockés – Poids volumique et angle de talus naturel (Annexe informative A de l'EC1-1-1)

Matériaux	Poids volumique γ (kN/m ³)	Angle de talus naturel \varnothing (°)
Granulats légers	9 à 20	30
Granulats normaux	23 à 30	30
Granulats lourds	30	30
Sable et graviers en vrac	15 à 20	35
Sable	14 à 19	30
Vermiculite expansée, granulats pour béton	1	-
Vermiculite brute	6 à 9	-
Bentonite en vrac	8	40
Bentonite tassée	11	-
Ciment en vrac	16	28
Ciment en sac	15	-
Plâtre broyé	16	25
Chaux	13	25
Polyéthylène, polystyrène en granulés	6,4	30

(1) : Ajouter 1 kN/m³ pour un taux de ferrailage normal ou du béton non durci.

Matériaux	Poids volumique γ (kN/m ³)	Angle de talus naturel \varnothing (°)
Livres et documents	6	-
Rangement compact	8,5	-
Étagères et classeurs	6	-
Papier en rouleaux	15	-
Papier en pile	11	-
Sel	12	40
Goudron, bitume	14	-

Lorsque les charges permanentes sont susceptibles d'évoluer dans le temps on prendra en compte les valeurs caractéristiques inférieures et supérieures [EC1-§2.1]

1.1.3 – Charges d'exploitation

1.1.3.1 – Généralités

Les actions des charges concentrées et des charges réparties sont à considérer séparément [EC1-§6.2.1]. Il convient de prendre une seule charge ponctuelle Q_k disposée au point le plus défavorable pour l'élément calculé.

Lorsque les planchers sont soumis à des usages multiples, le calcul doit être fait avec la catégorie la plus défavorable (effet des actions les plus élevées).

Les cloisons mobiles sont à prendre en compte en tant que charges d'exploitation.

Tab. 4 – Charges des cloisons mobiles q_k (par m² de plancher)

Cloisons mobiles de poids propre ≤ 1 kN/ml de mur	0,5 kN/m ²
Cloisons mobiles de poids propre ≤ 2 kN/ml de mur	0,8 kN/m ²
Cloisons mobiles de poids propre ≤ 3 kN/ml de mur	1,2 kN/m ²

Au-delà on doit tenir compte directement des charges linéaires des cloisons dans les calculs.

Sur les toitures, les charges d'exploitation et les charges climatiques ne sont pas prises en compte simultanément [EC1-§3.3.2]

1.1.3.2 – Bâtiments résidentiels, sociaux, commerciaux ou administratifs

Les charges d'exploitation sont définies par catégorie d'utilisation des locaux.

Tab. 5 – Catégories d'usage des bâtiments (EC1-1-1)

	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	Réunions	<p>C1 : espaces équipés de tables : écoles, cafés, restaurants, salles de banquets, salles de lecture, salles de réception.</p> <p>C2 : espaces équipés de sièges fixes : églises, théâtres ou cinémas , salles de conférence, amphithéâtres, salles de réunion, salle d'attente.</p> <p>C3 : espaces ne présentant pas d'obstacle à la circulation des personnes : 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 : dancings, salles de gymnastique, scènes.</p> <p>C5 : espaces susceptibles d'accueillir des foules importantes : bâtiments destinés à des événements publics tels que les 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>

Tab. 6 – Tableau des charges d'exploitation des bâtiments (EC1-1-1 et ANF)

Nature des locaux	Catégorie de la surface chargée		EC1		Annexe Nationale	
			q (kN/m ²)	Q (kN)	q (kN/m ²)	Q ⁽²⁾ (kN)
Habitation, résidentiel	A	Planchers	1,5 à 2	2 à 3	1,5	2
		Escaliers ⁽³⁾	2 à 4	2 à 4	2,5	2
		Balcons	2,5 à 4	2 à 3	3,5	2
Bureaux	B		2 à 3	1,5 à 4,5	2,5	4
Réunions ⁽⁴⁾	C	C1	2 à 3	3 à 4	2,5	3
		C2	3 à 4	2,5 à 7	4	4
		C3	3 à 5	4 à 7	4	4
		C4	4,5 à 5	3,5 à 7	5	7
		C5	5 à 7,5	3,5 à 4,5	5	4,5
Commerces	D	D1	4 à 5	3,5 à 7	5	5
		D2	4 à 5	3,5 à 7	5	7

1.1.3.3 – Locaux industriels et aires de stockage

Tab. 7 – Catégories d'usage des locaux industriels et des aires de stockage (EC1-1-1)

	Usage spécifique	Exemples
E1	Surfaces susceptibles de recevoir une accumulation de marchandises, y compris aires d'accès	Aires de stockage, y compris stockage de livres et autres documents
E2	Usage industriel	

(2) : Charge à appliquer sur un carré 50 × 50 mm.

(3) : Sauf pour les marches indépendantes.

(4) : A l'exception des surfaces relevant des catégories A, B ou D.

Tab. 8 – Tableau des charges d'exploitation des locaux industriels (EC1-1-1 et ANF)

Catégorie de la surface chargée	EC1		Annexe Nationale	
	q (kN/m ²)	Q (kN)	q (kN/m ²)	Q (kN)
E1	7,5	7	7,5	7
E2			7,5	7

Il convient de tenir compte des chariots élévateurs susceptibles de circuler dans les bâtiments industriels.

Tab. 9 – Caractéristiques des chariots-élévateurs (classe FL) (EC1-1-1 et ANF)

Classe	Poids à vide (kN)	Charge levée (kN)	Largeur de l'essieu a (m)	Largeur hors tout b (m)	Longueur hors tout L (m)	Charge à l'essieu Q _k (kN)
FL1	21	10	0,85	1	2,6	26
FL2	31	15	0,95	1,1	3	40
FL3	44	25	1	1,2	3,3	63
FL4	60	40	1,2	1,4	4	90
FL5	90	60	1,5	1,9	4,6	140
FL6	110	80	1,8	2,3	5,1	170

La charge verticale statique Q_k à l'essieu doit être majorée par le coefficient dynamique φ.

φ = 1,40 pour les bandages pneumatiques

φ = 2,00 pour les bandages pleins.

Les charges horizontales dues à l'accélération ou à la décélération des chariots sont prises égales à 30% de la charge verticale Q_k à l'essieu sans application du coefficient dynamique.

La charge Q_k à l'essieu est appliquée sur 2 points d'impact de dimensions 20 × 20 cm dont les centres sont espacés de la longueur a donnée dans le tableau ci-dessus.

1.1.3.4 – Aires de circulation et de stationnement dans les bâtiments

L'Eurocode 1 définit une charge répartie q_k et une charge ponctuelle à l'essieu Q_k en fonction du type de véhicule. Les valeurs des charges couvrent les effets dynamiques lorsque la vitesse de circulation est inférieure à 20 km/h pour la catégorie F et à 10 km/h pour la catégorie G.

Le modèle d'essieu à prendre en compte est défini par l'EC1-1-1.

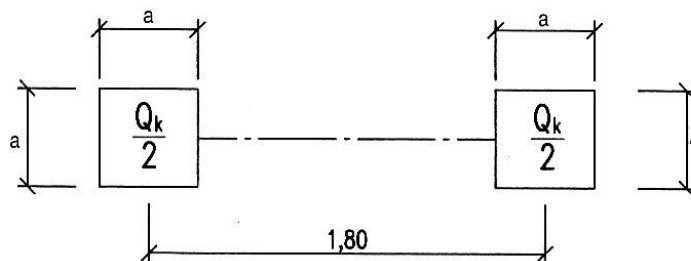


Fig. 1 – caractéristique de la charge d'essieu

La dimension a vaut :

- 10cm pour les parkings de catégorie F.
- 20cm pour les parkings de catégorie G.

Tab. 10 – Catégories d'usage des aires de stationnement et de circulation (EC1-1-1)

	Usage spécifique	Exemples
F	Aires de circulation et de stationnement pour véhicules légers (PTAC ≤ 30 kN et nombre de places assises ≤ 8, conducteur non compris)	Garages, parcs de stationnement, parkings à plusieurs étages
G	Aires de circulation et de stationnement pour véhicules de poids moyen (30 kN < PTAC ≤ 160 kN, à deux essieux)	Voies d'accès, zones de livraison, zones accessibles aux véhicules de pompier (PTAC = 160 kN)

Tab. 11 – Charges d'exploitation sur les planches d'aires de stationnement ou de circulation (EC1-1-1 et ANF)

Catégorie de la surface chargée	EC1		Annexe Nationale	
	q (kN/m ²)	Q (kN)	q (kN/m ²)	Q (kN)
F (PTAC ≤ 30 kN)	1,5 à 2,5	10 à 20	2,3	15
G (30 kN < PTAC ≤ 160 kN)	5	90	5	90

1.1.3.5 – Toitures

Le classement des toitures dépend de leur accessibilité.

Tab. 12 – Catégories d'usage des toitures (EC1-1-1)

	Usage spécifique	Exemples
H	Toitures inaccessibles sauf pour entretien et réparations courants	
I	Toitures accessibles pour les usages des catégories A à D	
K	Toitures accessibles pour les usages particuliers	hélistations

Tab. 13 – Charges d'exploitation pour les toitures de la catégorie H (EC1-1-1 et ANF)

Catégorie de la surface chargée	EC1		Annexe Nationale	
	q (kN/m ²)	Q (kN)	q (kN/m ²)	Q (kN)
H Toiture de pente inférieure à 15% recevant une étanchéité.	0,8	1,5	1	1,5
Autres toitures	0	1,5	0	1,5

Tab. 14 – Charges d'exploitation pour les toitures de la catégorie I (EC1-1-1 et ANF)

Catégorie de la surface chargée	EC1		Annexe Nationale	
	q (kN/m ²)	Q (kN)	q (kN/m ²)	Q (kN)
I Toitures accessibles pour les usages des catégories A à D	3,0	1,5		

Tab. 15 – Charges d'exploitation pour les toitures de la catégorie K (EC1-1-1 et ANF)

Classe de l'hélicoptère	Poids de l'hélicoptère au décollage	Valeur caractéristique Q _k de la charge au décollage	Dimension de la surface chargée
HC1	Q ≤ 20kN	20 kN	0,2 m × 0,2 m
HC2	20kN < Q ≤ 60kN	60 kN	0,3 m × 0,3 m

1.1.4 – Actions climatiques

Entrent dans cette catégorie :

- Les charges dues à la neige définies par l'EC1-1-3.
- Les actions dues au vent définies par l'EC1-1-4 (voir cours de contreventement)
- Les actions dues à la température définies par l'EC1-1-5.

1.1.5 – Actions accidentelles

Entrent dans cette catégorie :

- Les actions du séisme définies par l'EC8 (voir cours de contreventement)
- Les actions du feu définies par l'EC1-2
- Les chocs...

1.2 – Les valeurs caractéristiques des actions

Les valeurs caractéristiques sont données par l'Eurocode 1.

A partir de ces valeurs, on obtient les valeurs de combinaison.

Q_k : valeur caractéristique

$\psi_0.Q_k$: valeur de combinaison

$\psi_1.Q_k$: valeur fréquente

$\psi_2.Q_k$: valeur quasi permanente

Ces valeurs sont à appliquer en fonction des combinaisons considérées.

Tab. 16 – Valeurs recommandées de ψ

Action	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Charges d'exploitation des bâtiments (voir EC 1-1-1)			
- Catégorie A : Habitation	0,7	0,5	0,3
- Catégorie B : Bureaux	0,7	0,5	0,3
- Catégorie C : Lieux de réunion	0,7	0,7	0,6
- Catégorie D : Commerces	0,7	0,7	0,6
- Catégorie E : Stockage	1,0	0,9	0,8
- Catégorie F : Trafic \leq 30 kN	0,7	0,7	0,6
- Catégorie G : Trafic de 30 à 160 kN	0,7	0,5	0,3
- Catégories H : Toitures	0	0	0
Charges dues à la neige sur les bâtiments en France			
Métropolitaine (voir EC1-1-3)			
Neige pour une altitude > 1000 m	0,7	0,5	0,2
Neige pour une altitude \leq 1000 m	0,5	0,2	0
Charges dues au vent sur les bâtiments (voir EC1-1-4)	0,6	0,2	0
Température (hors incendie) dans les bâtiments (voir EC1-1-5)	0,6	0,5	0

1.3 – Les combinaisons d'actions

1.3.1 – États Limites Ultimes (ELU)

L'Eurocode 0 distingue 3 états limites :

- EQU : équilibre statique (basculement, flambement, déversement...),
- STR : résistance des bâtiments ou déformation excessive de la structure,
- GEO : défaillance ou déformation excessive du sol.

Tab. 17 – valeurs de calcul d'actions (EQU)

Situations de projet durables et transitoires	Actions permanentes		Action variable dominante	Action variable d'accompagnement	
	défavorables	favorables		Principale	Autres
Eq. 6.10 de l'EC0	$\gamma_{G_i, sup} G_{k_i, sup}$	$\gamma_{G_i, inf} G_{k_i, inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	Le cas échéant	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
	1,10 $G_{k_i, sup}$	0,9 $G_{k_i, inf}$	1,5 $Q_{k,1}$		1,5 $\psi_{0,i} Q_{k,i}$

Tab. 18 – valeurs de calcul d'actions (STR et GEO)

Situations de projet durables et transitoires	Actions permanentes		Action variable dominante	Action variable d'accompagnement	
	défavorables	favorables		Principale	Autres
Eq. 6.10 Ensemble B	$\gamma_{G_i, sup} G_{k_i, sup}$	$\gamma_{G_i, inf} G_{k_i, inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	Le cas échéant	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
	1,35 $G_{k_i, sup}$	1,0 $G_{k_i, inf}$	1,5 $Q_{k,1}$ (ou 0 si favorable)		1,5 $\psi_{0,i} Q_{k,i}$ (ou 0 si favorable)
Eq. 6.10 Ensemble C	$\gamma_{G_i, sup} G_{k_i, sup}$	$\gamma_{G_i, inf} G_{k_i, inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	Le cas échéant	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
	1,10 $G_{k_i, sup}$	1,0 $G_{k_i, inf}$	1,3 $Q_{k,1}$		1,3 $\psi_{0,i} Q_{k,i}$

Tab. 19 – valeurs de calcul d'actions accidentelles et sismiques

Situations de projet durables et transitoires	Actions permanentes		Action sismique ou accidentelle dominante	Action variable d'accompagnement	
	défavorables	favorables		Principale	Autres
Accidentelle Eq. 6.11 a/b de l'EC0	$G_{k_i, sup}$	$G_{k_i, inf}$	A_d	(5)	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Sismique Eq. 6.11 a/b de l'EC0	$G_{k_i, sup}$	$G_{k_i, inf}$	$\gamma_i A_{Ek}$ ou A_{Ed}	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	

Les valeurs de toutes les actions permanentes d'une même origine doivent être multipliées par le même coefficient ($\gamma_{G, sup}$ ou $\gamma_{G, inf}$).

Lorsque qu'une action variable est réellement bornée par un dispositif physique, le coefficient 1,50 peut être remplacé par 1,35 et le coefficient 1,30 peut être remplacé par 1,20.

1.3.2 – États Limites de Service (ELS)

Les combinaisons à utiliser sont fonction de l'État Limite de Service envisagé. Elles sont définies par l'Eurocode 0.

- La combinaison caractéristique est utilisée pour les états limites irréversibles (vérification de la compression du béton en flexion, limitation de la contrainte de traction dans les aciers).
- La combinaison fréquente est utilisée pour les états limites réversibles (essentiellement dans le cadre du béton précontraint).
- La combinaison quasi-permanente est utilisée pour les effets à long terme et l'aspect de la structure (déformation, ouverture de fissure).

(5) : L'action variable principale est prise avec sa valeur fréquente $\psi_{1,1} Q_{k,1}$ lorsque l'action accidentelle est un incendie et avec sa valeur $\psi_{2,1} Q_{k,1}$ dans les autres cas.

Tab. 20 – valeurs de calcul d'actions en combinaisons ELS

combinaison	Actions permanentes		Actions variables	
	défavorables	favorables	Principale	Autres
Caractéristique	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	$Q_{k,1}$	$\Psi_{0,i} Q_{k,i}$
Fréquente	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	$\Psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\Psi_{2,i} Q_{k,i}$
Quasi permanente	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	$\Psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\Psi_{2,i} Q_{k,i}$

2 – ELEMENTS NECESSAIRES AU DIMENSIONNEMENT

2.1 – La règle des 3 pivots de l'EC2, caractéristiques des matériaux

Les règles fondamentales du BAEL sont reconduites dans les Eurocodes. Les principales évolutions concernent essentiellement les lois de comportement des matériaux.

Rappel des hypothèses fondamentales :

- Les sections planes restent planes au cours de leur déformation,
- Le béton tendu est négligé,
- Les armatures tendues ou comprimées adhérentes au béton subissent les mêmes déformations que le béton adjacent.

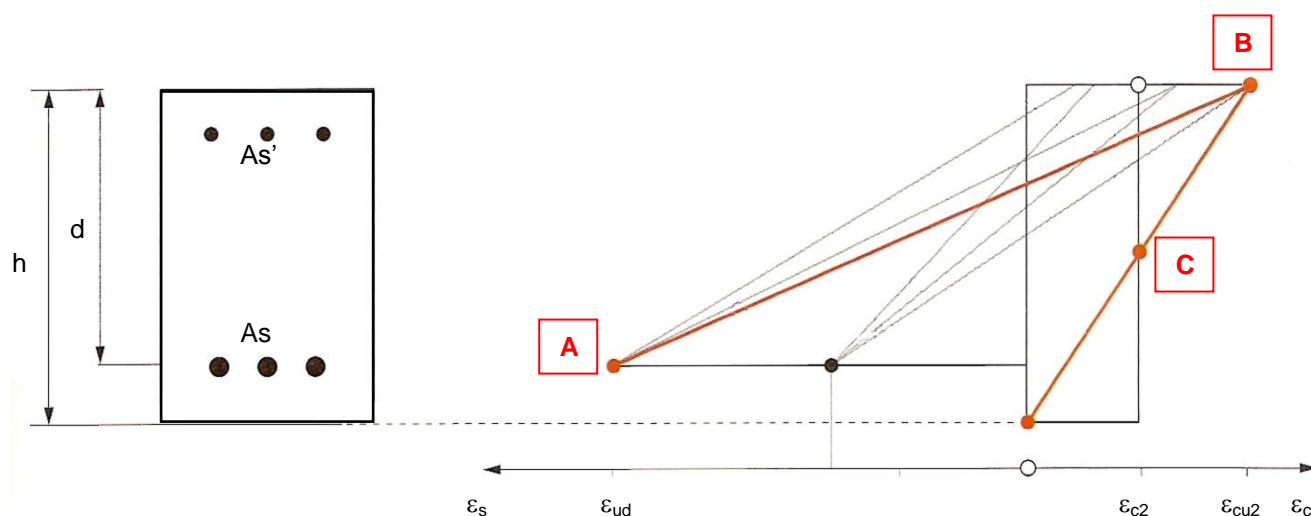


Fig. 2 – Règle des trois pivots selon l'EC2

2.1.1 – Béton

Les valeurs de ϵ_{c2} et ϵ_{cu2} dépendent de la classe de résistance du béton et sont donnés dans l'EC2. Elles sont les limites caractéristiques du diagramme contrainte-déformation du béton.

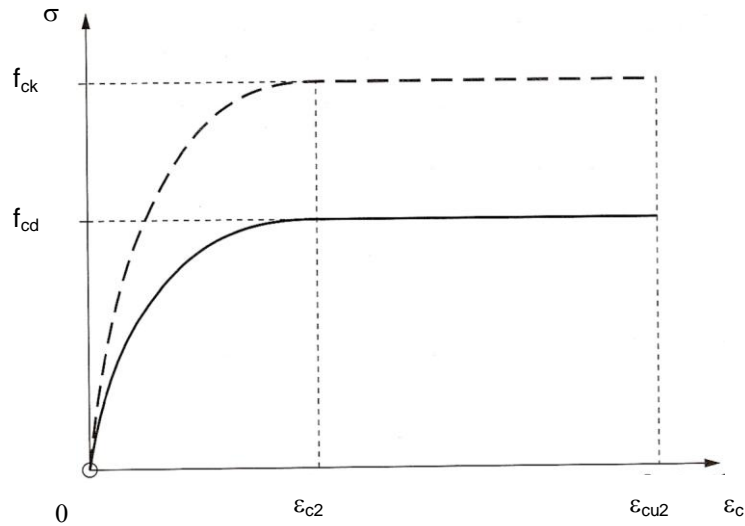


Fig. 3 – diagramme contrainte-déformation du béton

L'équation de la courbe contrainte-déformation du béton s'écrit :

$$\sigma_c = f_{cd} \left(1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right) \quad \text{si} \quad \epsilon_c \leq \epsilon_{c2}$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{si} \quad \epsilon_{cu2} \geq \epsilon_c > \epsilon_{c2}$$

Avec :

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Tab. 21 – tableau des paramètres de l'équation contrainte-déformation du béton

Classe	C20	C25	C30	C50	C55	C60	C70	C80	C90
f_{ck} (MPa)	20	25	30	50	55	60	70	80	90
n	2	2	2	2	1,75	1,6	1,45	1,4	1,4
ϵ_{c2} (‰)	2	2	2	2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6
ϵ_{cu2} (‰)	3,5	3,5	3,5	3,5	3,1	2,9	2,7	2,6	2,6

Ce diagramme « parabole-rectangle » est simplifiable en un diagramme rectangulaire de section équivalente.

Ce diagramme dépend également de la classe de résistance du béton.

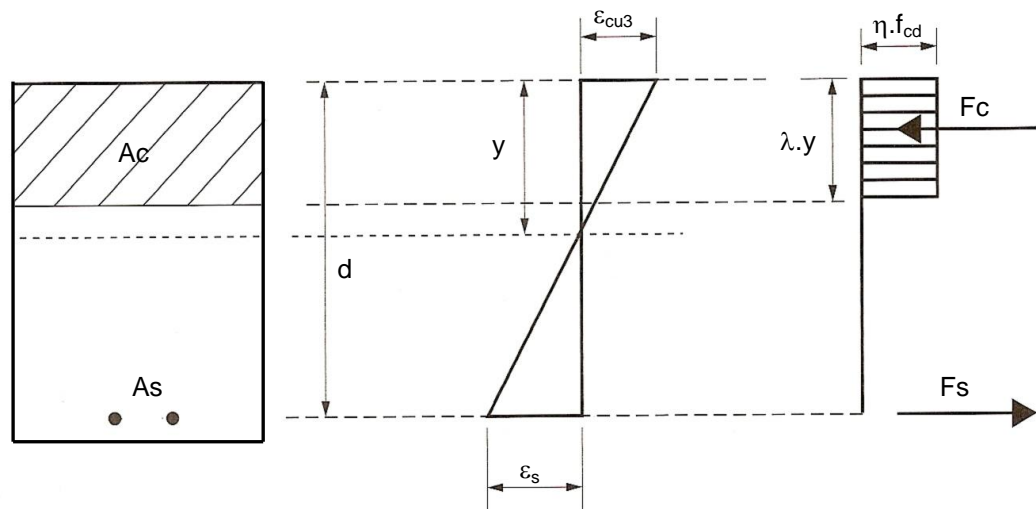


Fig. 4 – diagramme rectangulaire simplifié

Tab. 22 – tableau des paramètres du diagramme rectangulaire simplifié

Classe	C20	C25	C30	C50	C55	C60	C70	C80	C90
f_{ck} (MPa)	20	25	30	50	55	60	70	80	90
η	1	1	1	1	0,975	0,95	0,90	0,85	0,8
λ	0,8	0,8	0,8	0,8	0,788	0,775	0,75	0,725	0,7
ε_{cu3} (‰)	3,5	3,5	3,5	3,5	3,1	2,9	2,7	2,6	2,6

2.1.2 – Aciers

La valeur de ε_{ud} dépend du type d'acier et est donnée dans l'EC2.

$$\varepsilon_{ud} = 0,9 \cdot \varepsilon_{uk}$$

Avec :

- Pour des aciers de classe A : $\varepsilon_{uk} = 2,5\%$
- Pour des aciers de classes B et C : $\varepsilon_{uk} = 5\%$

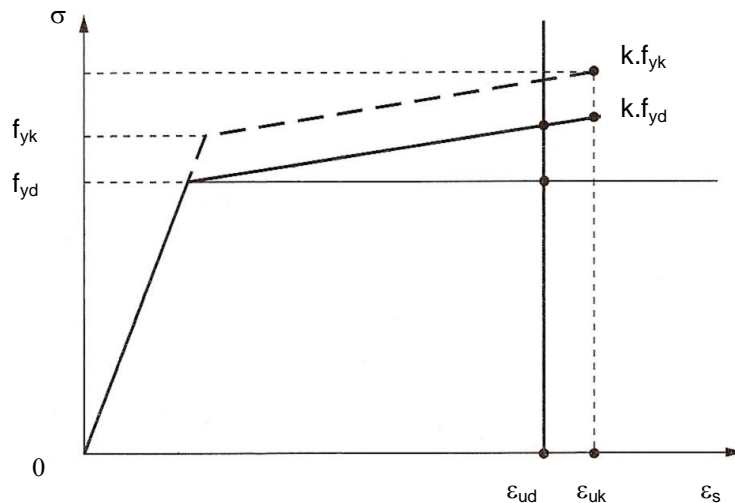


Fig. 5 – diagramme contrainte-déformation de l'acier

2.2 – Définition du moment réduit pour le dimensionnement :

2.2.1 – Dimensionnement à l'ELU

Les dimensions du coffrage sont fixées par le béton comprimé de la section.

Le dimensionnement est optimum lorsqu'on fait travailler les aciers tendus au maximum (lorsque leur allongement conduit à se trouver sur le palier horizontal ou incliné de la courbe contrainte-déformation) sans positionner d'acier comprimés.

Ceci conduit à la droite des déformations passant :

- Par le pivot B : $\varepsilon_c = 3,5\%$ pour un béton de classe C50 au maximum
- Par la déformation de l'acier $\varepsilon_s = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s \cdot E_s} = \frac{500}{1,15 \times 200000} = 2,17\%$ correspondant au début du palier de l'acier.

En posant classiquement $\alpha = \frac{y}{d}$ on déduit du diagramme des déformations :

$$\alpha_{\text{lim}} = \frac{y}{d} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} = \frac{3,5}{3,5 + 2,17} = 0,617$$

Cette expression peut aussi s'écrire :

$$\alpha_{\text{lim}} = \frac{y}{d} = \frac{\gamma_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_c}{\gamma_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_c + f_{yk}} = \frac{700 \cdot \gamma_s}{700 \cdot \gamma_s + f_{yk}}$$

De l'écriture du moment résistant au niveau des aciers tendus : $M_{\text{lim}} = F_c \cdot z = 0,8 \cdot b_w \cdot y \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,4 \cdot y)$, on en déduit la valeur du moment limite réduit :

$$\mu_{\text{lim}} = 0,8 \cdot \alpha_{\text{lim}} \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_{\text{lim}}) = 0,372$$

Avec :

$$\mu_{\text{lim}} = \frac{M_{\text{lim}}}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

2.2.2 – Dimensionnement à l'ELS

A l'ELS, le béton reste dans le domaine élastique.

Les contraintes sont proportionnelles aux déformations par la loi de Hooke.

On conserve par ailleurs les hypothèses suivantes :

- Les sections planes restent planes au cours de leur déformation,
- Le béton tendu est négligé,
- Les armatures tendues ou comprimées adhérentes au béton subissent les mêmes déformations que le béton adjacent.

On doit travailler en section homogénéisée en utilisant le coefficient d'équivalence acier – béton défini par : $n = \frac{\sigma_s}{\sigma_c} = \frac{E_s}{E_c}$. La valeur de n peut varier en fonction des caractéristiques du béton et de la durée d'application des charges (effet du fluage du béton). On retient néanmoins en France $n = 15$.

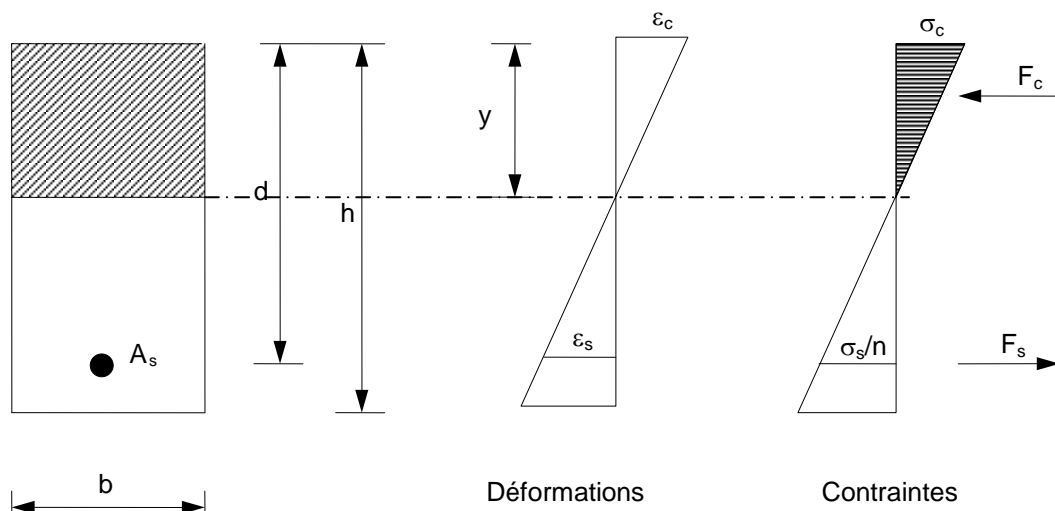


Fig. 6 – diagramme ELS de la section

On va choisir de dimensionner la section en fixant :

- $\sigma_s = f_{yd}$ en fonction des exigences ELS. Elle est fonction du diamètre des aciers et de l'ouverture de fissure (art 7.3.3).

Tab. 23 – diamètre maximal des barres en fonction de l'ouverture de la fissure et de la contrainte (tab 7.2N)

Contrainte de l'acier (MPa) ⁽⁶⁾	w = 0,4 mm	w = 0,3 mm	w = 0,2 mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

- $\sigma_c = 0,6.f_{ck} \rightarrow$ limite de contrainte de compression admise en ELS⁽⁷⁾ par l'EC2 (art. 7.2).

En posant de nouveau $\alpha = \frac{y}{d}$ on déduit du diagramme des déformations :

$$\alpha_{lim} = \frac{y}{d} = \frac{0,6.f_{ck}}{0,6.f_{ck} + \frac{f_{yd}}{n}}$$

De l'écriture du moment résistant au niveau des aciers tendus : $M_{Ed} = F_c.z = \frac{\sigma_s}{n} \cdot \frac{y}{d-y} \cdot \frac{b_w \cdot y}{2} \cdot (d - \frac{y}{3})$, on en déduit l'expression du moment limite réduit :

$$\beta = \frac{M_{Ed}}{b_w \cdot d^2} = \frac{\sigma_s}{6 \cdot n} \cdot \alpha^2 \cdot \frac{3 - \alpha}{1 - \alpha}$$

D'où en remplaçant par l'expression de α_{lim} et $n = 15$:

$$\beta_{lim} = \frac{0,9.f_{ck}^2 \cdot (18.f_{ck} + 3.f_{yd})}{(9.f_{ck} + f_{yd})^2}$$

3 – DIMENSIONNEMENT EN PHASE D'AVANT PROJET :

Dans cette phase, très courte, les dimensionnements doivent être rapides et ils doivent permettre de déterminer des sections de coffrage qui seront suffisantes pour la phase d'études d'exécution.

3.1 – Dimensionnement des poutres et des dalles :

Dans cette phase, pour les poutres et les dalles on s'appuie essentiellement sur la déformabilité des éléments pour effectuer le dimensionnement.

Le dimensionnement se fait sur la base de la combinaison caractéristique ELS.

Les formules sont très simplifiées et sont issues de l'expérience de l'ingénieur et de critères indiqués dans l'Eurocode 2 (EC2-1-1 art 7.4). On se base pour cela sur les règles dispensant du calcul des flèches (EC2-1-1 art 7.4.2).

⁽⁶⁾ : Sous combinaison quasi permanente

⁽⁷⁾ : En réalité le coefficient 0,6 peut varier en fonction du type de combinaison et de l'effet étudié. Pour le prédimensionnement cette valeur est suffisante.

3.1.1 – Dispense de calcul des flèches suivant l'EC2

Notations :

$L = L_{\text{eff}}$ = portée utile. On prendra en compte la portée entre axes.

d = hauteur utile

h = épaisseur de la dalle $h = 1,20.d$

$\rho_0 = 10^{-3} \cdot \sqrt{f_{ck}}$: pourcentage de référence qui sera pris pour une classe de résistance C25, courante pour les dalles, soit $\rho_0 = 5 \cdot 10^{-3} = 0,5\%$.

$\rho = \frac{A_s}{b.d}$: pourcentage d'armatures longitudinales inférieures à mi-travée (ou sur appui pour une console) qui sera pris égal à 0,5% pour des dalles (béton faiblement sollicité).

$\rho' = \frac{A'_s}{b.d}$: pourcentage d'armatures longitudinales supérieures à mi-travée qui sera pris égal à 0.

K : coefficient dépendant du type de structure.

$$\text{Si } \rho \leq \rho_0 : \frac{L}{d} = K \cdot \left[11 + 15 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right]$$

$$\text{Si } \rho > \rho_0 : \frac{L}{d} = K \cdot \left[11 + 15 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right]$$

En utilisant les hypothèses simplificatrices posées, la première équation devient

$$\frac{L}{d} = K \times [11 + 15 \times 5] = 18,5 \cdot K$$

Tab. 24 – Tableau donnant K en fonction du type de structure

Système structural	K
Poutre sur appuis simples, dalles sur appuis simples portant dans 1 ou 2 directions (petite portée $\leq 6\text{m}$)	1,0
Travée de rive d'une poutre ou dalle continue portant dans 1 direction, ou dalle continue le long d'un grand côté et portant dans 2 directions.	1,3
Travée intermédiaire d'une poutre ou d'une dalle portant dans 1 ou 2 directions	1,5
Dalle sans nervure sur poteaux (plancher-dalle), pour la portée la plus longue	1,2
Console	0,4

Il est possible de faire varier les hypothèses concernant le pourcentage d'armatures longitudinales pour affiner les calculs.

On obtient ainsi par l'expérience les tableaux qui suivent.

3.1.2 – Dimensionnement des dalles

L'épaisseur des dalles est fixée en fonction de la portée entre axes d'appui L .

Dans le cas d'une dalle portant dans 2 directions, on tient compte d'une longueur fictive obtenue à partir des portées entre axes dans les différentes directions : $L = L_{fictif} = \sqrt{L_1 \cdot L_2}$.

A titre indicatif on considèrera :

- Faible portée : pour $L \leq 6\text{m}$
- Faible charge : pour $p_{Ed} \leq 5 \text{ kN/m}^2$ hors poids propre de la dalle.

Tab. 25 – dimensionnement des dalles en phase Avant-Projet

Épaisseur h d'une dalle en fonction de la portée L	Dalle d'une travée portant dans une direction	Dalle d'une travée portant dans deux directions	Travée de rive d'une dalle continue dans une direction	Travée de rive d'une dalle continue dans deux directions
faible charge et petite portée	$h = L / 25$	$h = L / 35$	$h = L / 30$	$h = L / 45$
forte charge et grande portée	$h = L / 20$	$h = L / 30$	$h = L / 25$	$h = L / 40$

3.1.3 – Dimensionnement des poutres

La hauteur des poutres est fixée en fonction de la portée entre axes d'appui L .

Dans le cas d'une poutre continue à n travées, on tient compte d'une longueur fictive obtenue à partir des portées entre axes des différentes travées : $L = L_{fictif} = \sqrt[n]{L_1 \cdot L_2 \cdot L_3 \dots L_n}$.

A titre indicatif on considèrera :

- Faible portée : pour $L \leq 8\text{m}$
- Faible charge : pour $p_{Ed} \leq 70 \text{ kN/ml}$ hors poids propre de la retombée de poutre.

Tab. 26 – dimensionnement des poutres en phase Avant-Projet

Dimensionnement des poutres	Poutres sur appuis simples		Poutres continues travées intérieures		Poutres continues travées de rive	
	Faibles charges et petites portées	Fortes charges et grandes portées	Faibles charges et petites portées	Fortes charges et grandes portées	Faibles charges et petites portées	Fortes charges et grandes portées
Hauteur totale h	$L / 14$	$L / 8$	$L / 18$	$L / 12$	$L / 16$	$L / 10$
Largeur b d'une section rectangulaire	0,3 h à 0,6 h					
Largeur b_w d'une section en T	0,2 h à 0,4 h					

3.2 – Dimensionnement des poteaux

A ce stade le dimensionnement des poteaux est également suffisamment sécuritaire pour que la section soit justifiable en phase d'exécution.

La descente de charge est estimée de façon très forfaitaire en fonction de la surface reprise par le poteau, du nombre de niveaux et du type de bâtiment.

Le dimensionnement se fait sur la base de la combinaison caractéristique ELS.

3.2.1 – Estimation de la descente de charges

A titre indicatif on considèrera :

- Faible portée : pour $L \leq 6\text{m}$

Tab. 27 – Ordre de grandeur des charges de plancher pour le dimensionnement des poteaux

Charges permanentes g et charges d'exploitation q au m ² de plancher (en ELS)	Faibles charges d'exploitation ≤ 150 daN/m ² petites portées	Fortes charges d'exploitation ≥ 200 daN/m ² grandes portées
g + q des planchers g des poteaux	6 kN/m ² 1 kN/m ²	9 kN/m ² 1 kN/m ²
Total : g + q	7 kN/m ²	10 kN/m ²

N_{Ed} = charge au m ² × nombre total de m ² repris par le poteau (en ELS et en MN)	Majorer la charge de 10% pour un poteau voisin de rive
---	--

3.2.2 – Détermination de la section du poteau

La surface de béton du poteau est ensuite estimée en tenant compte d'une contrainte de compression du béton de 12 MPa à l'ELS.

$$S[m^2] = \frac{N_{Ed} [MN]}{12}$$

La petite dimension b du poteau est ensuite déterminée pour obtenir un élancement compris entre 35 et 70.

Élancement d'un poteau rectangulaire :

$$\lambda = \frac{H}{i} = \frac{H}{\sqrt{I/S}} = \frac{H \cdot \sqrt{12}}{a}$$

Avec : H : hauteur d'étage en m
a : petite dimension du poteau en m

Élancement d'un poteau circulaire :

$$\lambda = \frac{H}{i} = \frac{H}{\sqrt{I/S}} = \frac{4 \cdot H}{d}$$

Avec : H : hauteur d'étage en m
d : diamètre du poteau en m

Par précaution tout élancement supérieur nécessite une étude plus précise pour tenir compte des effets du second ordre.

4 – DIMENSIONNEMENT EN PHASE EXECUTION :

Dans cette phase, les méthodes de dimensionnement permettent d'optimiser les sections de coffrage. Elles sont basées sur les calculs réglementaires de l'EC2, simplifiés afin de déterminer les coffrages optima.

Le but de cette phase n'est pas de déterminer les armatures de chacun des éléments mais de déterminer un coffrage qui permettra un ferrailage correct.

On peut étendre cette phase en déterminant les ratios d'armatures des éléments dimensionnés.

Les ratios sont appliqués :

- Soit à l'aide de tableaux propres à chaque entreprise. Cette méthode est rapide mais imprécise et peut conduire à des erreurs sur les quantités d'armatures.
- Soit à l'aide de calculs complémentaires réalisés sur les éléments représentatifs de l'ouvrage. Les ratios ainsi déterminés sont propres à l'ouvrage. Cette méthode est plus longue mais beaucoup plus précise.

La détermination des ratios des éléments sera vue dans les différentes parties de ce cours pour les poutres, les dalles, les poteaux et les voiles.

4.1 – Dimensionnement des poutres et des dalles :

Dans cette phase, pour les poutres, le dimensionnement est réalisé sur la base de la résistance de la section en ELU ou en ELS en fonction des critères des Documents Particuliers du Marché.

Pour les dalles on s'appuie toujours sur la déformabilité des éléments pour effectuer le dimensionnement.

4.1.1 – Dimensionnement des dalles

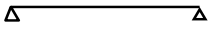
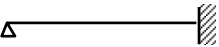
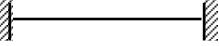
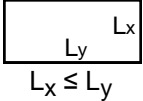
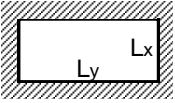
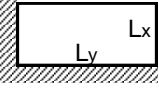
Les méthodes affinées de dimensionnement des dalles sont souvent propres à chaque ingénieur et plus ou moins complexes en fonction du degré de précision recherché.

La méthode proposée ici est extraite du livre « le projet de béton armé » de Henry Thonier.

L'épaisseur totale de la dalle est déterminée par calcul itératif sur h en fonction de la charge ELS (q' en combinaison caractéristique) appliquée sur la dalle en dehors du poids propre de celle-ci.

La première itération est réalisée en prenant h estimé par les méthodes précédentes.

Tab. 28 – dimensionnement des dalles en phase Exécution

Cas	Type de structure	Formule de calcul	Remarque
1		$h = 0,018 \cdot L \cdot \sqrt[3]{25 \cdot h + q'}$	q' = charges ELS autres que le poids propre de la dalle en kN/m ² L = portée utile
2		$h = 0,016 \cdot L \cdot \sqrt[3]{25 \cdot h + q'}$	Pour un encastrement de l'ordre de $\frac{\rho L^2}{10}$
3		$h = 0,013 \cdot L \cdot \sqrt[3]{25 \cdot h + q'}$	Pour deux encastrements de l'ordre de $\frac{\rho L^2}{10}$
4		Multiplier h du cas 1 par $\left[1 - \frac{2}{3} \cdot \left(\frac{L_x}{L_y} \right)^2 \right]^{1/3}$	Dalle articulée sur ses 4 côtés L _x et L _y = portées utiles
5		Multiplier h du cas 4 par 0,70	Dalle encastree sur ses 4 côtés
6		Multiplier h du cas 4 par 0,90	Dalle articulée sur 2 côtés adjacents et encastree sur les deux autres

4.1.2 – Dimensionnement des poutres

Le dimensionnement des sections de poutres se fait après une estimation du chargement plus précise (voir chapitres suivants).

On utilise les moments réduits limites pour vérifier le coffrage des poutres du point de vue de la résistance (ELU) ou des critères d'aspect (ELS).

Pour la vérification ELS on utilise la combinaison quasi-permanente des actions.

Les moments de dimensionnement sont estimés de façon simplifiée :

- Pour 1 ou 2 travées :

$$M_{Ed} = M_{0,Ed} = \frac{\rho_{Ed} \cdot L^2}{8}$$

- Pour 3 travées ou plus :

$$M_{Ed} = 0,8 \cdot M_{0,Ed} = \frac{\rho_{Ed} \cdot L^2}{10}$$

Tab. 29 – dimensionnement des poutres en phase Exécution

en ELU	en ELS (avec $f_{cd} = 0,6 f_{ck}$)
$\mu = \frac{M_{Ed}}{b.d^2.f_{cd}} \leq \mu_{lim} = 0,8.\alpha_{lim} \cdot (1 - 0,4.\alpha_{lim})$ <p>avec $\alpha_{lim} = \frac{700.\gamma_s}{700.\gamma_s + f_{yk}}$</p>	$\beta = \frac{M_{Ed}}{b.d^2} \leq \beta_{lim} = \frac{0,9.f_{ck}^2 \cdot (18.f_{ck} + 3.f_{yd})}{(9.f_{ck} + f_{yd})^2}$
<p>Pour $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ et $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$:</p> <p>$\mu_{lim} = 0,372$</p>	<p>f_{yd} = fonction du diamètre des aciers et de l'ouverture des fissures</p> <p>Pour $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ et $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$:</p> <ul style="list-style-type: none"> - pour $f_{yd} = 200 \text{ MPa}$: $\beta_{lim} = 3,27$ - pour $f_{yd} = 250 \text{ MPa}$: $\beta_{lim} = 3,00$ - pour $f_{yd} = 300 \text{ MPa}$: $\beta_{lim} = 2,75$ - pour $f_{yd} = 350 \text{ MPa}$: $\beta_{lim} = 2,55$

Pour faire cette vérification il est nécessaire de se fixer une hypothèse :

- Soit d si le coffrage est limité pour des impératifs architecturaux,
- Soit b qui peut être proportionnel à d (0,4.d par exemple) ou fixé géométriquement.

4.2 – Dimensionnement des poteaux

Le dimensionnement des sections de poteaux se fait après une descente de charge plus précise (voir chapitres suivants).

Le tableau simplifié est issu de la méthode forfaitaire de calcul des poteaux qui sera étudiée dans un chapitre ultérieur.

Il est nécessaire de se fixer une hypothèse de pourcentage d'aciers armant le poteau pour déterminer le coffrage en conséquence.

- $\rho = 0,2\%$: poteau armé au pourcentage minimum,
- $\rho = 4\%$: poteau armé au pourcentage maximum (à éviter en pratique).

Le tableau n'étant réalisé que pour quelques valeurs de a (petite dimension du poteau), il est possible d'interpoler linéairement pour trouver les valeurs de X correspondant à des dimensions intermédiaires.

Tab. 30 – dimensionnement des poteaux en phase Exécution

Section poteau a.b	avec				a ≤ b
	X	a = 0,2 m	a = 0,5 m	a = 1,0 m	
$a.b = \frac{N_{Sd}}{X}$	$\rho = 0,2\%$	9	14	15	$\%_{acier} \rho = \frac{100 \cdot A_s}{a.b}$
	$\rho = 1\%$	11	17	18	
	$\rho = 3\%$	16	24	25	

La valeur de N_{sd} est calculée avec la combinaison ELU la plus défavorable.

On peut aller plus loin encore pour des cas particuliers sur la base de la méthode forfaitaire (voir le chapitre spécifique à cette méthode) :

La résistance d'un poteau s'écrit : $N_{Rd} = \alpha \cdot k_s \cdot k_h \cdot [A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd}]$

Ou encore : $N_{Rd} = \alpha \cdot k_s \cdot k_h \cdot A_c \left[f_{cd} + \frac{A_s}{A_c} \cdot f_{yd} \right]$

En posant : $\sigma_0 = \alpha \cdot k_h \cdot k_s \cdot f_{cd}$

$$\mu = \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_c}$$

On arrive à l'équation : $N_{Rd} = \sigma_0 \cdot A_c [1 + \rho \cdot \mu]$ en [MN]

Ce qui permet d'aboutir aux tableaux suivants dans le cas d'un poteau carré de section (a×a) :

Données d'entrée du tableau :

L : longueur de flambement du poteau

a : largeur du poteau en m

$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

Tab. 31 – Éléments pour la détermination de la force portante N_{Rd} des poteaux carrés de bâtiment de côté a

Béton C25/30 :

f_{ck}	σ_0 [MPa]						$(1 + \mu \cdot \rho)$			
	L = 2,5	L = 3,0	L = 3,5	L = 4,0	L = 4,5	L = 5,0	$\rho = 0,2\%$	$\rho = 1,0\%$	$\rho = 2,0\%$	$\rho = 3,0\%$
25										
a = 0,20	7,8	6,8	5,9	4,9	4,2	3,7	1,05	1,26	1,52	1,78
a = 0,40	11,5	11,0	10,4	9,9	9,3	8,7				
a = 0,60	12,9	12,6	12,3	12,0	11,6	11,2				
a = 0,80	13,2	13,0	12,8	12,6	12,4	12,1				
a = 1,00	13,4	13,2	13,1	13,0	12,8	12,6				

Béton C30/37 :

f_{ck}	σ_0 [MPa]						$(1 + \mu \cdot \rho)$			
	L = 2,5	L = 3,0	L = 3,5	L = 4,0	L = 4,5	L = 5,0	$\rho = 0,2\%$	$\rho = 1,0\%$	$\rho = 2,0\%$	$\rho = 3,0\%$
30										
a = 0,20	9,3	8,2	7,0	5,9	5,1	4,4	1,04	1,22	1,43	1,65
a = 0,40	13,8	13,2	12,5	11,8	11,1	10,4				
a = 0,60	15,5	15,2	14,8	14,3	13,9	13,4				
a = 0,80	15,9	15,7	15,4	15,2	14,9	14,6				
a = 1,00	16,0	15,9	15,7	15,6	15,4	15,2				

Béton C35/45 :

f _{ck}	σ _o [MPa]						(1 + μ.ρ)			
	L = 2,5	L = 3,0	L = 3,5	L = 4,0	L = 4,5	L = 5,0	ρ = 0,2%	ρ = 1,0%	ρ = 2,0%	ρ = 3,0%
35										
a = 0,20	10,9	9,5	8,2	6,9	5,9	5,2	1,04	1,19	1,37	1,56
a = 0,40	16,1	15,4	14,6	13,8	13,0	12,2				
a = 0,60	18,1	17,7	17,2	16,7	16,2	15,7				
a = 0,80	18,5	18,3	18,0	17,7	17,3	17,0				
a = 1,00	18,7	18,5	18,4	18,2	17,9	17,7				

Béton C40/50 :

f _{ck}	σ _o [MPa]						(1 + μ.ρ)			
	L = 2,5	L = 3,0	L = 3,5	L = 4,0	L = 4,5	L = 5,0	ρ = 0,2%	ρ = 1,0%	ρ = 2,0%	ρ = 3,0%
40										
a = 0,20	12,4	10,9	9,4	7,9	6,8	5,9	1,03	1,16	1,33	1,49
a = 0,40	18,4	17,6	16,7	15,8	14,8	13,9				
a = 0,60	20,7	20,2	19,7	19,1	18,5	17,9				
a = 0,80	21,1	20,9	20,6	20,2	19,8	19,4				
a = 1,00	21,4	21,2	21,0	20,8	20,5	20,2				

Béton C45/55 :

f _{ck}	σ _o [MPa]						(1 + μ.ρ)			
	L = 2,5	L = 3,0	L = 3,5	L = 4,0	L = 4,5	L = 5,0	ρ = 0,2%	ρ = 1,0%	ρ = 2,0%	ρ = 3,0%
45										
a = 0,20	14,0	12,2	10,6	8,9	7,6	6,6	1,03	1,14	1,29	1,43
a = 0,40	20,8	19,8	18,8	17,7	16,7	15,7				
a = 0,60	23,2	22,7	22,2	21,5	20,8	20,1				
a = 0,80	23,8	23,5	23,1	22,7	22,3	21,8				
a = 1,00	24,0	23,8	23,6	23,3	23,1	22,7				

Béton C50/60 :

f _{ck}	σ _o [MPa]						(1 + μ.ρ)			
	L = 2,5	L = 3,0	L = 3,5	L = 4,0	L = 4,5	L = 5,0	ρ = 0,2%	ρ = 1,0%	ρ = 2,0%	ρ = 3,0%
50										
a = 0,20	15,6	13,6	11,7	9,9	8,5	7,4	1,03	1,13	1,26	1,39
a = 0,40	23,1	22,0	20,9	19,7	18,5	17,4				
a = 0,60	25,8	25,3	24,6	23,9	23,2	22,4				
a = 0,80	26,4	26,1	25,7	25,3	24,8	24,3				
a = 1,00	26,7	26,5	26,2	25,9	25,6	25,3				

5 – CHARGEMENT DES POUTRES

5.1 – Répartition des charges de planchers sur les porteurs

La répartition des charges dépend de la technologie de plancher choisie (dalle portant dans une direction ou dalle portant dans 2 directions).

En phase de conception, pour les charges sur les éléments porteurs il est admis de considérer que les dalles reportent leurs charges sur l'ensemble des éléments porteurs qui les bordent.

Le découpage se fait alors sur la base de la méthode des lignes de rupture qui sera abordée ultérieurement dans ce cours.

On admet que les lignes de partage des charges qui partent des intersections des lignes de porteurs, forment la bissectrice de ces lignes de porteurs.

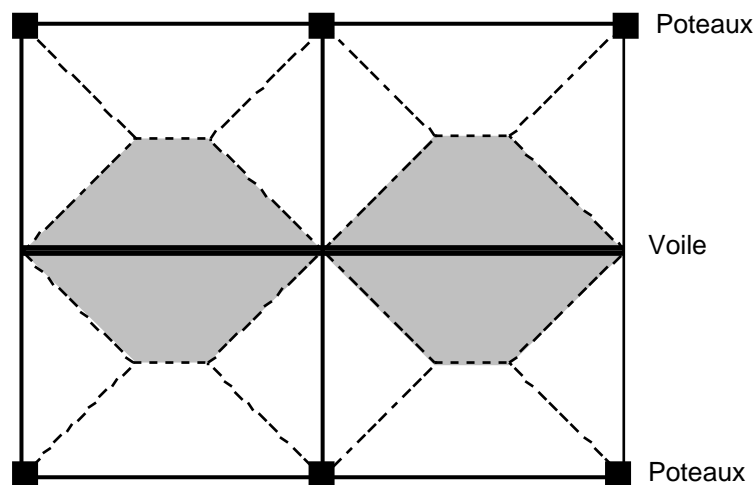


Fig. 7 – Principe de répartition des charges de planchers sur les porteurs

5.2 – Charges équivalentes sur les files de poutres

Comme vu précédemment, les charges apportées sur une poutre par une dalle appuyée sur 3 ou 4 de ses côtés peuvent donc être généralement assimilées à des charges de forme trapézoïdale ou triangulaire.

Pour simplifier les calculs, on peut les prendre équivalentes à une charge répartie.

La charge répartie équivalente sera déterminée :

- Soit pour donner la même valeur de moment maximum que le chargement réel.
- Soit pour donner la même valeur d'effort tranchant maximum que le chargement réel.

Dans le cadre du dimensionnement nous nous intéressons essentiellement au moment maximum.

5.2.1 – Rappel RdM

Équation de la courbe de moment d'une poutre isostatique chargée uniformément :

$$M(x) = \frac{p_{Eq} \cdot x \cdot (L - x)}{2} \text{ soit un moment maximum } M_0 = \frac{p_{Eq} \cdot L^2}{8}$$

Équation de la courbe de moment d'une poutre isostatique chargée par une charge de forme trapézoïdale :

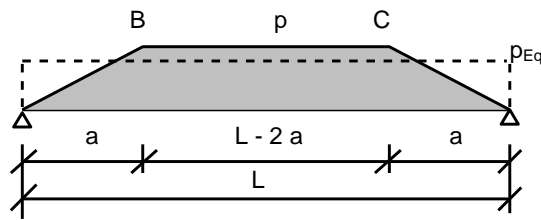


Fig. 8 – Poutre à chargement trapézoïdal, charge linéaire équivalente

Entre B et C : $M(x) = \frac{p \cdot (3 \cdot L \cdot x - 3 \cdot x^2 - a^2)}{6}$ soit un moment maximum $M_0 = \frac{p \cdot (3 \cdot L^2 - 4 \cdot a^2)}{24}$

En introduisant $\alpha = \frac{a}{L}$ dans l'équation précédente on obtient : $M_0 = p \cdot \left(1 - \frac{4}{3} \cdot \alpha^2\right) \cdot \frac{L^2}{8}$

D'où l'expression du coefficient à appliquer à la charge réelle pour obtenir le chargement uniforme équivalent et le moment maximum : $k = \left(1 - \frac{4}{3} \cdot \alpha^2\right)$

La méthode peut être étendue à des cas de chargement plus complexes.

5.2.2 – Tableaux de résultats pour quelques cas particuliers

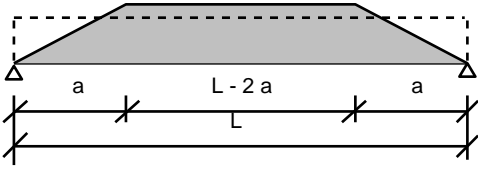
En fonction de :

- a : l'abscisse du début de la charge constante,
- L : la portée de travée isostatique considérée,
- $\alpha = \frac{a}{L}$: l'abscisse relative du début de la charge constante,
- p : la valeur de la charge dans sa partie constante,

les tableaux suivants donnent :

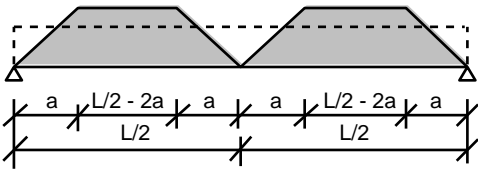
- k_1 : le coefficient permettant de trouver V_g et V_d , les efforts tranchants à gauche et à droite de la travée isostatique. $V = k_1 \cdot \frac{p \cdot L}{2} \pm \frac{M_g + M_d}{L}$
- k_2 : le coefficient permettant de trouver M_0 , le moment maximum de la travée isostatique. $M_0 = k_2 \cdot \frac{p \cdot L^2}{8}$
- k_3 : le coefficient permettant de trouver M_A , le moment de continuité sur appui. $M_A = -k_3 \cdot \frac{p \cdot L^2}{8}$
- k_4 : le coefficient permettant de trouver f, la flèche. $f = \frac{5 \cdot k_4 \cdot p \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} + \frac{(M_g + M_d) \cdot L^2}{16 \cdot E \cdot I}$

Tab. 32 – Cas d'une poutre porteuse d'une dalle appuyée sur ses quatre côtés



α	$V_g = V_d$ k_1	M k_2	$\omega_g = \omega_d$ k_3	f k_4
0.00	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0.05	0,9500	0,9967	0,9951	0,9960
0.10	0,9000	0,9867	0,9810	0,9841
0.15	0,8500	0,9700	0,9854	0,9643
0.20	0,8000	0,9467	0,9280	0,9370
0.25	0,7500	0,9167	0,8906	0,9025
0.30	0,7000	0,8800	0,8470	0,8612
0.35	0,6500	0,8367	0,7979	0,8136
0.40	0,6000	0,7867	0,7440	0,7604
0.45	0,5500	0,7300	0,6861	0,7022
0.50	0,5000	0,6667	0,6250	0,6400

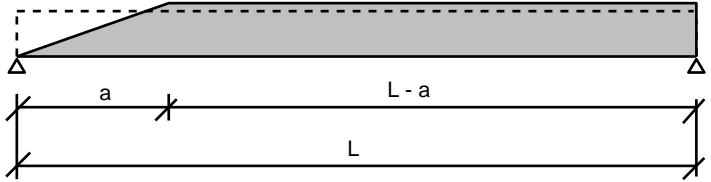
Tab. 33 – cas d'une poutre porteuse d'une dalle appuyée sur ses quatre cotés avec une nervure intermédiaire



α	$V_g = V_d$ k_1	M k_2	$\omega_g = \omega_d$ k_3	f k_4
0,000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,025	0,9500	0,9500	0,9613	0,9590
0,050	0,9000	0,9000	0,9202	0,9162
0,075	0,8500	0,8500	0,8771	0,8717
0,100	0,8000	0,8000	0,8320	0,8256
0,125	0,7500	0,7500	0,7852	0,7781
0,150	0,7000	0,7000	0,7368	0,7294
0,175	0,6500	0,6500	0,6870	0,6796
0,200	0,6000	0,6000	0,6360	0,6288
0,225	0,5500	0,5500	0,5840	0,5772
0,250	0,5000	0,5000	0,5313	0,5250

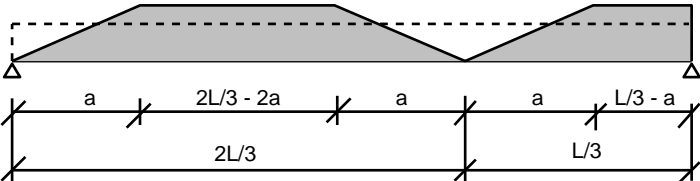
NOTA : il convient dans ce cas de superposer le moment dû à la charge ponctuelle de la nervure.

Tab. 34 – Cas d'une poutre porteuse d'une dalle appuyée sur 3 de ses cotés



α	V_g k_1	V_d k_1	M k_2	ω_g k_3	ω_d k_3	f k_4
0,0	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,1	0,9033	0,9967	0,9933	0,9876	0,9934	0,9920
0,2	0,8133	0,9867	0,9733	0,9543	0,9737	0,9685
0,3	0,7300	0,9700	0,9400	0,9054	0,9416	0,9306
0,4	0,6533	0,9467	0,8933	0,8455	0,8985	0,8802
0,5	0,5833	0,9167	0,8333	0,7792	0,8458	0,8200
0,6	0,5200	0,8800	0,7622	0,7101	0,7859	0,7535
0,7	0,4633	0,8367	0,6886	0,6416	0,7214	0,6845
0,8	0,4133	0,7867	0,6183	0,5767	0,6553	0,6171
0,9	0,3700	0,7300	0,5548	0,5178	0,5912	0,5547
1,0	0,3333	0,6667	0,5000	0,4667	0,5333	0,5000

Tab. 35 – Cas d'une poutre porteuse d'une dalle appuyée sur 3 de ses cotés avec une nervure intermédiaire



α	V_g k_1	V_d k_1	M k_2	ω_g k_3	ω_d k_3	f k_4
0,000	1,000	1,000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,033	0,9448	0,9552	0,9548	0,9591	0,9499	0,9537
0,067	0,8904	0,9096	0,9081	0,9156	0,8987	0,9059
0,100	0,8367	0,8633	0,8600	0,8698	0,8465	0,8568
0,133	0,7837	0,8163	0,8104	0,8222	0,7938	0,8067
0,167	0,7315	0,7685	0,7593	0,7730	0,7409	0,7558
0,200	0,6800	0,7200	0,7069	0,7226	0,6880	0,7045
0,233	0,6293	0,6707	0,6543	0,6714	0,6356	0,6529
0,267	0,5793	0,6207	0,6020	0,6197	0,5838	0,6015
0,300	0,5300	0,5700	0,5505	0,5678	0,5332	0,5504
0,333	0,4815	0,5185	0,5000	0,5160	0,4840	0,5000

NOTA : il convient dans ce cas de superposer le moment dû à la charge ponctuelle de la nervure.

6 – CHARGEMENT DES ELEMENTS VERTICAUX

6.1 – Effets des continuités

Les descentes de charges sont estimées en première approximation en ne tenant pas compte de la continuité des poutres.

Les effets de la continuité induisent une augmentation de l'effort tranchant liée à la différence des moments sur 2 appuis successifs :

- sur l'appui central dans le cas d'une poutre à 2 travées ;
- sur les appuis voisins des appuis de rives dans le cas d'une poutre à n travées.

Les Recommandations Professionnelles Française autorisent :

- la prise en compte des effets réels liés à l'étude RdM de la poutre,
- la prise en compte forfaitaire de ces effets en majorant les réactions des poutres considérées comme discontinues :
 - de 15% sur l'appui central d'une poutre à 2 travées ;
 - de 10% sur les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à n travées.

Dans ce cas, les charges des poteaux de rive évaluées dans l'hypothèse de la discontinuité ne sont pas réduites.

6.2 – Dégression verticale des charges

L'EC1-1-1 art. 6.3.1.2 (11) autorise une réduction des charges d'exploitation à partir de plus de 2 niveaux de même catégorie dans un bâtiment.

La charge d'exploitation sollicitant l'élément porteur calculé est obtenue par application d'un coefficient α_n à la charge d'exploitation totale.

Suivant l'EC1-1-1 art. 6.3.1.2 (11), α_n s'exprime pour les bâtiments de catégorie A, B, C et D :

$$\alpha_n = \frac{2 + (n-2) \cdot \psi_0}{n}$$

L'Annexe Nationale Française a modifié cette formulation de façon à ne pas trop différer des habitudes françaises.

Pour les bâtiments de catégorie A : $\alpha_n = 0,5 + \frac{1,36}{n}$

Pour les bâtiments de catégories B et F : $\alpha_n = 0,7 + \frac{0,80}{n}$

Tab. 36 – Dégression **globale** pour n niveaux de même catégorie au-dessus du porteur concerné

Cat.	n	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
A	$\alpha_n =$	1	1	0,953	0,84	0,772	0,727	0,694	0,67	0,651	0,636	0,624	0,613	0,605	0,679	0,591
B & F	$\alpha_n =$	1	1	0,967	0,9	0,86	0,833	0,814	0,8	0,789	0,78	0,773	0,767	0,762	0,757	0,753

Ce coefficient s'applique au cumul des surcharges des niveaux supérieurs de même catégorie.

Tab. 37 – Dégression **par plancher** pour le $n^{\text{ème}}$ niveau de même catégorie qu'au-dessus

Cat.	n	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
A	Par plancher	1	1	0,86	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
B & F	Par plancher	1	1	0,9	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7

Le coefficient donné dans le tableau 38 traduit la part de charge d'exploitation prise en compte pour le plancher du niveau i d'un ensemble de planchers d'une même catégorie. Cette part permet d'aboutir au coefficient du tableau 39 applicable au cumul des surcharges.

6.3 – Réduction horizontale des charges

L'EC1-1-1 art. 6.3.1.2 (10) autorise une réduction des charges d'exploitation sollicitant les éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles) ou horizontaux (poutres) en fonction de la surface de plancher reportant ses charges sur l'élément étudié.

La charge d'exploitation sollicitant l'élément porteur calculé est obtenue par application d'un coefficient α_A .

Suivant l'EC1-1-1 art. 6.3.1.2 (10), α_A s'exprime pour les bâtiments de catégorie A, B, C, D et E :

$$\alpha_A = \frac{5}{7} \cdot \psi_0 + \frac{A_0}{A} \leq 1,0$$

Avec : A_0 : aire de référence = 10,0 m².
A : aire chargée supportée par l'élément étudié.

L'Annexe Nationale Française a modifié cette formulation de façon à ne pas trop différer des habitudes françaises.

Pour les bâtiments de catégorie A, B, C3, D1 et F :

$$\alpha_A = 0,77 + \frac{A_0}{A} \leq 1,0$$

Avec : A_0 : aire de référence = 3,5 m².
A : aire chargée supportée par l'élément étudié.

Tab. 40 – Réduction horizontale de la charge d'exploitation en fonction de l'aire chargée

A (m ²)	≤ 15,2	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70
$\alpha_A =$	1	0,945	0,910	0,887	0,870	0,858	0,848	0,840	0,834	0,828	0,824	0,820

Remarque :

- Les réductions horizontales des charges ne sont pas empilables. Elles ne peuvent pas être sommées sur plusieurs niveaux pour déterminer la charge d'exploitation totale sollicitant un élément porteur.
- La réduction horizontale et la dégression verticale ne se cumulent pas.

INFRASTRUCTURE DE BATIMENT - CONCEPTION D'UNE STRUCTURE REALISEE DANS UNE NAPPE D'EAU

Sommaire

1. – PREAMBULE.....	33
1.1 – Contexte	33
1.2 – Législation.....	33
1.3 – Exemple de Plan de Prévention des Risques d’Inondation.....	34
1.3.1 – Objet du présent P.P.R.I (extrait du texte).....	34
1.3.2 – Effet du P.P.R.I (extrait du texte)	35
1.3.3 – Contenu du P.P.R.I (extrait du texte).....	35
1.3.4 – Exemple de plan de zonage du P.P.R.I (extrait des annexes du texte).....	36
1.4 – Aspect réglementaire	36
2. – TECHNOLOGIES	37
2.1 – Cuvelage à structure relativement étanche	37
2.2 – Cuvelage avec revêtement d’imperméabilisation	37
2.3 – Cuvelage avec revêtement d’étanchéité.....	37
3. – NIVEAUX DES EAUX SOUTERRAINES	39
3.1 – Cas d’une nappe d’eau	39
3.2 – Cas des eaux de ruissellement.....	41
4. – ACTION DES EAUX SOUTERRAINES	43
4.1 – Combinaisons d’actions selon le DTU 14.1	43
4.1.1 – ELU	43
4.1.2 – ELS	44
4.2 – Combinaisons d’actions selon l’Eurocode 0.....	44
4.2.1 – ELU	44
4.2.2 – ELS	46
5. – ETAT LIMITE DE SERVICE PAR LIMITATION DES CONTRAINTES	47
5.1 – Limitation de la contrainte de traction des aciers suivant le DTU 14.1.....	47
5.1.1 – Cuvelage avec revêtement d’imperméabilisation.....	47
5.1.2 – Cuvelage à structure relativement étanche	50
5.1.3 – Cuvelage avec revêtement d’étanchéité	50
5.2 – Limitation de la contrainte de traction de la fibre de béton la plus tendue suivant le DTU 14.1	51
5.2.1 – Cuvelage avec revêtement d’imperméabilisation.....	51
5.2.2 – Cuvelage à structure relativement étanche	51
5.2.3 – Cuvelage avec revêtement d’étanchéité	52
5.3 – Méthode de calcul des armatures suivant l’Eurocode 2.....	52
5.3.1 – Méthode du moment résistant béton M_{rc}	52
5.3.2 – Méthode itérative.....	54
ANNEXE : Extrait du P.P.R.I. des Hauts de Seine.....	56

Figures

Fig. 1 – Exemples de cuvelages avec revêtement d'étanchéité	38
Fig. 2 – Illustration dans le cas d'une nappe sans inondation des locaux	40
Fig. 3 – Illustration dans le cas d'une nappe avec inondation des locaux	40
Fig. 4 – Illustration dans le cas d'eaux de ruissellement ou d'infiltration avec drainage sans revêtement	41
Fig. 5 – Illustration dans le cas d'eaux de ruissellement ou d'infiltration avec drainage avec revêtement d'imperméabilisation ou d'étanchéité	41
Fig. 6 – Illustration dans le cas d'eaux de ruissellement ou d'infiltration sans drainage	42
Fig. 7 – diagramme ELS de la section	52
Fig. 8 – diagramme ELS de la section avec des armatures comprimées	53

Tableaux

Tab. 1 – Niveaux des eaux souterraines suivant le DTU 14.1	39
Tab. 2 – Combinaisons d'actions fondamentale suivant le DTU 14.1 (notations Eurocodes)	43
Tab. 3 – Combinaisons d'actions accidentelle suivant le DTU 14.1 (notations Eurocodes)	43
Tab. 4 – Combinaisons d'actions en phase de construction suivant le DTU 14.1 (notations Eurocodes)	43
Tab. 5 – Combinaisons d'actions en ELS d'ouverture de fissures suivant le DTU 14.1 (notations Eurocodes) ..	44
Tab. 6 – Pondérations d'actions en ELS d'équilibre statique suivant le DTU 14.1 (notations Eurocodes)	44
Tab. 7 – Combinaisons d'actions en ELU	45
Tab. 8 – Combinaisons d'actions accidentelle	45
Tab. 9 – Combinaisons d'actions en phase de construction	46
Tab. 10 – Combinaisons d'actions en ELS	46
Tab. 11 – Action des eaux souterraines avec le niveau EH	46
Tab. 12 – Action des eaux souterraines avec le niveau EE	46
Tab. 13 – Contraintes maximales de traction dans les aciers pour un béton C25/30	48
Tab. 14 – Contraintes maximales de traction dans les aciers pour un béton C30/37	48
Tab. 15 – Contraintes maximales de traction dans les aciers pour un béton C35/45	49
Tab. 16 – Contraintes maximales de traction dans les aciers pour un béton C40/50	49
Tab. 17 – Limites d'ouverture des fissures (EC2)	50
Tab. 18 – Limites d'ouverture des fissures (EC2 – ANF)	50
Tab. 19 – diamètre maximal des barres en fonction de l'ouverture de fissure et de la contrainte (EC2 – tab 7.2N)	51

1 – PREAMBULE

1.1 – Contexte

La construction des infrastructures de bâtiment se heurte fréquemment à la présence d'eau dans le sol soit :

- Sous forme de nappe phréatique,
- Sous forme de nappe captive entre couches de sol imperméables,
- Sous forme de nappe alimentée par un cours d'eau proche,
- Sous forme d'écoulements au sein des différentes couches et en particulier à la transition entre une couche perméable et une couche imperméable. On parle dans ce cas d'eaux de ruissellement ou d'infiltration.

Les variations de niveau d'eau dans les sols ont des influences structurelles (stabilité d'ensemble, étanchéité...) et économiques fortes.

La conception adéquate d'une infrastructure de bâtiment est avant tout liée à une étude géotechnique et hydrogéologique de la parcelle suffisamment précise.

Avant d'entamer la conception d'un tel ouvrage, même s'il peut paraître anodin, il est nécessaire de s'assurer que les hypothèses sont suffisamment précises et complètes.

Les terrains restant disponibles à la construction, en particulier en site urbain, sont de plus en plus des terrains en zone soumise à des variations de niveau d'eau d'une nappe ou d'une rivière. La construction nécessite donc la mise en œuvre de techniques particulières souvent coûteuses.

1.2 – Législation

La France met en place depuis le début des années 90 des Plans de Prévention des Risques naturels prévisibles visant à établir des règles de construction dans des zones dites « à risque ».

Les Plans de Prévention des Risques naturels prévisibles (P.P.R.) ont été institués par la **loi n°87.565 du 22 juillet 1987** relative à la sécurité civile, à la protection de la forêt contre l'incendie et à la prévention des risques majeurs modifiée par l'article 16 de la **loi n°95.101 du 2 février 1995** relative au renforcement de la protection de l'environnement. Leur contenu et leur procédure d'élaboration ont été fixés par le **décret n°95.1089 du 5 octobre 1995**.

Les P.P.R. sont établis par l'État. Après avoir été soumis pour avis aux conseils municipaux des communes concernées, et à enquête publique, ils sont approuvés par arrêté préfectoral. **Ils ont valeur de servitude d'utilité publique** et doivent être annexés aux documents d'urbanisme conformément à l'article L.126.1 du Code de l'Urbanisme. Ils sont opposables à tout mode d'occupation ou d'utilisation du sol.

Les P.P.R. traduisent pour les communes l'exposition aux risques tels qu'ils sont actuellement connus.

Ces plans visent essentiellement à limiter les conséquences économiques et en terme de vies humaines engendrées par différents types de risques naturels.

La conception d'une infrastructure de bâtiment nécessite en particulier la consultation du Plan de Prévention des Risques d'Inondations (P.P.R.I.) qui peut, selon la situation du bâtiment, fixer des règles particulières ayant des incidences d'aménagement (pour le Maître d'Ouvrage), des incidences architecturales (pour le Maître d'Œuvre) et des incidences techniques (pour le constructeur).

1.3 – Exemple de Plan de Prévention des Risques d’Inondation

L’exemple présenté partiellement en annexe est le P.P.R.I des Hauts de Seine (92).



Inondation de la Seine en 1910

1.3.1 – Objet du présent P.P.R.I (extrait du texte)

*Le présent plan définit les mesures d’interdiction et les prescriptions applicables au territoire résultant de la prise en compte des risques d’inondations par **débordement de la Seine**.*

L’élaboration du P.P.R. relatif aux inondations de la Seine, dans le département des Hauts de Seine, a été prescrite par arrêté préfectoral du 29/05/1998. Elle concerne 18 communes du département (Asnières, Bois Colombes, Boulogne, Clichy, Colombes, Courbevoie, Gennevilliers, Issy-les-Moulineaux, Levallois-Perret, Meudon, Nanterre, Neuilly, Puteaux, Rueil-Malmaison, St Cloud, Sèvres, Suresnes, Villeneuve-la-Garenne).

Elle a donné lieu :

- d’une part, à l’évaluation du risque à partir des cotes des Plus Hautes Eaux Connues ou PHEC issues des données de la Direction Régionale de l’Environnement et du Service de la navigation de la Seine. Elles ont été projetées, par la méthode dite des casiers, sur le terrain naturel,

- d’autre part, à l’évaluation des enjeux par une analyse morphologique des territoires de chaque commune.

Le zonage réglementaire, résultat du croisement de ces deux familles de critères, délimite des zones dans lesquelles sont applicables des interdictions, des prescriptions réglementaires et des mesures de prévention, de protection et de sauvegarde.

Les dispositions définies ci-après sont destinées à renforcer la sécurité des personnes, à limiter les dommages aux biens et activités existants, à éviter un accroissement des dommages dans le futur et à assurer le libre écoulement des eaux et la conservation des champs d’inondation.

1.3.2 – Effet du P.P.R.I (extrait du texte)

Le présent P.P.R.I. applicable aux constructions neuves et installations et bâtiments existants, comprend :

- des règles d'urbanisme qui peuvent motiver un refus de permis de construire en cas de constructions ou d'installations soumises à autorisations administratives au titre du code de l'urbanisme,*
- des règles de construction dont le non-respect est sanctionné aux articles L.152-1 à L.152 -5 du code de la construction et de l'habitation. En application de l'article L.421-3 du code de l'urbanisme, toute personne qui dépose une demande de permis de construire s'engage à respecter les règles de construction prises en application du code de la construction,*
- des recommandations destinées à limiter l'importance des dégâts.*

La nature et les conditions d'exécution des prescriptions prises pour l'application du présent P.P.R.I. sont définies et mises en œuvre sous la responsabilité du Maître d'Ouvrage et du Maître d'œuvre concernés par les constructions, travaux et installations visés. Les propriétaires, locataires ou occupants des locaux sont également tenus d'assurer les opérations de gestion et d'entretien nécessaires pour maintenir la pleine efficacité de ces mesures.

Les dispositions du règlement ne préjugent pas de règles d'urbanisme, éventuellement plus restrictives, prises dans le cadre des documents d'urbanisme (PLU, POS, ZAC...).

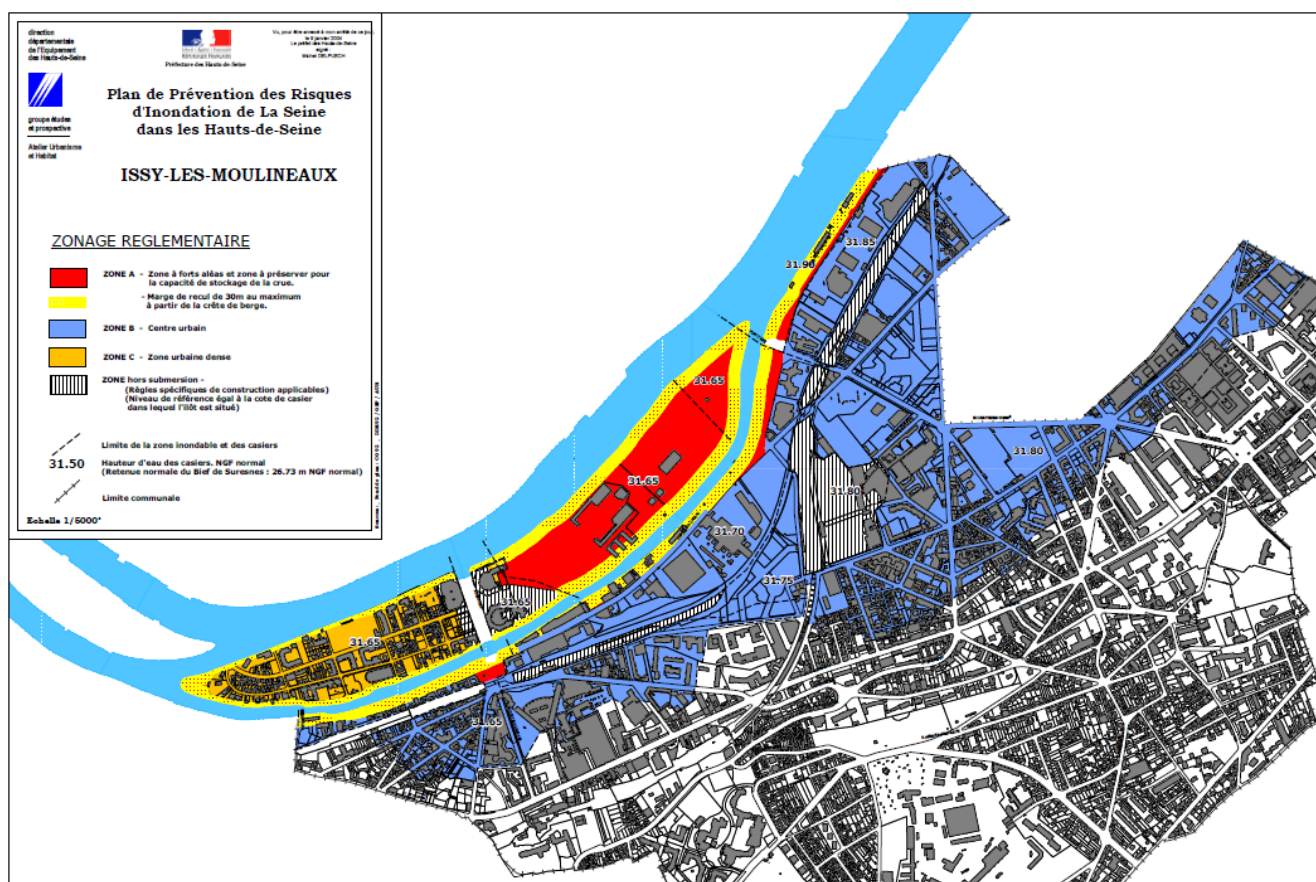
Conformément à l'article 40 -1 de la loi n° 87-565 modifiée, le non-respect des dispositions du PPRI est puni des peines prévues à l'article L.480 -4 du code de l'urbanisme. De plus, l'article L.125-6 du code des assurances prévoit qu'en cas de violation des règles administratives en vigueur tendant à prévenir les dommages causés par une catastrophe naturelle, la garantie de l'assuré contre les effets de telles catastrophes sur les biens faisant l'objet de contrats, ne s'impose plus aux entreprises d'assurance.

1.3.3 – Contenu du P.P.R.I (extrait du texte)

Le P.P.R.I comprend les documents suivants :

- la présente note de présentation, le plan de situation, les cartes de risques (aléas), les cartes d'enjeux,*
- le règlement définissant les différentes dispositions du PPRI applicables en matière d'urbanisme, de construction, d'aménagement et d'usage des biens,*
- les plans de zonage **délimitant les zones A, B, C, D respectivement, de couleur rouge, bleue, orange, et violette, ainsi que des « îlots hors d'eau » dans lesquelles s'appliquent les dispositions du PPRI.***

1.3.4 – Exemple de plan de zonage du P.P.R.I (extrait des annexes du texte)



1.4 – Aspect réglementaire

A ce jour les règles définissant les méthodes de calculs des infrastructures en contact avec une nappe d'eau sont en cours de refonte pour être transposées des règlements actuels vers les Eurocodes.

Le règlement en vigueur en France est le DTU 14.1 « travaux de cuvelage » qui, adossé au BAEL 91, donne les règles complémentaires nécessaires au calcul de l'enveloppe structurale (taux de travail des armatures, vérifications à faire, dispositions constructives minimales...). Ce DTU est une particularité française.

Pour le moment l'EC0 et l'EC1 précisent la manière de prendre en compte les niveaux d'eau en combinaison mais aucune règle de calcul complémentaire des armatures n'est précisée dans l'EC2. De même les dispositions constructives minimales ne sont pas listées non plus.

Il est donc nécessaire de transposer le règlement actuel pour le rendre cohérent avec les Eurocodes car, comme nous le verrons plus loin, certaines notions ont évolué entre le BAEL 91 et l'EC2.

Nous sommes actuellement dans une période transitoire et ce cours vise à expliquer les principes fondamentaux qui seront de toute manière maintenus dans le cadre de la transposition future.

Les formules indiquées dans ce cours, pour la plupart issues du DTU 14.1, seront en revanche probablement modifiées dans la version transposée.

2 – TECHNOLOGIES

La réalisation d'une infrastructure étanche peut être envisagée de plusieurs manières mais se compose en général d'une enveloppe structurelle complétée éventuellement par des systèmes d'étanchéité. Le terme couramment utilisé en France est « cuvelage »

Le DTU 14.1 « travaux de cuvelage » envisage 3 types de conception permettant de réaliser un cuvelage.

Il définit les conditions d'exécution des parties immergées des bâtiments. Au sens du DTU 14.1, la partie immergée des bâtiments est constituée de l'enveloppe périphérique directement en contact avec l'eau et des structures intérieures immédiatement en contact avec cette enveloppe.

Il s'applique aux structures réalisées en béton armé uniquement à l'exclusion des ouvrages spéciaux (cuves et réservoirs).

2.1 – Cuvelage à structure relativement étanche

Ce cuvelage n'est constitué que de l'enveloppe structurelle en béton armé. Même si les contraintes de traction dans les aciers sont limitées, un léger passage d'eau est admis. Ces fuites sont en général constatées aux reprises de bétonnage.

Ce type s'applique exclusivement à des locaux peu nobles (parking...).

Les entrées d'eau sont limitées de la façon suivante :

- Pour la structure résistante dans son ensemble :
 - moyenne annuelle : 0,5 l/m²/jour
 - moyenne hebdomadaire : 1 l/m²/jour.

- Pour toute portion de structure résistante de 10 m² constituant un rectangle dont le rapport des côtés est compris entre 0,4 et 2,5 :
 - moyenne hebdomadaire : 2 l/m²/jour

2.2 – Cuvelage avec revêtement d'imperméabilisation

L'enveloppe structurelle en béton armé est complétée par un écran intérieur, adhérent au support en béton armé et permettant d'assurer l'étanchéité en association avec ce support.

Ce revêtement est constitué d'enduits hydrofuges ou d'enduits pelliculaires à base de résine ou de revêtement de minéralisation de surface.

Ce type de produit, adhérent au support, ne résiste pas à la fissuration du support il est donc nécessaire de :

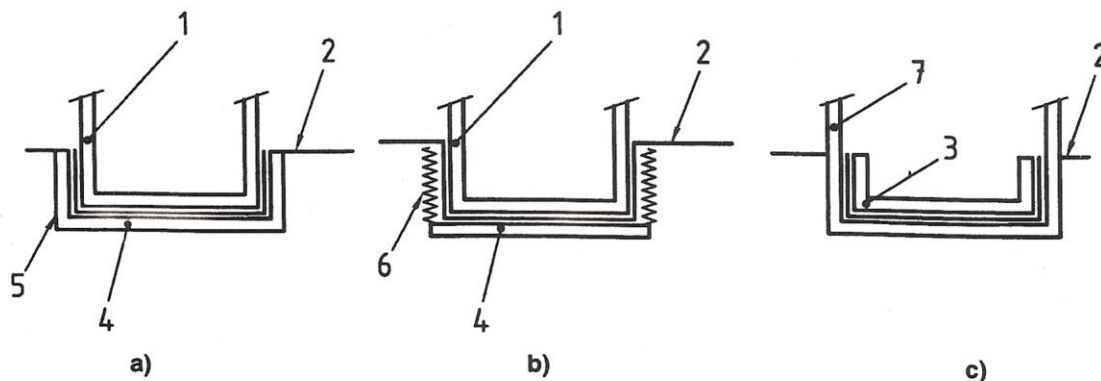
- Limiter la contrainte de traction des aciers,
- Vérifier la contrainte de traction de la fibre de béton la plus tendue et d'en limiter la valeur.

2.3 – Cuvelage avec revêtement d'étanchéité

L'enveloppe structurelle en béton armé est complétée par un revêtement plastique, élasto-plastique ou élastique appliqué à l'extérieur de la structure résistant aux poussées de l'eau. Ce revêtement n'est pas nécessairement adhérent à la structure et c'est la pression de l'eau qui l'applique sur celle-ci.

Ce revêtement doit pouvoir s'adapter aux légères déformations ou fissurations des ouvrages qui lui sont accolés.

Les limites de contraintes de traction des aciers et de la fibre de béton la plus tendue sont de ce fait moins contraignantes.



Légende

- 1 Structure résistante
 - 2 Niveau E
 - 3 Structure résistante interne
 - 4 Preradier
 - 5 Voile périphérique
 - 6 Ouvrage de protection
 - 7 Structure résistante externe
- } Ouvrages externes

Fig. 9 – Exemples de cuvelages avec revêtement d'étanchéité

La figure ci-dessus présente 3 cas possibles de traitement de ce type de cuvelage.

- Cas a) : voiles périphériques réalisés avant la mise en place du cuvelage et avant la réalisation de la structure résistante du bâtiment.
- Cas b) : ouvrages extérieurs de protection réalisés après la mise en place du cuvelage lui-même posés sur la structure du bâtiment déjà réalisée.
- Cas c) : double structure réalisée à l'intérieur de l'enveloppe du bâtiment et destinée à résister essentiellement à la poussée de l'eau

3 – NIVEAUX DES EAUX SOUTERRAINES

3.1 – Cas d'une nappe d'eau

Le bâtiment est soumis aux variations saisonnières du niveau de la nappe.

Il peut s'agir soit d'une nappe phréatique, soit d'une nappe alimentée par une rivière proche au travers de couches perméables, soit d'une nappe captive entre deux couches imperméables de sol. Dans ce dernier cas la nappe peut également être sous pression.

La connaissance et la prévision des variations des niveaux d'eau sont fondamentales pour la conception structurelle du projet et l'impact économique est souvent déterminant.

Les niveaux d'eau sont fixés dans les Documents Particuliers du Marché après une étude hydrogéologique à la charge du Maître d'Ouvrage et pilotée par la Maîtrise d'œuvre.

Les différents niveaux d'eau de la nappe devant figurer dans les pièces écrites sont notés :

- EB : niveau des basses eaux correspondant au niveau d'étiage, considéré comme permanent.
- EH : niveau des hautes eaux correspondant à l'amplitude de la crue décennale pour le site.
- EE : niveau des eaux exceptionnelles ou des plus hautes eaux.

Le niveau EE correspond :

- soit au niveau des plus hautes eaux connues ou estimées de la nappe, basé sur le niveau de la crue centennale,
- soit au niveau des dispositifs physiques limitant l'effet de la sous-pression extérieure via remplissage de la structure du bâtiment.

Dans ce cas, par sécurité, le niveau EE est pris 50cm au dessus du niveau des dispositifs de remplissage.

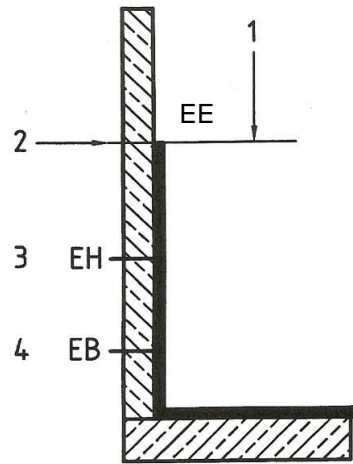
Tab. 41 – Niveaux des eaux souterraines suivant le DTU 14.1

Niveau de l'eau	niveau EB	Entre EB et EH	Entre EB et EE
Types de charges	permanentes	variables	Action accidentelle physiquement bornée
Action	(EB)	(EH-EB)	(EE-EB)
Notation DTU 14.1	G_w	Q_w	F_w

NOTA : Approche donnée dans l'Eurocode 0 et dans l'Eurocode 7 :

Les différents niveaux d'eau sont donnés dans l'Eurocode 0 (ANF – A1.3.1) et l'Eurocode 7 (ANF – AN 4.1) avec les notations suivantes :

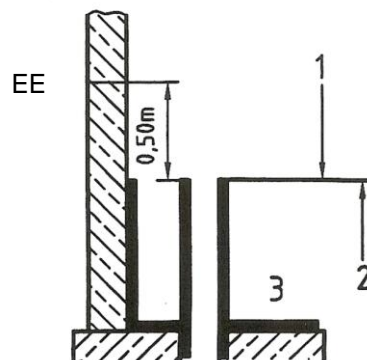
- EB : niveau des basses eaux ou niveau quasi-permanent. Il est défini comme étant susceptible d'être dépassé pendant la moitié du temps de référence (50 ans).
- EF : niveau fréquent. Il est défini comme étant susceptible d'être dépassé pendant 1% du temps de référence.
- EH : niveau des hautes eaux ou niveau caractéristique. Il correspond au niveau de période de retour 50 ans.
- EE : niveau des eaux exceptionnelles ou niveau accidentel. Il correspond au niveau où doit être prévu, dans la structure, un dispositif d'écoulement empêchant l'eau d'exercer une action plus haut.



Légende

- 1 Arase cuvelage
- 2 Niveau des plus hautes eaux connues et/ou prévisibles
- 3 Hautes eaux
- 4 Basses eaux

Fig. 10 – Illustration dans le cas d'une nappe sans inondation des locaux



Légende

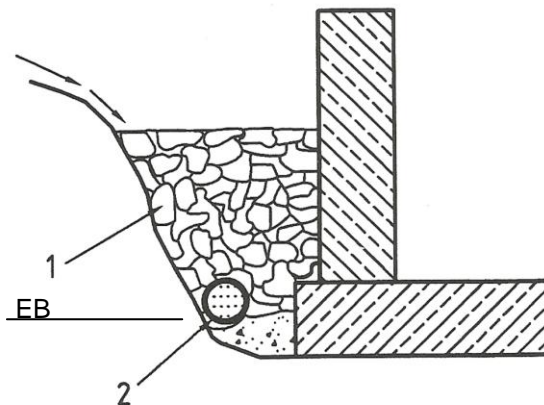
- 1 Arase cuvelage
- 2 Arase des orifices
- 3 Cuvelage

Fig. 11 – Illustration dans le cas d'une nappe avec inondation des locaux

3.2 – Cas des eaux de ruissellement

Les eaux de ruissellement et d'infiltration correspondent à des actions permanentes (niveau EB).
Ce niveau EB correspond :

- Au niveau du fil d'eau du réseau de drainage extérieur lorsqu'il existe,



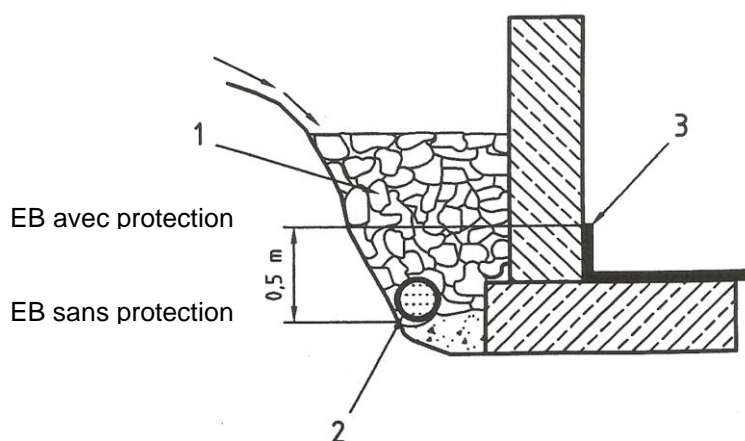
Légende

- 1 Matériau drainant
- 2 EB = Fil d'eau du réseau drainant

Fig. 12 – Illustration dans le cas d'eaux de ruissellement ou d'infiltration avec drainage sans revêtement

- Au fil d'eau des barbacanes ou du réseau extérieur lorsqu'il existe à chaque fois qu'il n'y a pas d'imposition de revêtement d'imperméabilisation ou d'étanchéité,

A ce même niveau augmenté de 50cm à chaque fois que les Documents Particuliers du Marché formulent l'exigence d'un cuvelage avec revêtement d'imperméabilisation ou d'étanchéité,

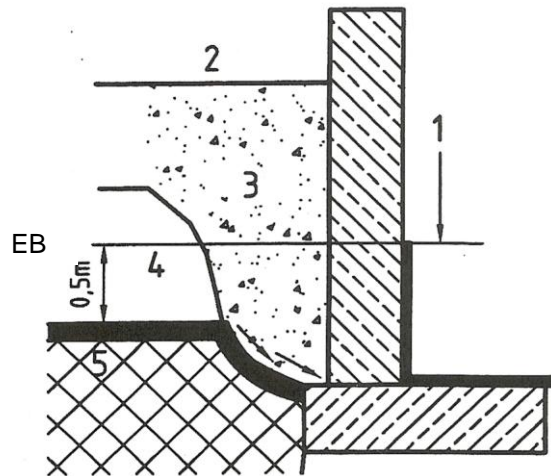


Légende

- 1 Matériau drainant
- 2 EB = Fil d'eau du réseau drainant
- 3 Arase cuvelage

Fig. 13 – Illustration dans le cas d'eaux de ruissellement ou d'infiltration avec drainage avec revêtement d'imperméabilisation ou d'étanchéité

- Au niveau de l'exutoire naturel des couches perméables majoré de 50cm quand il n'existe pas de drainage ou de barbacanes à chaque fois que les Documents Particuliers du Marché formulent l'exigence d'un cuvelage avec revêtement d'imperméabilisation ou d'étanchéité.



Légende

- 1 Arase cuvelage
- 2 Niveau fini extérieur
- 3 Remblai
- 4 Terrain perméable
- 5 Terrain non perméable

Fig. 14 – Illustration dans le cas d'eaux de ruissellement ou d'infiltration sans drainage

4 – ACTION DES EAUX SOUTERRAINES

4.1 – Combinaisons d'actions selon le DTU 14.1

4.1.1 – ELU

4.1.1.1 – Combinaison fondamentale

Tab. 42 – Combinaisons d'actions fondamentale suivant le DTU 14.1 (notations Eurocodes)

Combinaisons fondamentales	Actions permanentes			Action variable dominante	Action variable d'accompagnement	
	défavorables	Favorables	eau		Principale	Autres
Action variable dominante = eau	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Gw} G_w$	$\gamma_{Qw} Q_w$	$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
	1,35 $G_{kj,sup}$	1,0 $G_{kj,inf}$	1,35 G_w	1,5 Q_w	1,3 $\psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ou 0 si favorable)	1,3 $\psi_{0,i} Q_{k,i}$ (ou 0 si favorable)
Action variable dominante = autre	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Gw} G_w$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Qw} \psi_{0,w} Q_w$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
	1,35 $G_{kj,sup}$	1,0 $G_{kj,inf}$	1,35 G_w	1,5 $Q_{k,1}$	Q_w (ou 0 si favorable)	1,3 $\psi_{0,i} Q_{k,i}$ (ou 0 si favorable)

4.1.1.2 – Combinaison accidentelle liée à l'eau

Tab. 43 – Combinaisons d'actions accidentelle suivant le DTU 14.1 (notations Eurocodes)

Combinaison accidentelle	Actions permanentes			Action accidentelle	Action variable d'accompagnement	
	défavorables	favorables	eau		Principale	Autres
Action accidentelle = eau	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Gw} G_w$	$\gamma_{Qw} F_w$	$\gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$
	1,0 $G_{kj,sup}$	1,0 $G_{kj,inf}$	1,0 G_w	1,0 F_w	1,0 $\psi_{1,1} Q_{k,1}$ (ou 0 si favorable)	1,0 $\psi_{2,i} Q_{k,i}$ (ou 0 si favorable)

4.1.1.3 – Phase de construction

On tient compte des niveaux de la nappe durant les différentes phases provisoires avec les effets de rabattement éventuels.

Tab. 44 – Combinaisons d'actions en phase de construction suivant le DTU 14.1 (notations Eurocodes)

Combinaisons fondamentales	Actions permanentes			Action variable dominante	Action variable d'accompagnement	
	défavorables	Favorables	eau		Principale	Autres
Action variable dominante = eau	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Gw} G_w$	$\gamma_{Qw} Q_w$	$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
	1,0 $G_{kj,sup}$	1,0 $G_{kj,inf}$	1,0 G_w	1,2 Q_w	1,3 $\psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ou 0 si favorable)	1,3 $\psi_{0,i} Q_{k,i}$ (ou 0 si favorable)

4.1.2 – ELS

4.1.2.1 – ELS d'ouverture de fissures

Tab. 45 – Combinaisons d'actions en ELS d'ouverture de fissures suivant le DTU 14.1 (notations Eurocodes)

combinaison	Actions permanentes			Actions variables	
	défavorables	favorables	eau	Principale	Autres
Niveau EB	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	G_w	$Q_{k,1}$ (ou 0 si favorable)	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$ (ou 0 si favorable)
Niveau EH	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	G_w	Q_w	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$ (ou 0 si favorable)
Niveau EE	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	G_w	F_w	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$ (ou 0 si favorable)

4.1.2.2 – ELS d'équilibre statique

Il est nécessaire de vérifier la stabilité à la fois dans son ensemble et localement pour chacun des points porteurs.

La vérification n'est à réaliser que pour le niveau le plus défavorable de l'eau (EE).

Tab. 46 – Pondérations d'actions en ELS d'équilibre statique suivant le DTU 14.1 (notations Eurocodes)

combinaison	Actions permanentes		Actions variables		Eau
	défavorables	favorables	Principale	Autres	
Niveau EE	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	0	0	$1,05 (G_w + F_w)$

4.2 – Combinaisons d'actions selon l'Eurocode 0

4.2.1 – ELU

4.2.1.1 – Combinaisons STR et GEO

Les combinaisons ELU tenant compte de l'eau ne sont pas clairement explicitées dans les Eurocodes à ce jour.

Nous conservons les combinaisons équivalentes à celles du DTU 14.1.

Tab. 47 – Combinaisons d'actions en ELU

Combinaisons fondamentales	Actions permanentes			Action variable dominante	Action variable d'accompagnement	
	défavorables	Favorables	eau		Principale	Autres
Action variable dominante = eau	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Gw} G_w$	$\gamma_{Qw} Q_w$	$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
	1,35 $G_{kj,sup}$	1,0 $G_{kj,inf}$	1,35 G_w	1,5 Q_w	1,3 $\psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ou 0 si favorable)	1,3 $\psi_{0,i} Q_{k,i}$ (ou 0 si favorable)
Action variable dominante = autre	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Gw} G_w$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Qw} \psi_{0,w} Q_w$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
	1,35 $G_{kj,sup}$	1,0 $G_{kj,inf}$	1,35 G_w	1,5 $Q_{k,1}$	Q_w (ou 0 si favorable)	1,3 $\psi_{0,i} Q_{k,i}$ (ou 0 si favorable)

Note :

Lorsque l'action dominante est due à l'eau, on considère :

- Si elle est défavorable 1,35 (EB) comme action permanente et MIN [1,5(EH-EB) ; 1,35(EE-EB)] comme action variable.
- Si elle est favorable : (EB) comme action permanente et 0 comme action variable.

4.2.1.2 – Combinaison accidentelle liée à l'eau

La combinaison accidentelle tenant compte de l'eau n'est pas clairement explicitée dans les Eurocodes à ce jour.

Nous conservons la combinaison équivalente à celle du DTU 14.1.

Tab. 48 – Combinaisons d'actions accidentelle

Combinaison accidentelle	Actions permanentes			Action accidentelle	Action variable d'accompagnement	
	défavorables	favorables	eau		Principale	Autres
Action accidentelle = eau	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Gw} G_w$	$\gamma_{Qw} F_w$	$\gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$
	1,0 $G_{kj,sup}$	1,0 $G_{kj,inf}$	1,0 G_w	1,0 F_w	1,0 $\psi_{1,1} Q_{k,1}$ (ou 0 si favorable)	1,0 $\psi_{2,i} Q_{k,i}$ (ou 0 si favorable)

4.2.1.3 – Phase de construction

La combinaison en phase de construction tenant compte de l'eau n'est pas clairement explicitée dans les Eurocodes à ce jour.

Nous conservons la combinaison équivalente à celle du DTU 14.1.

On tient compte des niveaux de la nappe durant les différentes phases provisoires avec les effets de rabattement éventuels.

Tab. 49 – Combinaisons d'actions en phase de construction

Combinaisons fondamentales	Actions permanentes			Action variable dominante	Action variable d'accompagnement	
	défavorables	Favorables	eau		Principale	Autres
Action variable dominante = eau	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Gw} G_w$	$\gamma_{Qw} Q_w$	$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
	1,0 $G_{kj,sup}$	1,0 $G_{kj,inf}$	1,0 G_w	1,2 Q_w	1,3 $\psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ou 0 si favorable)	1,3 $\psi_{0,i} Q_{k,i}$ (ou 0 si favorable)

4.2.2 – ELS

4.2.2.1 – ELS d'ouverture de fissures

Les combinaisons ELS tenant compte de l'eau ne sont pas clairement explicitées dans les Eurocodes à ce jour.

Nous conservons les combinaisons équivalentes à celles du DTU 14.1.

Tab. 50 – Combinaisons d'actions en ELS

combinaison	Actions permanentes			Actions variables	
	défavorables	favorables	eau	Principale	Autres
Niveau EB	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	G_w	$Q_{k,1}$ (ou 0 si favorable)	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$ (ou 0 si favorable)
Niveau EH	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	G_w	Q_w	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$ (ou 0 si favorable)
Niveau EE	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	G_w	F_w	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$ (ou 0 si favorable)

4.2.2.2 – Équilibre statique de la structure

Il est nécessaire de vérifier la stabilité à la fois dans son ensemble et localement pour chacun des points porteurs.

Lorsque l'action dominante sur la structure est celle due à l'eau souterraine, la vérification de l'équilibre statique doit être faite pour la plus défavorable des deux situations suivantes (ECO – ANF – A1.3.1) :

La situation (durable ou transitoire) correspond au niveau EH approprié avec le jeu de coefficients partiels suivant :

Tab. 51 – Action des eaux souterraines avec le niveau EH

$\gamma_{Gi,sup} G_{ki,sup}$	$\gamma_{Gi,inf} G_{ki,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$
1,10 $G_{ki,sup}$	0,95 $G_{ki,inf}$	1,2 $Q_{k,1}$ (EH)

Tab. 52 – Action des eaux souterraines avec le niveau EE

$\gamma_{Gi,sup} G_{ki,sup}$	$\gamma_{Gi,inf} G_{ki,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$
1,10 $G_{ki,sup}$	0,95 $G_{ki,inf}$	1,0 $Q_{k,1}$ (EE)

En pratique, seul le deuxième cas est à étudier car l'effet de 1,20 EH est physiquement borné à l'effet de 1,00 EE.

5 – ETAT LIMITE DE SERVICE PAR LIMITATION DES CONTRAINTES

L'ouverture des fissures est limitée par les conditions de limitation de la contrainte de l'acier tendu et de limitation de la contrainte de traction du béton en section homogène.

Ces conditions sont utilisées pour :

- Les cuvelages avec revêtement d'imperméabilisation,
- Les cuvelages à structure relativement étanche

Elles varient légèrement pour ces deux types de cuvelages.

5.1 – Limitation de la contrainte de traction des aciers suivant le DTU 14.1

5.1.1 – Cuvelage avec revêtement d'imperméabilisation

5.1.1.1 – Sections droites tendues du côté recevant le revêtement d'imperméabilisation

L'action de l'eau est prise en compte à son niveau EE.

La contrainte de traction de l'acier tendu sur la face destinée à recevoir le revêtement d'imperméabilisation est limitée en fonction du type de béton et du diamètre des aciers.

NOTA : cette formulation est cohérente avec le BAEL 91 et n'a pas été adaptée aux Eurocodes à ce jour. Les notations sont ramenées aux notations Eurocodes dans les commentaires qui la suivent.

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e; \alpha \cdot \sqrt{\frac{\eta \cdot f_{t28}}{\emptyset}} + 30 \cdot \eta\right)$$

Avec :

- $f_e = f_{yk}$
- $\alpha = 320$
- $\eta = 1,0$ pour les aciers ronds lisses et $1,6$ pour les aciers HA
- \emptyset : diamètre de la barre en [mm]
- $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28}$
- $f_{c28} = f_{ck}$

La majoration de $30 \cdot \eta$ ne peut être appliquée dans le cas d'eaux saumâtres ou agressives.

Le calcul est donc systématiquement effectué avec le niveau EE qui est le plus défavorable pour le calcul des armatures sur cette face.

5.1.1.2 – Sections droites tendues du côté en contact avec l'eau

On distingue 3 cas pour appliquer la formule précédente :

- Lorsque l'eau est au niveau EB : la contrainte de l'acier est calculée avec la valeur $\alpha = 320$
- Lorsque l'eau est au niveau EH : la contrainte de l'acier est calculée avec la valeur $\sqrt{2} \cdot \alpha = 453$
- Lorsque l'eau est au niveau EE : la contrainte de l'acier est calculée avec la valeur $\sqrt{3} \cdot \alpha = 554$

Attention, le niveau EE n'est donc pas systématiquement le plus défavorable pour le calcul des armatures sur cette face.

5.1.1.3 – Tableau récapitulatif

Les contraintes limites de traction des aciers exprimées selon les règles précédentes sont données dans le tableau suivant.

Tab. 53 – Contraintes maximales de traction dans les aciers pour un béton C25/30

béton		aciers	face recevant le revêtement		face en contact avec l'eau					
					niveau EB		niveau EH		niveau EE	
f_{ck} [MPa] =	25	\varnothing_{HA} [mm]	eau agressive	eau non agressive	eau agressive	eau non agressive	eau agressive	eau non agressive	eau agressive	eau non agressive
f_{t28} [MPa] =	2.1		σ_s [MPa]	σ_s [MPa]	σ_s [MPa]	σ_s [MPa]	σ_s [MPa]	σ_s [MPa]	σ_s [MPa]	σ_s [MPa]
σ_{ct} [MPa] =	3.85	6	239	287	239	287	333	333	333	333
		7	222	270	222	270	314	333	333	333
		8	207	255	207	255	293	333	333	333
		9	196	244	196	244	277	325	333	333
		10	185	233	185	233	262	310	321	333
		12	169	217	169	217	239	287	293	333
		14	157	205	157	205	222	270	272	320
		16	147	195	147	195	207	255	254	302
		20	131	179	131	179	185	233	227	275
		25	117	165	117	165	166	214	203	251
		32	104	152	104	152	147	195	180	228
40	93	141	93	141	131	179	161	209		

Tab. 54 – Contraintes maximales de traction dans les aciers pour un béton C30/37

béton		aciers	face recevant le revêtement		face en contact avec l'eau					
					niveau EB		niveau EH		niveau EE	
f_{ck} [MPa] =	30	\varnothing_{HA} [mm]	eau agressive	eau non agressive	eau agressive	eau non agressive	eau agressive	eau non agressive	eau agressive	eau non agressive
f_{t28} [MPa] =	2.4		σ_s [MPa]	σ_s [MPa]	σ_s [MPa]	σ_s [MPa]	σ_s [MPa]	σ_s [MPa]	σ_s [MPa]	σ_s [MPa]
σ_{ct} [MPa] =	4.4	6	256	304	256	304	333	333	333	333
		7	237	285	237	285	333	333	333	333
		8	222	270	222	270	314	333	333	333
		9	209	257	209	257	296	333	333	333
		10	198	246	198	246	280	328	333	333
		12	181	229	181	229	256	304	314	333
		14	168	216	168	216	237	285	290	333
		16	157	205	157	205	222	270	272	320
		20	140	188	140	188	198	246	243	291
		25	125	173	125	173	177	225	217	265
		32	111	159	111	159	157	205	192	240
40	99	147	99	147	140	188	172	220		

Tab. 55 – Contraintes maximales de traction dans les aciers pour un béton C35/45

béton		aciers	face recevant le revêtement		face en contact avec l'eau					
					niveau EB		niveau EH		niveau EE	
f_{ck} [MPa] =	35	\varnothing_{HA} [mm]	eau agressive	eau non agressive	eau agressive	eau non agressive	eau agressive	eau non agressive	eau agressive	eau non agressive
f_{t28} [MPa] =	2.7		σ_s [MPa]	σ_s [MPa]	σ_s [MPa]	σ_s [MPa]	σ_s [MPa]	σ_s [MPa]	σ_s [MPa]	σ_s [MPa]
σ_{ct} [MPa] =	4.95	6	272	320	272	320	333	333	333	333
		7	251	299	251	299	333	333	333	333
		8	235	283	235	283	333	333	333	333
		9	222	270	222	270	314	333	333	333
		10	210	258	210	258	297	333	333	333
		12	192	240	192	240	272	320	333	333
		14	178	226	178	226	251	299	308	333
		16	166	214	166	214	235	283	288	333
		20	149	197	149	197	210	258	258	306
		25	133	181	133	181	188	236	230	278
		32	118	166	118	166	166	214	204	252
40	105	153	105	153	149	197	182	230		

Tab. 56 – Contraintes maximales de traction dans les aciers pour un béton C40/50

béton		aciers	face recevant le revêtement		face en contact avec l'eau					
					niveau EB		niveau EH		niveau EE	
f_{ck} [MPa] =	40	\varnothing_{HA} [mm]	eau agressive	eau non agressive	eau agressive	eau non agressive	eau agressive	eau non agressive	eau agressive	eau non agressive
f_{t28} [MPa] =	3		σ_s [MPa]	σ_s [MPa]	σ_s [MPa]	σ_s [MPa]	σ_s [MPa]	σ_s [MPa]	σ_s [MPa]	σ_s [MPa]
σ_{ct} [MPa] =	5.5	6	286	333	286	333	333	333	333	333
		7	265	313	265	313	333	333	333	333
		8	248	296	248	296	333	333	333	333
		9	234	282	234	282	330	333	333	333
		10	222	270	222	270	314	333	333	333
		12	202	250	202	250	286	333	333	333
		14	187	235	187	235	265	313	325	333
		16	175	223	175	223	248	296	304	333
		20	157	205	157	205	222	270	272	320
		25	140	188	140	188	198	246	243	291
		32	124	172	124	172	175	223	215	263
40	111	159	111	159	157	205	192	240		

5.1.2 – Cuvelage à structure relativement étanche

Les armatures sont calculées pour les deux faces avec les prescriptions du paragraphe 5.1.1.2. La limitation de la contrainte de traction des aciers est donc la même pour les deux faces et dépend du niveau d'eau (EB, EH ou EE).

Le cas le plus défavorable pour le calcul des armatures n'est donc pas systématiquement le niveau EE.

5.1.3 – Cuvelage avec revêtement d'étanchéité

Suivant le DTU 14.1, les calculs doivent être effectués en suivant les prescriptions du BAEL en supposant la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable dans le cas d'un milieu agressif.

Le taux de travail dépend de la classe mais est constant quelque soit le diamètre des aciers utilisés :

- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e; \max\left(\frac{1}{2} \cdot f_e; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)\right) = \xi$
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = 0,8 \cdot \xi$

Dans le cadre de l'Eurocode 2, ces considérations n'existent pas mais sont remplacées par des critères de limitation de l'ouverture des fissures.

Tab. 57 – Limites d'ouverture des fissures (EC2)

Classes d'exposition (EN 206-1)	Charges quasi permanentes
X0, XC1	0,40 mm ⁽⁸⁾
XC2, XC3, XC4 XD1, XD2, XS1, XS2, XS3	0,30 mm

Tab. 58 – Limites d'ouverture des fissures (EC2 – ANF)

Classes d'exposition (EN 206-1)	Éléments en BA Combinaison quasi permanente de charges
X0, XC1	0,40 mm ⁽⁹⁾ Pas de limite fixée, sauf demande des DPM
XC2, XC3, XC4	0,30 mm ⁽⁹⁾ ⁽¹⁰⁾
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3	0,20 mm

⁽⁸⁾ : Pour X0 et XC1, l'ouverture des fissures n'a pas d'incidence sur la durabilité. Cette limite est fixée pour une question d'aspect mais elle peut être traitée de manière moins stricte.

⁽⁹⁾ : La maîtrise de la fissuration est supposée assurée par les dispositions constructives. Le calcul de w_{\max} n'est alors pas requis.

⁽¹⁰⁾ : Dans le cas des bâtiments de catégorie d'usage A à D, La maîtrise de la fissuration est supposée assurée, sauf demande particulière des DPM, par les dispositions constructives. Le calcul de w_{\max} n'est alors pas requis.

La valeur de la contrainte limite de traction des aciers peut alors être obtenue par des valeurs tabulées. Cette valeur dépend alors du diamètre des aciers.

Tab. 59 – diamètre maximal des barres en fonction de l'ouverture de fissure et de la contrainte (EC2 – tab 7.2N)

Contrainte de l'acier [MPa]	w = 0,4 mm	w = 0,3 mm	w = 0,2 mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	

Sous combinaison quasi permanente des charges

Le calcul des armatures dans le cas des cuvelages avec revêtement d'étanchéité doit donc être précisé lors de la transposition du DTU 14.1 vers les Eurocodes.

5.2 – Limitation de la contrainte de traction de la fibre de béton la plus tendue suivant le DTU 14.1

5.2.1 – Cuvelage avec revêtement d'imperméabilisation

La vérification doit être effectuée pour les zones tendues de la face recevant le revêtement d'imperméabilisation.

Le calcul est à effectuer pour le niveau EE de l'eau et en tenant compte des armatures mises en place (calcul en section homogénéisée).

La contrainte de traction de la fibre de béton la plus tendue, calculée en section homogénéisée, ne peut excéder la valeur :

$$\sigma_{ct} = 1,10 \cdot \theta \cdot f_{t28}$$

Avec : $\theta = 1,0$ en traction simple,

$$\theta = 1 + \frac{4 \cdot e_0}{3 \cdot h_0} \text{ en flexion composée avec traction si l'excentricité de l'effort de traction}$$

(e_0) ne dépasse pas la demi épaisseur de la paroi ($\frac{h_0}{2}$),

$$\theta = \frac{5}{3} \text{ dans les autres cas.}$$

5.2.2 – Cuvelage à structure relativement étanche

La contrainte de traction de la fibre de béton la plus tendue doit être vérifiée pour les sections droites tendues sur la face opposée à celle en contact avec l'eau et uniquement dans le cas de traction simple ou de flexion composée avec traction, quand l'excentricité est au plus égale à la demi-épaisseur de la paroi.

5.2.3 – Cuvelage avec revêtement d'étanchéité

La contrainte de traction de la fibre de béton la plus tendue n'est pas à vérifier dans ce cas.

5.3 – Méthode de calcul des armatures suivant l'Eurocode 2

5.3.1 – Méthode du moment résistant béton M_{rc}

5.3.1.1 – Calcul de M_{rc}

Le moment résistant béton M_{rc} est le moment pour lequel on atteint l'état limite de service par compression du béton ($\sigma_c' = \overline{\sigma_c}$) lorsque la contrainte de l'acier tendu (σ_s) est invariable et égale à la valeur à l'état limite d'ouverture de fissures ($\overline{\sigma_s}$).

Le coefficient d'équivalence acier-béton vaut : $n = \frac{E_s}{E_c}$ généralement pris égal à 15 malgré les variations possibles de ce module (entre 6,7 pour les chargements de courte durée et 20 pour les chargements de longue durée).

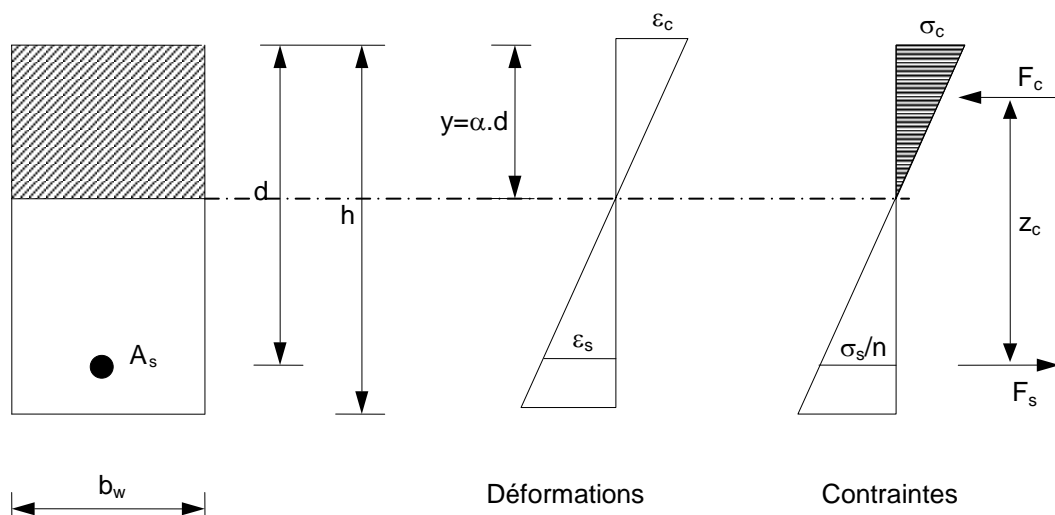


Fig. 15 – diagramme ELS de la section

D'après le diagramme ci-dessus on écrit : $\overline{\alpha} = \frac{\overline{y}}{d} = \frac{n \cdot \overline{\sigma_c}}{n \cdot \overline{\sigma_c} + \overline{\sigma_s}}$

puis : $F_c = \frac{1}{2} \cdot b_w \cdot \overline{y} \cdot \overline{\sigma_c}$

et enfin : $\overline{z_c} = d - \frac{\overline{y}}{3}$

d'où l'expression de M_{rc} : $M_{rc} = F_c \cdot \overline{z_c} = \frac{1}{2} \cdot b_w \cdot \overline{y} \cdot \overline{\sigma_c} \cdot (d - \frac{\overline{y}}{3})$

et l'expression du moment résistant béton réduit : $\mu_{rc} = \frac{M_{rc}}{b_w \cdot d^2 \cdot \overline{\sigma_c}} = \frac{1}{2} \cdot \overline{\alpha} \cdot (1 - \frac{\overline{\alpha}}{3})$

5.3.1.2 – Calcul des armatures

➤ Si $M_{Ed} \leq M_{rc}$:

on a alors : $y \leq \bar{y}$, $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_c$, $\sigma_s = \bar{\sigma}_s$ d'où $A'_s = 0$ (pas d'aciers comprimés).

Le moment M_{Ed} s'écrit aussi : $M_{Ed} = \frac{1}{2} \cdot \alpha \cdot (1 - \frac{\alpha}{3}) \cdot b_w \cdot d^2 \cdot \sigma_c$ avec $\sigma_c = \frac{\bar{\sigma}_s}{n} \cdot \frac{\alpha}{1 - \alpha}$

$$\text{soit : } M_{Ed} = \frac{\bar{\sigma}_s}{2 \cdot n} \cdot \frac{\alpha^2 \cdot (1 - \frac{\alpha}{3})}{1 - \alpha} \cdot b_w \cdot d^2$$

$$\text{d'où : } \frac{M_{Ed}}{b_w \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{1}{2 \cdot n} \cdot \frac{\alpha^2 \cdot (1 - \frac{\alpha}{3})}{1 - \alpha}$$

on obtient α par résolution de cette équation du 3^{ème} degré

$$\text{puis } z_c = d \cdot (1 - \frac{\alpha}{3})$$

$$\text{puis } \boxed{A_s = \frac{M_{Ed}}{z_c \cdot \bar{\sigma}_s}}$$

En pratique on va prendre en compte une valeur approchée par défaut de z_c ce qui donne une valeur par léger excès des armatures tendues A_s .

$$\text{on adopte donc : } \alpha = \frac{y}{d} = \bar{\alpha} = \frac{n \cdot \bar{\sigma}_c}{n \cdot \bar{\sigma}_c + \bar{\sigma}_s}$$

➤ Si $M_{Ed} > M_{rc}$:

on a alors : $\sigma_c > \bar{\sigma}_c$ d'où $A'_s \neq 0$ (aciers comprimés nécessaires).

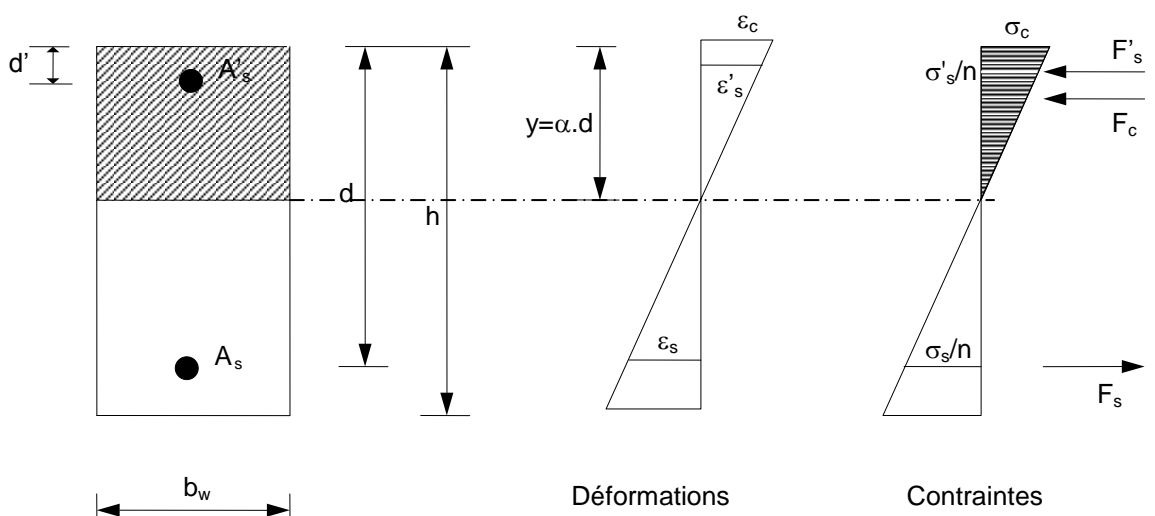


Fig. 16 – diagramme ELS de la section avec des armatures comprimées

- Pour réaliser les calculs, on décompose la section réelle en 2 sections fictives :
- une section fictive **1** en béton de largeur b_w sans aciers comprimés,
 - une section fictive **2** sans béton contenant la section d'aciers comprimés A'_s .

Pour déterminer la section d'aciers comprimés A'_s , on sait que la section **1** est capable d'équilibrer au maximum le moment M_{rc} et on a :

$$\bar{\alpha} = \frac{\bar{y}}{d} = \frac{n \cdot \bar{\sigma}_c}{n \cdot \bar{\sigma}_c + \sigma_s}$$

et : $\sigma'_s = n \cdot \bar{\sigma}_c \cdot \frac{\bar{\alpha} - \delta'}{\alpha}$ avec $\delta' = \frac{d'}{d}$.

Donc dans la section **2** avec A'_s , on exprime au centre de gravité des aciers tendus :

$$A'_s = \frac{M_{Ed} - M_{rc}}{(d - d') \cdot \sigma'_s}$$

Pour déterminer ensuite la section d'aciers tendus A_s , on commence par considérer la section **1** sans aciers comprimés :

$$\text{alors : } A_1 = \frac{M_{rc}}{z_c \cdot \sigma_s} \text{ avec } \bar{z}_c = d \cdot \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right)$$

puis la section **2** avec aciers comprimés dans laquelle on vient déterminer la section d'aciers tendus équilibrant les aciers comprimés déterminés précédemment :

$$\text{d'où : } A_2 = A'_s \cdot \frac{\sigma'_s}{\sigma_s}$$

Par superposition de l'ensemble on obtient :

$$A_s = A_1 + A_2 = \frac{M_{rc}}{z_c \cdot \sigma_s} + A'_s \cdot \frac{\sigma'_s}{\sigma_s}$$

avec : $\bar{z}_c = d \cdot \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right)$

5.3.2 – Méthode itérative

Afin d'améliorer la précision du calcul de A_s dans le cas $M_{Ed} \leq M_{rc}$, il est possible de trouver la valeur de α par approximations successives. Pour cela on procède de la façon suivante :

On a déjà écrit dans le § 5.3.1.2 l'expression du moment M_{Ed} :

$$M_{Ed} = \frac{1}{2} \cdot \alpha \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot b_w \cdot d^2 \cdot \sigma_c$$

avec $\sigma_c = \frac{\bar{\sigma}_s}{n} \cdot \frac{\alpha}{1 - \alpha}$ on arrive à :

$$M_{Ed} = \frac{1}{2} \cdot b_w \cdot d^2 \cdot \frac{\bar{\sigma}_s}{n} \cdot \frac{\alpha^2}{1 - \alpha} \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right), \text{ équation du } 3^{\text{ème}} \text{ degré en } \alpha.$$

En posant : $\beta = \frac{M_{Ed}}{b_w \cdot d^2}$

On arrive à l'équation :

$\alpha^2 = \frac{6 \cdot \beta \cdot n}{\sigma_s} \cdot \frac{(1 - \alpha)}{(3 - \alpha)}$ qui peut se résoudre par approximations successives :

$$\alpha = \sqrt{\frac{6 \cdot \beta \cdot n}{\sigma_s} \cdot \frac{(1 - \alpha)}{(3 - \alpha)}}$$

Puis on trouve l'expression de la section d'aciers tendus : $A_s = \frac{M_{Ed}}{z_c \cdot \sigma_s} = \frac{b_w \cdot d}{2 \cdot n} \cdot \frac{\alpha^2}{(1 - \alpha)}$

Et enfin la contrainte de compression du béton : $\sigma_c = \frac{\sigma_s}{n} \cdot \frac{\alpha}{(1 - \alpha)}$

Le cas $M_{Ed} > M_{rc}$ se traite de la même manière que dans le chapitre 5.3.1

ANNEXE : Extrait du P.P.R.I. des Hauts de Seine



Inondation de la Seine en 1910

I - Éléments législatifs et réglementaires

1. Le fondement des Plans de Prévention des Risques

Les Plans de Prévention des Risques naturels prévisibles (P.P.R.) ont été institués par la **loi n° 87.565 du 22 juillet 1987** relative à la sécurité civile, à la protection de la forêt contre l'incendie et à la prévention des risques majeurs modifiée par l'article 16 de la **loi n° 95.101 du 2 février 1995** relative au renforcement de la protection de l'environnement. Leur contenu et leur procédure d'élaboration ont été fixés par le **décret n° 95.1089 du 5 octobre 1995**.

Les P.P.R. sont établis par l'Etat. Après avoir été soumis pour avis aux conseils municipaux des communes concernées, et à enquête publique, ils sont approuvés par arrêté préfectoral. **Ils ont valeur de servitude d'utilité publique** et doivent être annexés aux documents d'urbanisme conformément à l'article L.126.1 du Code de l'Urbanisme. Ils sont opposables à tout mode d'occupation ou d'utilisation du sol.

Les P.P.R. traduisent pour les communes l'exposition aux risques tels qu'ils sont actuellement connus.

2. Objet du présent P.P.R.I

Le présent plan définit les mesures d'interdiction et les prescriptions applicables au territoire résultant de la prise en compte des risques d'inondations par **débordement de la Seine**.

L'élaboration du P.P.R. relatif aux inondations de la Seine, dans le département des Hauts de Seine, a été prescrite par arrêté préfectoral du 29/05/1998. Elle concerne 18 communes du département (Asnières, Bois Colombes, Boulogne, Clichy, Colombes, Courbevoie, Gennevilliers, Issy-les-Moulineaux, Levallois-Perret, Meudon, Nanterre, Neuilly, Puteaux, Rueil-Malmaison, St Cloud, Sèvres, Suresnes, Villeneuve-la-Garenne).

Elle a donné lieu :

- d'une part, à **l'évaluation du risque** à partir des cotes des Plus Hautes Eaux Connues ou PHEC issues des données de la Direction Régionale de l'Environnement et du Service de la navigation de la Seine. Elles ont été projetées, par la méthode dite des casiers, sur le terrain naturel,
- d'autre part, à **l'évaluation des enjeux** par une analyse morphologique des territoires de chaque commune.

Le zonage réglementaire, résultat du croisement de ces deux familles de critères, délimite des zones dans lesquelles sont applicables des interdictions, des prescriptions réglementaires et des mesures de prévention, de protection et de sauvegarde.

Les dispositions définies ci-après sont destinées à renforcer la sécurité des personnes, à limiter les dommages aux biens et activités existants, à éviter un accroissement des dommages dans le futur et à assurer le libre écoulement des eaux et la conservation des champs d'inondation.

3. Effets du P.P.R.I

Le présent P.P.R.I. applicable aux constructions neuves et installations et bâtiments existants, comprend :

- des règles d'urbanisme qui peuvent motiver un refus de permis de construire en cas de constructions ou d'installations soumises à autorisations administratives au titre du code de l'urbanisme,
- des règles de construction dont le non-respect est sanctionné aux articles L.152-1 à L.152 -5 du code de la construction et de l'habitation. En application de l'article L.421-3 du code de l'urbanisme, toute personne qui dépose une demande de permis de construire s'engage à respecter les règles de constructions prises en application du code de la construction,
- des recommandations destinées à limiter l'importance des dégâts.

La nature et les conditions d'exécution des prescriptions prises pour l'application du présent P.P.R.I. sont définies et mises en œuvre sous la responsabilité du Maître d'Ouvrage et du Maître d'œuvre concernés par les constructions, travaux et installations visés. Les propriétaires, locataires ou occupants des locaux sont également tenus d'assurer les opérations de gestion et d'entretien nécessaires pour maintenir la pleine efficacité de ces mesures.

Les dispositions du règlement ne préjugent pas de règles d'urbanisme, éventuellement plus restrictives, prises dans le cadre des documents d'urbanisme (PLU, POS, ZAC...).

Conformément à l'article 40 -1 de la loi n° 87-565 modifiée, le non-respect des dispositions du PPRI est puni des peines prévues à l'article L.480 -4 du code de l'urbanisme. De plus, l'article L.125-6 du code des assurances prévoit qu'en cas de violation des règles administratives en vigueur tendant à prévenir les dommages causés par une catastrophe naturelle, la garantie de l'assuré contre les effets de telles catastrophes sur les biens faisant l'objet de contrats, ne s'impose plus aux entreprises d'assurance.

4. Le contenu du présent P.P.R.I

Le P.P.R.I comprend les documents suivants :

- la présente note de présentation, le plan de situation, les cartes de risques (aléas), les cartes d'enjeux,
- le règlement définissant les différentes dispositions du PPRI applicables en matière d'urbanisme, de construction, d'aménagement et d'usage des biens,
- les plans de zonage **délimitant les zones A, B, C, D respectivement, de couleur rouge, bleue, orange, et violette, ainsi que des « îlots hors d'eau » dans lesquelles s'appliquent les dispositions du PPRI.**

5. Les assurances et les catastrophes naturelles

Les dégâts provoqués par les événements naturels étaient autrefois exclus des contrats d'assurances.

La loi n° 82.600 du 13 juillet 1982 a mis en place un système d'indemnisation des victimes des catastrophes naturelles. Les contrats d'assurances garantissant des dommages à des biens situés en France ouvrent droit à la garantie de l'assuré contre les effets de tels événements sur les biens couverts par ces contrats :

- la garantie est mise en œuvre, à la demande des Maires des communes concernées, suite à un arrêté interministériel, qui, après avis d'une commission, constate l'état de catastrophe naturelle sur le territoire concerné,
- dans un souci de solidarité, cette garantie est couverte par une taxe additionnelle à tout contrat d'assurance sur les biens, que ceux -ci soient situés ou non dans un secteur à risque,
- le montant de cette taxe a été fixé à 12 % des primes afférents aux contrats de base pour les biens autres que véhicules terrestres à moteur et à 6 % pour ces derniers. Ce système bénéficie de la garantie de l'État.

Ce dispositif a jusqu'à présent été financièrement équilibré mais, depuis 1992, la multiplication des sinistres liés à la sécheresse (dommages de construction) et l'augmentation de ceux liés à l'inondation ont rendu ce dispositif très fragile.

Aussi, à la suite des récentes catastrophes naturelles, la franchise légale pour l'indemnisation des dommages matériels subis a été revue à la hausse. Par arrêté du 5 septembre 2000 portant modification de l'article A 125-1 du code des assurances, la franchise pour les biens à usage d'habitation les véhicules terrestres à moteur et les autres biens à usage personnel est passée de 229 € à 381 €. Pour les biens à usage professionnel, la franchise demeure égale à 10 % du montant des dommages matériels subis, mais son minimum est passé de 686€ à 1 143 €.

6. PPRI et assurances

Dans les terrains classés inconstructibles par un PPR approuvé, l'obligation de couverture de la garantie « catastrophes naturelles ne s'impose pas aux entreprises d'assurances à l'exception toutefois des biens et activités existant antérieurement à la publication de ce plan. Cette obligation ne s'impose pas non plus aux entreprises d'assurances à l'égard des biens immobiliers construits et des activités exercées postérieurement à l'approbation du PPRI et en violation à ses règles. Cette exclusion ne peut se produire que lors de la conclusion initiale ou du renouvellement du contrat principal d'assurances. (L 125-6)

7. La prévention et la protection

L'importance des coûts des catastrophes naturelles pour la nation, les difficultés économiques, sociales, humaines qui en résultent, ont conduit donc l'État à concevoir et mettre en œuvre une politique de prévention et de protection.

Prévention, en régulant voire interdisant les autorisations de construire dans les zones à risques naturels et en faisant prendre des dispositions destinées à limiter le coût des dommages pour les constructions existantes et futures : tel est l'objet des plans de prévention des risques.

Protection, en organisant et en coordonnant les secours, en mettant en place des dispositifs d'alerte des autorités (annonce des crues), en incitant par des subventions les collectivités locales à réaliser des

travaux de protection (digues, barrages, bassins d'expansion des crues, etc...), en informant la population sur les risques qu'elle encourt.

II - Description des inondations

1. Bassin versant de la Seine

Le bassin versant de la Seine en amont de Paris (44 000 km²) se décompose en trois sous-bassins versants :

- de l'Yonne, de l'Armançon et du Serein, où les terrains sont en majorité imperméables,
- de la Marne,
- de la Haute-Seine et de l'Aube.

Ces deux derniers sont composés en majorité de terrains sédimentaires.

Le débit moyen de la Seine dans les Hauts-de-Seine est de 260m³/s.

2. Les crues : origines, formation, déroulement, historique

a) L'étude des crues historiques (dates, section du cours d'eau concerné, débits, laisses) permet de procéder à leur classification en fonction de leur fréquence. Sur une période la plus longue possible, on situe les différentes inondations en fonction des niveaux atteints. On comptabilise alors le nombre de crues correspondant à un niveau choisi et on obtient sa fréquence sur la période donnée.

La probabilité que le débit de la crue centennale soit dépassé chaque hiver est de 1%.

Il est également remarquable que les crues avec des temps de retour long se produisent quelquefois à seulement quelques années d'intervalle. Cela prouve à quel point les « caprices » d'un cours d'eau doivent être replacés et étudiés sur des périodes longues.

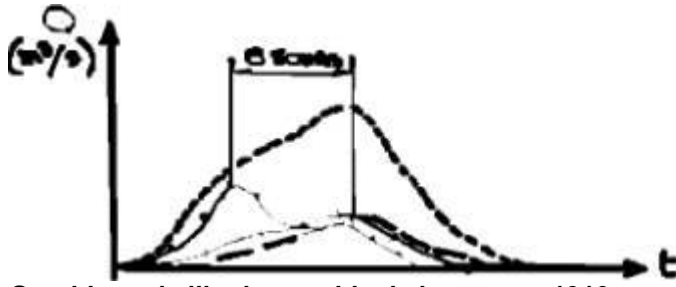
b) Le régime pluvial de la Seine et des principales rivières affluente s expose les territoires de son bassin à des crues, dont certaines, dans le passé, se sont traduites par des inondations catastrophiques. Les crues sont liées :

- aux pluies tombées sur le bassin versant,
- à l'imperméabilisation naturelle et temporaire (saturation des sols, gel) ou artificielle des sols.

Le cours et les zones inondables de la Seine ont subi de nombreuses modifications depuis des siècles ; il en est de même des conditions d'apparition des crues qui ont évolué avec les aménagements réalisés sur les bassins versants.

L'inondation « centennale » de 1910 et celle « trentennale » de 1955 ont provoqué des dégâts aux conséquences économiques très importantes. Depuis, des travaux d'aménagement, tels que les barrages, digues et bassins de retenues dans le bassin de la Seine amont, ont été réalisés. Il n'en demeure pas moins que des inondations tout aussi importantes peuvent encore se produire, dont les conséquences peuvent être graves, tant pour les personnes que pour les biens.

c) On distingue les crues simples générées par un seul épisode pluvieux (crue de 1955), les crues doubles résultant de deux épisodes pluvieux rapprochés (crues de 1910 et de 1924) et les crues multiples correspondant à une succession d'épisodes pluvieux suivis par un événement pluvieux plus important (crue de 1982). Le risque pour la région parisienne est la concomitance des crues de la Seine et l'un de ses principaux affluents, qui crée une crue double.



Graphique de l'hydrographie de la crue en 1910

(source : SHF, crue de janvier 1910, R. Marti et Th. Lepelletier, Hydratec)

Pour un épisode pluvieux affectant l'ensemble du bassin, l'onde de crue en provenance de l'Yonne en région Ile de France précède de six jours celles qui résultent de la Seine et de la Marne.

Ainsi, en cas de crue double correspondant à deux épisodes pluvieux à six jours d'intervalle, la première crue de l'Aube et de la Haute-Seine (crue lente car terrains sédimentaires) se superposera avec la deuxième crue de l'Yonne (crue rapide car terrains imperméabilisés). Cette conjonction entraîne un risque important.

La crue de 1910 à Paris correspond à la conjonction des trois ondes (Seine, Yonne et Marne) d'une crue centennale sur la Seine amont. Les crues de 1924 et 1955 correspondent à la conjonction d'ondes de crues de période de retour variant de 20 ans à 40 ans.

3. Mesures prises pour la réduction du risque

Les barrages réservoirs :

Les barrages-réservoirs du bassin de la Seine (Aube, Seine, Marne et Pannecières - Chaumard) assurent trois fonctions :

- soutien d'étiage,
- alimentation en eau potable,
- écrêtement des crues.

Par l'écrêtement, l'eau est retenue dans les barrages pendant la période hivernale (jusqu'en juin où le maximum de stockage est atteint). Cela permet de réguler le débit du fleuve et d'assurer le soutien d'étiage.

Le soutien d'étiage permet d'améliorer la qualité de l'eau, et donc d'autoriser les prises d'eau pour l'alimentation en eau potable. L'eau stockée pendant l'hiver (et en cas de petite crue hivernale) permet d'obtenir un débit supplémentaire du fleuve entre juin et novembre de 70m³/s à Paris.

Grâce aux barrages, la majeure partie de la région parisienne serait protégée de crues identiques à celles de 1924 et 1955. Pour les crues petites ou moyennes, leur rôle écrêteur a diminué la fréquence d'apparition de ces phénomènes et a permis de réduire les temps de submersion.

Mais les barrages ont un effet faible sur les crues exceptionnelles à cause de l'importance des volumes de ruissellement mis en jeu et de la limitation de leur capacité de stockage.

En particulier, la fonction de stockage n'est pas assumée efficacement pour des crues tardives (avril-mai) du fait du remplissage des réservoirs (la crue de 1658 est survenue en mars). Ils peuvent contenir 830 millions de m³ d'eau. Cela correspond à peu près à la quantité d'eau qui est passée à Paris en 4 jours lors de la crue de 1910.

Malgré l'édification de barrages réservoirs en amont de Paris, le risque d'inondation perdure. Les lacs réservoirs, en diminuant le débit de la Seine, réduisent le coût des dommages aux constructions existantes dus aux inondations mais ne peuvent les supprimer, car les volumes d'eau en jeu sont considérables.

La crue de 1910 est évaluée à 3 ou 4 milliards de m³ à Paris. Par ailleurs, le rôle écrêteur des barrages est partiel et variable en fonction du type de crue et de la période de survenance. Ces ouvrages ne contrôlent que 17 % de la surface du bassin versant de la Seine à l'entrée de Paris, le bassin de l'Yonne est sous équipé, le bassin aval n'est pas équipé et a un impact non négligeable en situation pluviométrique importante notamment par ses affluents, le Loing, le Petit Morin, le Grand Morin et l'Essonne. En outre, il convient d'indiquer qu'on n'est jamais certain de pouvoir disposer de la totalité de la capacité de stockage des barrages réservoirs au moment où survient la crue.

4. Crue et inondation de référence

a) L'importance des crues est repérée par rapport à l'échelle du pont d'Austerlitz à Paris

En temps normal, la hauteur du plan d'eau de la Seine est régulée par les barrages de navigation, en ce qui concerne les Hauts-de-Seine, ceux de Suresnes et de Bougival. Lorsque la Seine atteint un certain seuil, le Service Navigation de la Seine abaisse les barrages de navigation. Le plan d'eau est donc lissé dans son profil en long. En cas de crues moyennes et fortes, il n'y a donc pas d'influence des barrages de navigation.

La connaissance des phénomènes historiques d'inondation de la vallée de la Seine permet de retenir comme crue de référence celle de 1910. La crue de 1910 (8,62 m) est la plus haute crue connue de la Seine enregistrée au pont d'Austerlitz (en 1658, une crue équivalente à celle de 1910 est survenue). Cette dernière crue, d'occurrence centennale, est suffisamment récente pour être bien connue. **Sa ligne d'eau est retenue comme niveau de la crue de référence, en application de la circulaire interministérielle du 24 avril 1996.**

Des travaux ont été faits dans le lit de la Seine pour favoriser la navigation et conduiraient à une baisse du niveau de la crue. Mais le développement de l'urbanisation dans le bassin versant conduit par précaution à conserver les hauteurs atteintes en 1910 pour l'ensemble de la région parisienne.

b) Les caractéristiques de l'inondation de référence :

- Hauteur maximale de la crue de 1910 : 8,62 m au pont d'Austerlitz
- Débit : Débit maximum : 2 400 m³/s
- Durée : En 1910, la durée totale de la crue avait été de —* 51 jours, dont 13 proches d'amplitude maximale.

5. Le rôle des murettes

Une partie importante du linéaire de la Seine, d'Issy-les-Moulineaux à la boucle Nord, est protégée par des murettes dont la partie supérieure est située à la cote de la crue de 1924 (7,32 m au Pont d'Austerlitz).

Les murettes ont un rôle fondamental pour protéger les constructions existantes contre les crues intermédiaires.

En période de crue, les ouvertures dans les murettes doivent être fermées.

Elles ont l'inconvénient d'aggraver la crue en amont ou en aval.

L'inondation de type 1910 les submerge et des ruptures ponctuelles notamment au droit des ouvertures ne peuvent être exclues. C'est pourquoi, elles ne sont pas prises en compte pour la détermination des zones d'aléas du PPRI.

6. La détermination des zones d'aléas

Le profil en long de la crue de 1910 fourni par le Service de la Navigation de la Seine et la Direction Régionale de l'Environnement s'appuie sur les hauteurs en 1910 à chaque pont. La topographie des terrains inondables a été établie à partir de divers fonds de plans datant de ces dix dernières années, actualisée en 1996/1997 par levé topographique des voiries par GPS (Global Position Satellite) sur toute la zone d'étude et sur fond de plan au 1/2 000.

Ces cotes sont exprimées dans le système NGF 69 dit normal. La différence avec l'ancien système NGF dit orthométrique est de 34 cm - 2 cm.

Les cartes d'aléas résultent de ce report de la ligne d'eau de la crue de 1910 sur le terrain naturel.

Dans le cadre des réflexions régionales, il a été défini 3 zones d'aléas :

- **les zones d'aléas très forts** correspondant à des hauteurs d'eau supérieures à 2 m,
- **les zones d'aléas forts** correspondant à des hauteurs d'eau comprises entre 1 m et 2 m,
- **les zones dites d'autres aléas** correspondant à des hauteurs d'eau inférieures à 1 m.

7. Établissement des niveaux d'eau maximum dans le champ d'inondation

La définition des cotes d'eau maximum s'établissant en tout point de la zone inondable est réalisée à partir d'une modélisation des écoulements couvrant l'ensemble du département.

Cette modélisation simule en régime transitoire l'écoulement de la crue de janvier 1910 reconstituée en débit à la station de Paris -Austerlitz, à travers le département des Hauts-de-Seine.

Les niveaux d'eaux maximum en Seine sont reconstitués numériquement avec une tolérance de 5cm en tous points du fleuve où les relevés historiques sont disponibles.

Le modèle de simulation des crues est à structure mixte biefs-casiers, c'est-à-dire que la zone inondable dans le lit majeur est décrite par un pavage en zones, appelées casiers hydrauliques, reliées entre elles et avec la Seine par des liaisons permettant la propagation des eaux en cas de débordement.

Cette représentation permet de restituer de manière adéquate les écoulements complexes s'établissant dans certaines zones urbanisées très éloignées du lit du fleuve, comme c'est le cas notamment dans la boucle de Gennevilliers, et d'en déduire les niveaux d'eau maximum qui en découlent, dans le champ d'inondation proche ou lointain.

La topographie du champ d'inondation, les obstacles aux écoulements (remblais routiers ou ferroviaires, digues...), sont intégrés à la modélisation dans leurs caractéristiques physiques actuelles ; leurs descriptions sont basées sur les cartographies existantes et des vérifications des points singuliers sur site.

Cette méthode permet donc d'établir en tout point de la zone inondable, les cotes maximum de crue s'établissant par submersion directe ou indirecte.

Acquisition de données topographiques :

Un modèle numérique de terrains a été établi à partir d'un levé de l'ensemble des axes des voiries existantes par GPS courant 1997. Les altimétries en cœur d'îlots ont été complétées à partir de diverses cartes existantes d'ancienneté variable ce qui conduit à une relative imprécision dans les secteurs particulièrement plats pour la définition des limites de la zone inondable.

Dispositions particulières :

- On ne prend pas en compte les inondations issues d'une remontée de la nappe souterraine ou les débordements des réseaux d'assainissement (qui ne sont donc pas repérés sur les cartes d'aléas) résultant de la montée de la Seine. La détermination précise de ces éléments demanderait des études techniques approfondies.
- Mais les mesures de prévention sont définies en tenant compte des effets des remontées de la nappe sur les ouvrages construits en sous-sol.
- Sur les cartes d'aléas, des zones apparaissent inondées alors qu'elles sont isolées du reste du champ d'inondation. Ceci résulte des écoulements linéaires de l'eau entre ce champ et les zones inondées, qui ont une faible emprise, mais qui suffisent à propager l'inondation.
- Sur les communes de Rueil-Malmaison, Nanterre, et Colombes, il apparaît des hauteurs légèrement supérieures à celles constatées lors de la crue de 1910. Ces écarts résultent du remblaiement de l'île Marante à Colombes. L'eau qui s'écoule le long de l'A86 en cas de crue de fréquence au moins cinquentennale ne peut plus se rejeter en Seine qu'à partir du niveau du pont de Bezons. Cette eau a donc tendance à s'orienter plus qu'en 1910, dans le bras gauche du fleuve au droit de l'île de Chatou.

III - Les enjeux

1. Typologie des tissus urbains existants en zones inondables dans les Hauts de Seine

Avec une superficie de 172 km² et 1 428 000 habitants, le département des Hauts de Seine est totalement urbanisé, mis à part des forêts (Meudon, Ville d'Avray, etc...) ou des parcs urbains (St Cloud, Chantieraine, Ile Marante, etc...). Au vu du SDRIF notamment, la totalité des zones inondables est urbanisée, sauf quelques espaces verts.

2. Les enjeux urbains

Conformément à l'approche faite au niveau régional, on distingue dans les Hauts-de-Seine 4 types d'urbanisation en zone inondable :

- **Les centres urbains** qui sont des espaces urbanisés caractérisés par une histoire, une occupation du sol importante, une continuité du bâti, et la mixité des usages (logements, commerces, activités),
- **Les zones urbaines denses**, qui sans avoir toutes les caractéristiques des centres urbains comportent néanmoins un bâti important,

- **Les secteurs de mutation urbaine** qui correspondent à des zones bâties en déshérence (souvent des friches industrielles), dont une nouvelle urbanisation répond à des impératifs stratégiques de développement régional,
- **Les berges du fleuve, les îles submersibles, et les espaces non bâtis ou très peu bâtis quel que soit le niveau d'aléas inclus dans le tissu urbain**(parcs, forêt, jardins, terrains de sports, berges du fleuve, cimetières, etc...) dont la vocation d'espaces non bâtis doit être pérennisée pour conserver les zones d'expansion de la crue.

a) Le centre urbain de Boulogne à Levallois-Perret :

De la sortie aval de Paris à la limite avec la Seine St Denis, on est en présence d'une urbanisation ancienne qui s'est développée à partir des têtes de ponts qui constituaient les accès principaux à Paris (R.N10 en relation avec Versailles, R.N. 13 en relation avec St Germain et au-delà la Normandie, ex R.N. 309 en relation avec Argenteuil, etc...). L'urbanisation s'est développée dès le début du XXème siècle de part et d'autre de ces têtes de ponts soit sous forme industrielle (cf. Renault à Boulogne, Citroën à Levallois) soit sous forme de lotissements comme à Neuilly. Au cours des trente dernières années ce tissu urbain s'est fortement transformé et densifié essentiellement sous forme d'opérations d'ensemble qu'il s'agit de la Défense ou de mutations plus récentes de tissus industriels comme à Levallois -Perret ou à Issy-les-Moulineaux sous forme d'opérations mixtes de logements et d'activités tertiaires (quelques grandes emprises industrielles telle Renault constituent encore une zone mutable qui va être restructurée).

A ce jour l'ensemble de ce secteur est très bien desservi en transports en commun lourds (métro ou SNCF) récemment confortés par le tram du Val de Seine. Il possède incontestablement une trame viaire et une mixité des fonctions urbaines (équipements, commerces, artisanat).

Dans ces conditions, il est possible de considérer que tout ce secteur, mis à part certains espaces verts ou terrains de sport qu'il convient d'assimiler à des espaces naturels à préserver, et quelques secteurs spécifiques, forme un seul centre urbain.

Les zones inondables situées sur les communes de Boulogne, Issy-les-Moulineaux, Meudon, Sèvres, Saint-Cloud, Suresnes, Puteaux, Neuilly, Courbevoie, Levallois-Perret sont donc classées en centre urbain.

b) Le territoire de la « Boucle Nord » :

Au-delà du Pont de Gennevilliers, le département se développe sur la seule rive gauche de la Seine. On est en présence d'un secteur moins densément bâti qu'en amont, mais qui possède également comme le montre l'analyse cartographique une trame viaire, une continuité du bâti, et sur d'importantes portions de territoire, des densités de population et une mixité des fonctions urbaines tout à fait comparables à celles qu'on trouve entre Boulogne et Levallois-Perret.

Ces portions de territoires se sont urbanisées surtout entre les années 1950 et 1970 autour de centres plus anciens tels ceux de Colombes ou Nanterre. Ces secteurs forment à ce jour une continuité de l'urbanisation avec les "centres urbains" des communes concernées. Ce sont les secteurs préférentiels d'implantation des Z.U.P. des années soixante, pour l'essentiel classées au titre de la politique de la Ville. Ils comprennent des centres de quartiers qui ont des difficultés et de nombreux équipements et sont desservis par des réseaux bus souvent performants. Par contre, la mixité urbaine en matière d'emplois n'y est pas suffisamment assurée.

Le secteur de Villeneuve-la-Garenne, séparé par la zone industrielle, constitue à lui seul, et de manière spécifique, un centre urbain dont l'urbanisation remonte au début du XX^{ème} siècle.

Ces territoires font par ailleurs l'objet d'efforts concertés de l'Etat et des Collectivités Locales et des organismes HLM en vue d'améliorer leur fonctionnement, ce qui nécessite, entre autre, de pouvoir réaliser des opérations de démolition-reconstruction de logements ou centres commerciaux, voire de légères densifications indispensables, tant sur le plan social que sur le plan urbain.

Les emplois (près de 50 000) sont regroupés dans des espaces à vocation exclusive d'activité (ZI de Gennevilliers, Villeneuve, Colombes, PAP à Gennevilliers et Nanterre), qui assurent la continuité du bâti entre les territoires précités ; ces espaces ont commencé à s'urbaniser dans la première moitié du XX^{ème} siècle, les dents creuses se sont construites au cours des trente dernières années. Il est constaté depuis plusieurs années, une mutation importante des anciennes activités chimiques ou métallurgiques vers des activités diverses y compris services et entrepôts, avec présence de parcelles d'importance variable, momentanément inoccupées en attente d'une nouvelle utilisation industrielle.

Il s'avère difficile d'assimiler ces territoires à des centres urbains, notamment en ce qui concerne les zones d'activité.

Ces territoires étant déjà urbanisés en totalité, il est nécessaire, malgré leur vulnérabilité aux inondations, de leur permettre d'évoluer pour plusieurs raisons : La Boucle des Hauts de Seine constitue le dernier pôle important d'activité industrielle dans le département.

En 1997, elle représentait 21,8 % de l'emploi salarié industriel départemental et 22 % des établissements industriels des Hauts de Seine y sont implantés). Il convient de maintenir dans la région Ile-de-France ce type d'activité.

Les zones d'activité représentent des pôles économiques qu'il est de l'intérêt général de conforter. Une telle zone ne peut vivre normalement que si la totalité de ses parcelles peut évoluer normalement, c'est à dire de pouvoir réutiliser dans des conditions raisonnables les friches industrielles qui peuvent y apparaître.

Les terrains du Port Autonome de Paris bien desservis aussi sur le plan routier et ferroviaire sont situés dans cette vaste zone d'activité. L'usage de la voie d'eau y est très présent : Sur le port, ce sont 2,5 MT qui sont chargées et déchargées par an. La proximité de la Seine et le développement du trafic fluvial généré par la présence des ports contribuent au fonctionnement urbain et à la qualité de vie des populations riveraines.

Une grande partie de la commune d'Asnières, de Gennevilliers, de Colombes, de Villeneuve la Garenne, ainsi qu'une partie de Clichy sont donc des centres urbains.

Le reste du territoire de ces communes (en dehors des zones urbanisées à forts aléas, des zones naturelles et des zones de mutation urbaine) est situé en zone urbaine dense.

c) Les communes de Nanterre et Rueil

La zone inondable située à Rueil est une urbanisation récente présentant une continuité bâtie, mais une faible mixité des usages entre logements (pavillonnaire ancien ou récent, petits collectifs), commerces et services, et une occupation du sol assez importante.

La zone inondable située sur Nanterre présente un tissu similaire à celui de la Boucle Nord (port, zones d'activités et ZUP des années 60).

La zone inondable sur Rueil et Nanterre (en dehors des zones naturelles) est donc une zone urbaine dense.

d) Les berges du fleuve, et les espaces non bâtis ou très peu bâtis quelque soit le niveau d'aléas inclus dans le tissu urbain des espaces naturels :

Ils comprennent sur l'ensemble des territoires précités :

- les berges du fleuve,
- les espaces verts de plus de 1 hectare (forêts, bois, parcs,...),
- les cimetières,
- les terrains supportant des équipements de plein air.

Leur vocation d'espaces peu ou non bâtis doit être préservée afin de maintenir les capacités de stockage des crues.

e) Les secteurs de mutation urbaine

Il convient de classer dans cette catégorie des secteurs d'importance significative, actuellement en déshérence, et susceptibles de faire l'objet d'opérations de grande ampleur de renouvellement économique et urbain, répondant aux orientations du SDRIF. Ce dernier fait en effet, de la valorisation de la zone centrale un des grands enjeux de l'aménagement régional : « Pour limiter la consommation de nouveaux espaces agricoles, cette zone devra répondre par ses mutations et restructurations internes à l'accueil d'une partie conséquente de la croissance ».

Dans le département, à l'exception du secteur de la Défense dont l'achèvement est programmé par la réalisation de l'opération Seine Arche sur la commune de Nanterre, seuls deux territoires situés pour partie en zone inondable offrent la possibilité de réaliser des opérations de renouvellement économique et urbain d'envergure inscrites d'ailleurs au SDRIF.

- **Les terrains Renault sur Boulogne et Meudon** : l'aménagement des anciens terrains Renault est un des principaux projets d'aménagement de la zone dense de l'agglomération francilienne.

Situé dans une des plus belles boucles de la Seine, le site représente une superficie à réaménager de l'ordre de 60 ha répartis en trois secteurs :

Le trapèze (40 ha) situé côté Boulogne dans la plaine alluviale dont les deux tiers sont inondables en cas de crue centennale par des hauteurs inférieures à 1 m à l'exception des abords immédiats de la Seine où cette hauteur est légèrement dépassée.

L'île Seguin (11 ha) couverte en quasi-totalité par les bâtiments de l'usine et remblayée vers 1930 au-dessus de la cote atteinte par la crue de 1910.

Sur Meudon, (9 ha), les terrains s'allongent au pied d'un coteau qui a gardé un aspect boisé très marqué ; mis à part l'emprise de la voie longeant la berge, ce terrain est inondable sur une largeur de quelques dizaines de mètres avec des hauteurs d'eau pouvant atteindre plus de 1 m.

Les atouts de ce site, bien relié à Paris et à la Défense, déjà bien desservi par des infrastructures routières et ferroviaires dont le renforcement est prévu à court et moyen terme (DUP pour l'aménagement de la RD 7 à Meudon prévue en 2002 ; études pour une liaison en TCSP St Cloud -

Meudon via le trapèze et l'île Seguin inscrites au CPER) et à long terme (Bouclage d'Orbitale), permettent d'envisager un urbanisme mêlant activités, logements et équipements, la prise en compte des risques d'inondation faisant partie intégrante des réflexions et études lancées sur l'aménagement des terrains Renault.

- Les terrains appartenant à ce jour à Gaz de France sur Gennevilliers et Villeneuve.

L'aménagement de ces terrains (60 ha), à cheval sur Gennevilliers et Villeneuve la Garenne, offre la possibilité de réaliser un projet urbain d'envergure contribuant à revaloriser l'image de l'ensemble de la Boucle au même titre que le Grand Projet de Ville multisite prévu sur les deux communes de Gennevilliers et Villeneuve.

La situation géographique de la Boucle Nord, sa vocation industrielle et portuaire, sa situation stratégique aux portes de Paris et de la Défense, son offre d'équipements et de transports qui sera renforcée dans les cinq ans à venir par le prolongement de la ligne 13 du métro et le prolongement du tramway St Denis-Bobigny doivent permettre à ce territoire qui connaît de graves difficultés économiques et sociales de conforter son développement.

Situés en zone inondable avec des hauteurs d'eau sur la grande majorité de leur surface, inférieures à 1 m en cas de crue de référence, l'aménagement des terrains Gaz de France pour lesquels les collectivités locales et les partenaires économiques sont conscients de la nécessaire prise en compte des risques d'inondation, devra concilier impérativement développement et prévention, au risque de faire subir à la Boucle Nord des retombées économiques et sociales encore plus importantes.

f) Les Iles

Les îles présentent par nature des risques en cas d'inondation. Elles sont donc systématiquement intégrées dans la zone inondable. Toutefois, l'île Seguin remblayée au-dessus de la cote atteinte par la crue de 1910, est classée en « îlot hors submersion ». Les autres îles sont classées, en fonction du degré d'urbanisation qu'elles comportent, et du niveau d'aléa, soit en zone naturelle (zone A), soit en zone urbaine dense (zone C), soit en partie hors submersion.

IV - Vulnérabilité

1. Nature du risque

Les inondations de la Seine dans l'aire d'étude sont des phénomènes relativement lents ; ainsi en janvier 1910, la montée du fleuve fut de l'ordre de 30 cm par 24 heures.

Les inondations commencent à être dommageables dans les Hauts -de-Seine à partir d'une cote située entre 5,50 et 6 m à l'échelle du pont d'Austerlitz.

Les hauteurs d'eau restent sur une très grande partie de la zone inondable inférieure à 1 m. Deux secteurs bâtis (sur Rueil, et l'île saint Germain) et quelques secteurs non bâtis atteignent les 2 m.

Les vies humaines ne sont pas directement menacées par ce type d'inondations, sauf en cas de rupture des dispositifs de protection entraînant des montées localisées mais rapides de l'eau. Subsistent toutefois des risques d'accidents par imprudence ou des risques indirects liés aux conditions d'hygiène.

Les éléments d'information connus à ce jour permettent d'envisager, de façon non exhaustive, les conséquences de la montée des eaux :

a) Conséquences directes sur les lieux inondés :

- Les conséquences pour les bâtiments d'habitation portent sur la dégradation du second œuvre, éventuellement du gros œuvre et du mobilier, ainsi que sur la nécessité de reloger une partie des habitants et d'assurer le ravitaillement des populations maintenues sur place,
- Pour les activités économiques, les atteintes portent sur les bâtiments, mais également sur la détérioration des stocks de marchandises ou de matières premières, la dégradation de mobiliers, matériels industriels ou informatiques, la destruction d'archives, et la génération de pollutions éventuelles,
- En ce qui concerne les équipements publics, outre les dommages précités relatifs aux locaux d'activités, sont concernés les dégâts occasionnés aux réseaux de fluides et aux infrastructures de transports,
- Enfin, les dégradations affectent les véhicules qui n'auront pu être évacués.

b) Conséquences en dehors de la zone inondée

De telles inondations auront un impact significatif même dans les secteurs non inondés :

Les interruptions ou fermetures de certaines voies routières (RD1 et RD7 voire A86) du tramway du Val de Seine, de lignes de métro ou de lignes SNCF vont entraîner des difficultés de circulation sur l'ensemble de l'Ile de France. C'est l'économie régionale qui sera fortement perturbée. Les dysfonctionnements des réseaux d'eau et d'électricité perturberont la vie quotidienne d'une grande partie de la population départementale et régionale.

C) Conséquences au-delà de la période de crue

La remise en état des logements, locaux d'activités, équipements, infrastructures et réseaux publics, nécessiteront des délais qui se compteront en semaines voire en mois, et présenteront des coûts très élevés, ce qui aura un impact important sur l'économie et la vie quotidienne des habitants pendant une longue période.

Pour information, l'évaluation des dommages liés aux crues en Région Ile de France a été estimée par l'Institution Interdépartementale des Barrages Réservoirs du Bassin de la Seine (I.I.B.R.B.S) à :

Dommages directs (crue de 1910) Coût en Millions d'Euros

A l'habitat	2 195M€
Aux activités	2 043M€
Aux équipements	840M€
Dommages indirects	2 912M€
Total	7 990M€

La mise en application du présent PPRI est de nature à limiter l'ampleur des dommages, mais elle devra être accompagnée de l'élaboration d'un plan de secours spécialisé inondations (PPSI Zonal) adapté à une telle catastrophe.

V - Les dispositions du PPRI

1. Principes généraux de définition des prescriptions réglementaires

Face à ce phénomène naturel, la politique de l'Etat répond aux trois objectifs édictés par les circulaires du 24 janvier 1994 et du 24 avril 1996 :

- Interdire les implantations humaines nouvelles dans les zones les plus dangereuses où, quels que soient les aménagements, la sécurité des personnes ne peut être garantie intégralement,
- Les limiter dans les autres zones inondables,
- Préserver les capacités d'écoulement et d'expansion des crues pour ne pas aggraver les risques pour les zones situées en amont ou en aval.

Ces objectifs doivent être conciliés avec l'existence de secteurs déjà fortement urbanisés dans les zones inondables ; ces secteurs exposés à des risques occasionnels mais bien réels ne sauraient être menacés de dépérissement par des mesures de protection trop restrictives.

Pour respecter ces exigences contradictoires, le règlement du PPRI a défini un zonage par le croisement de deux familles de critères :

- L'intensité du risque estimé à partir de la hauteur d'eau en cas de crue centennale : zone d'aléas très forts : hauteur supérieure à 2 m

zone d'aléas forts : hauteur comprise entre 1 m et 2 m zone dite d'autres aléas : hauteur inférieure à 1 m

- Le degré d'urbanisation à partir des enjeux urbains précités : (centres urbains, zones urbaines denses, secteurs de mutation urbaine, zones naturelles).

Ce croisement a conduit à définir quatre zones réglementaires (cf. V -3).

2. Définition des limites de zone

En dehors des rives concaves de la Seine sur les communes de Meudon, Sèvres, St Cloud et Suresnes, le territoire inondable présente une pente très faible vers le fleuve, ce qui rend difficile la délimitation exacte de la zone inondable du fait de l'absence de levées topographiques précises en cœur d'îlots. Dans un souci de simplification, il a donc été admis de faire coïncider chaque fois que possible les limites de la zone inondable avec le parcellaire du plan cadastral numérisé et calé en coordonnées Lambert établi par les services du Conseil Général.

Par ailleurs, les îles ont été intégrées en zone inondable ainsi que certains îlots hors d'eau de faible superficie.

Certaines limites séparant les zones A des zones C ou D ont été adaptées à la marge pour tenir compte soit de l'achèvement d'opérations d'urbanisme déjà bien engagées, soit de la réalisation projetée d'aménagements urbains.

3. Présentation des quatre zones du plan

La Zone rouge dite « zone A » : Zone à forts aléas et zone à préserver pour la capacité de stockage de la crue quelque soit le niveau d'aléa.

Elle couvre les espaces naturels ou peu bâtis ainsi que les secteurs urbanisés situés en zone d'aléas très forts.

Il s'agit de parcs, jardins, terrains de sports ou de loisirs, éventuellement d'espaces non encore urbanisés, insérés dans le tissu urbain, ainsi que des berges du fleuve, qui constituent autant de zones d'expansion de crues qu'il convient de préserver, et d'autre part, de quelques secteurs urbanisés situés soit en zone urbaine dense, soit en zone de mutation urbaine et qui sont inondables par débordement direct du fleuve avec des hauteurs supérieures à 2 m.

La Zone bleue dite « zone B » : Centres urbains

Elle couvre la totalité des centres urbains. La densité du bâti existant, la mixité des fonctions urbaines, font que les densités de population et d'emplois dans ces zones ne peuvent qu'évoluer à la marge.

Au regard de la richesse urbaine que présente ces territoires, il y a lieu d'y prévoir une évolution normale de l'urbanisation sous réserve de respecter un minimum de précautions.

La Zone orange dite « zone C » : Zone urbaine dense

Il s'agit de secteurs dont la très grande majorité des unités foncières est déjà bâtie mais qui ne répondent pas à toutes les caractéristiques des « centres urbains » et, notamment, une véritable mixité des fonctions urbaines y est absente ou faible. Cette zone est concernée par des hauteurs d'eau inférieures à 2 m en cas de crue centennale.

Bien qu'il n'y ait pas de véritable mixité urbaine, cette zone recouvre des territoires abritant une population importante et de nombreuses zones d'activités.

Il convient donc aussi d'y permettre une évolution normale, mais sans autoriser une densification excessive qui serait de nature à accroître l'importance de la population résidente tout en imposant des précautions de nature à limiter les risques.

La Zone violette dite « zone D » : Zone de mutation urbaine

Il s'agit de secteurs correspondant à de très grandes emprises industrielles obsolètes ou à des îlots d'habitat très vétustes, destinés à recevoir des projets urbains d'importance régionale et concernés par des hauteurs d'eau inférieures à 2 m en cas de crue centennale.

- Les îlots hors submersion

Il existe dans la zone inondable certains secteurs pouvant atteindre quelques hectares dont l'altitude est légèrement supérieure à celle atteinte par la crue de fréquence centennale. Sans les considérer comme inondable, il est apparu souhaitable d'y faire application d'un minimum de règles constructives afin qu'à l'occasion de réalisation de projets de construction, tout ou partie de ces secteurs ne soit pas rendu inondable.

4. Les règles applicables dans les quatre zones du plan

Dispositions applicables aux constructions et installations neuves :

Toute construction ou installation neuve à implanter en zone inondable doit respecter les règles d'urbanisme spécifiques à chaque zone (cf ci-dessous) auxquelles s'ajoutent, avec l'objectif de limiter les dommages aux biens, les dispositions constructives suivantes applicables à l'ensemble des zones y compris les flots hors submersion :

- la conception du gros œuvre doit éviter les matériaux sensibles à l'eau et les tassements différentiels,
- les appareillages coûteux (machineries d'ascenseurs, centraux téléphoniques et informatiques) doivent être situés au-dessus de la cote de casier ou placés en cuvelage étanche jusqu'à cette cote,
- les câblages des locaux inondables doivent être mis hors circuit en cas d'inondation,
- les produits polluants et dangereux doivent être stockés soit au-dessus de la cote de casier, soit en locaux étanches, soit dans un conteneur étanche, lesté ou arrimé.

Ces dispositions sont complétées par des recommandations de nature à réduire le risque sans créer de contraintes excessives pour les occupants des locaux.

a) Dispositions applicables en Zone A

Dans cette zone, y compris dans la marge de recul, sont autorisées les constructions et installations liées à l'usage de la voie d'eau.

Les constructions ou installations à usage de sports, de loisirs de plein air, ainsi que les constructions ou installations de culture, d'animation, et de commerces liés à la voie d'eau sont également autorisées sous réserve d'être transparentes à l'eau (pilotis), et d'être situées en dehors de la marge de recul comptée à partir de la crête horizontale de la berge d'une largeur maximale de 30 m. Dans cette marge de recul où les débits et les vitesses de l'eau peuvent être importantes, sont cependant autorisés les aires de jeux et les aménagements sportifs ou de loisirs de plein air dont les structures légères doivent être démontées du 1^{er} octobre au 1^{er} juin de chaque année.

L'emprise au sol est limitée à 20 % de l'unité foncière à l'exception des installations portuaires pour lesquelles il n'y a pas lieu à limitation. Les surfaces de planchers des constructions doivent être situées au-dessus de la cote de casier, à l'exception des locaux à usage de sport ou de ceux à usage de loisirs de plein air, qui peuvent être implantés au niveau du terrain naturel.

Les remblais et sous-sols à usage autre que le stationnement sont interdits.

Dans le lit du fleuve, seuls sont admis les bateaux, péniches, pontons, établissements flottants... Les dispositions constructives précisées ci-dessus et applicables dans toutes les zones doivent également être respectées.

b) Dispositions applicables en Zone B

Les planchers fonctionnels doivent être situés au-dessus de la cote de casier afin d'éviter tous dommages aux biens concernés. En dessous de cette cote, seules sont autorisées des surfaces de planchers d'importance modérée pour répondre à des commodités d'usage (accessibilité aux

commerces et aux équipements, insertion du bâti sur de petites parcelles) pour les constructions existantes ou nouvelles dans cette zone, à savoir :

- jusqu'au niveau du terrain naturel, des locaux à usage autre que d'habitation sous réserve de ne pas dépasser certains seuils de surfaces hors œuvre nette et d'exclure certaines utilisations manifestement incompatibles avec le risque de crue, et, des logements en duplex dans certaines conditions dans des opérations en dents creuses sur des parcelles de moins de 2 500 m²,
- des aires de stationnement en sous-sol à la condition qu'elles soient inondables à partir de la cote de casier diminuée de 2,5 m, au moins, et des caves ou des locaux techniques de faible ampleur sous réserve que ces locaux soient étanches jusqu'à la cote de casier et fassent l'objet d'une compensation en volume sur l'unité foncière ou l'opération d'ensemble.

Tous remblais ou volumes étanches doivent être compensés par un volume équivalent de déblais, situé sur la même unité foncière et au dessus de la cote de casier diminuée de 2,5 m afin que ce volume constitue une véritable compensation et ne soit pas occupé par la nappe phréatique. Afin d'être protégés des crues faibles ou moyennes, les sous-sols à usage de stationnement peuvent être réalisés en cuvelage étanche jusqu'à 2,5 m sous la cote de casier mais, au-delà, ils doivent être inondables pour servir de bassin de stockage à la crue, et permettre l'équilibrage des pressions sur la structure du bâtiment. Les volumes de parkings inondables sont acceptés et pris en compte dans les volumes à compenser.

c) Dispositions applicables en Zone C

Les dispositions applicables dans cette zone sont voisines de celles concernant la zone B mais avec des restrictions importantes :

- les règles d'urbanisme édictées dans les documents d'urbanisme ne doivent pas conduire à une augmentation sensible de la population et à une augmentation significative de la vulnérabilité pour les personnes et les biens de l'ensemble de la zone C.
- l'emprise au sol est limitée à 40 % pour les constructions à usage principal d'habitation et de bureaux et à 60 % pour toutes les autres constructions sur des unités foncières de plus de 2 500 m². En cas d'opération d'aménagement d'ensemble maîtrisée par un même aménageur, ces taux sont répartis sur l'ensemble de l'entité foncière hors surfaces de voirie.
- les duplex sont interdits en raison d'une densité plus faible du bâti existant.

Les dispositions constructives applicables en zone C sont identiques à celles applicables à l'ensemble des zones.

d) Dispositions applicables en Zone D

Du fait de la nature même de la zone, il y a lieu d'encadrer son développement par des règles plus contraignantes qui peuvent être prises en compte en amont de l'élaboration des projets urbains à réaliser sur ces terrains :

- les planchers fonctionnels sont systématiquement implantés au dessus de la cote de casier.
- l'emprise au sol des constructions est limitée (35 % au niveau de l'ensemble de la zone avec possibilité d'atteindre 50 % sur une unité foncière donnée ou sur le périmètre d'une phase

d'aménagement. En cas d'activités industrielles ou artisanales, l'emprise au sol est portée à 45% sur la surface des terrains les concernant.

- toute construction doit être desservie par une voie établie à 1 m au plus au-dessous de la cote de référence, afin de permettre en toute circonstance l'accès aux immeubles inondés.

5. Changement d'usage, extension et gestion de l'existant

Quelle que soit la zone concernée, les changements d'usage des locaux existants situés en dessous de la cote de casier sont autorisés sous réserve de ne pas aggraver les risques résultant de leur usage préexistant. Toutefois, la création de logements dans ces locaux (à l'exception des duplex en zone B) ou l'implantation de centre d'intervention et de secours, de centre d'exploitation de services publics, de poste de contrôle, et d'hébergement collectif à mobilité réduite est interdit.

Par ailleurs des dispositions constructives doivent être respectées lors des restructurations de ces locaux afin de réduire le coût des dommages (équipements de second œuvre rendus résistants à l'eau jusqu'à la cote de casier ; mise hors d'eau des machineries d'ascenseurs transformateurs, centres informatiques, dispositifs de protection des produits dangereux ou polluants...).

Les extensions de locaux existants doivent respecter les règles applicables aux constructions neuves. Cependant pour des commodités d'usage, des extensions de surfaces de planchers peuvent être situées en dessous de cette cote sous réserve qu'il s'agisse d'une extension modérée, que l'affectation de ces surfaces exclut tout usage manifestement incompatible avec le risque de crue et que ces extensions ne soient pas affectées à l'habitation sauf amélioration du confort des logements préexistants.

Par ailleurs, les recommandations préconisées pour les constructions neuves gardent toute leur pertinence pour les constructions existantes.

VI - Tableau récapitulatif

Synthèse des prescriptions détaillées dans le règlement :

Nature du projet	Zone A	Zone B	Zone C	Zone D
Constructions et installations nouvelles	Plancher fonctionnel < 20%. Aires de jeux et aménagement sportifs ou de loisirs de plein air dans la marge de recul et démontés en hiver - Plancher fonctionnel > cote de casier : constructions liées à l'usage de la voie d'eau et locaux techniques pour les réseaux de fluides - Plancher fonctionnel > cote de casier et sur pilotis : constructions à usage de culture,	Plancher fonctionnel ou habitation > cote de casier :	Plancher fonctionnel ou habitation > cote de casier : Emprise au sol < 40% logements et bureaux et < 60% pour les autres constructions pour unité foncière > 2500m ² . En cas d'opération maîtrisée par un même aménageur, emprises au sol réparties sur l'entité foncière hors surfaces de voirie	Plancher fonctionnel ou habitation > cote de casier : Emprise au sol < 35% de l'ensemble des terrains classés en zone urbaine et < 50% par unité foncière ou phase d'aménagement. Emprise portée à 45% en cas d'activités industrielles ou artisanales sur les terrains les concernant

Nature du projet	Zone A	Zone B	Zone C	Zone D
	d'animation et de commerces liés à la voie d'eau			
Habitations nouvelles	Non	Hall de 30m ² et rampes d'accès au terrain naturel - Duplex en dents creuses sur unité <2500m ² , caves et locaux techniques cuvelés sous cote de casier avec compensation sur l'unité foncière ou l'opération d'ensemble	Hall de 30m ² et rampes d'accès au terrain naturel - Caves et locaux cuvelés sous cote de casier avec compensation sur l'unité foncière ou l'opération d'ensemble	Hall de 30m ² et rampes d'accès au terrain naturel - Caves et locaux cuvelés sous cote de casier avec compensation sur l'unité foncière ou l'opération d'ensemble
Activités/équipements/commerces	Non	300m ² au terrain naturel pour unité foncière <3000m ² et 10% maxi pour unité foncière >300m ² , 500m ² au terrain naturel pour équipements collectifs sur unité foncière <5000m ²	300m ² au terrain naturel pour unité foncière <3000m ² et 10% maxi pour unité foncière >300m ² , 500m ² au terrain naturel pour équipements collectifs sur unité foncière <5000m ²	Plancher fonctionnel >cote de casier
Extensions d'habitations	Règles des constructions neuves : oui au dessus de la cote de casier si constructions >30m ² : 20% de cette SHON avec minimum de 20m ²	Règles des constructions neuves : oui au terrain naturel : 30% de la SHON avec minimum de 20m ²	Règles des constructions neuves : oui au terrain naturel : 20% de la SHON avec minimum de 20m ²	Règles des constructions neuves : extension >cote de casier
Remblais	Non	Oui si ponctuels ou avec compensation sur unité	Oui si ponctuels ou avec compensation sur unité	Oui si ponctuels ou avec compensation sur la zone
Installations classées	oui si compatibles et cote de casier	> cote de casier ou en volume étanche avec accès >cote de casier		> cote de casier ou en volume étanche avec accès >cote de casier



Crue de la Seine 1910

TITRE 1 - PORTEE DU PPRI - DISPOSITIONS GENERALES

I - Champ d'application

Le présent règlement s'applique aux 18 communes suivantes riveraines de la Seine : Asnières, Bois-Colombes, Boulogne, Clichy, Colombes, Courbevoie, Gennevilliers, Issy-les-Moulineaux, Levallois-Perret, Meudon, Nanterre, Neuilly, Puteaux, Rueil-Malmaison, Saint Cloud, Sèvres, Suresnes, Villeneuve la Garenne.

Il concerne la prévention du risque d'inondation lié aux crues de la Seine.

Conformément à l'article 40-1 de la loi n° 87-565 du 22 juillet 1987 modifiée par l'article 16 de la loi n° 95-101 du 2 février 1995 et conformément au décret n° 95-1089 du 5 octobre 1995, le territoire couvert par le PPRI a fait l'objet d'une part, d'une analyse du risque à partir des cotes des plus hautes eaux connues ou PHEC issues des données de la Direction Régionale de l'Environnement et du Service de la Navigation de la Seine, et projetées par la méthode dite "des casiers" sur le terrain naturel, et d'autre part, d'une évaluation des enjeux par une analyse morphologique des territoires de chaque commune.

Le zonage réglementaire, résultat du croisement de ces deux familles de critères, délimite quatre zones ainsi définies :

Une zone rouge dite « zone A » correspondant aux zones à forts aléas et aux zones à préserver au titre de la capacité de stockage de la crue quel que soit le niveau d'aléa (berges du fleuve et espaces non bâtis ou très peu bâtis qui constituent des zones d'expansion de crues).

Une zone bleue dite « zone B » correspondant aux « centres urbains ». Ce sont des espaces urbanisés caractérisés par leur histoire, une occupation du sol importante, une continuité du bâti et la mixité des usages entre logements, commerces et services.

Une zone orange dite « zone C » correspondant aux « zones urbaines denses ». Il s'agit de secteurs qui ne répondent pas à toutes les caractéristiques des « centres urbains ». Il convient de limiter la densification de ces territoires.

Une zone violette dite « zone D » correspondant aux « zones de mutations urbaines ». Il s'agit de secteurs dont l'urbanisation est prévue au Schéma Directeur de la Région Ile de France et présente un intérêt stratégique au niveau régional. Ces zones concernent les terrains Renault sur Boulogne et Meudon et les terrains Gaz de France à Gennevilliers et Villeneuve la Garenne.

Conformément à l'article 40 de la loi 87-565 modifiée et au décret n° 95-1089 précités, le présent règlement définit les mesures d'interdiction et les prescriptions réglementaires applicables dans chacune de ces zones, ainsi que les mesures de prévention, de protection et de sauvegarde.

Conformément à l'article 20 de la loi n°95-101 du 2 février 1995, le présent règlement détermine les mesures à prendre pour limiter les dommages aux biens et activités existants, et assurer le libre écoulement des eaux et la conservation des champs d'inondation.

II - Effets du PPRI

La nature et les conditions d'exécution des prescriptions prises pour l'application du présent règlement sont définies et mises en œuvre sous la responsabilité du Maître d'Ouvrage et du Maître d'œuvre concernés par les constructions, travaux et installations visés. Les propriétaires et les occupants des biens vulnérables sont également tenus d'assurer les opérations de gestion et d'entretien nécessaires pour maintenir la pleine efficacité de ces mesures.

Le PPRI vaut servitude d'utilité publique. A ce titre, il doit être annexé au POS, conformément à l'article R 126-1 du code de l'urbanisme.

Les dispositions du présent règlement ne préjugent pas de règles d'urbanisme, éventuellement plus restrictives, contenues dans le plan local d'urbanisme de chacune des communes concernées.

Conformément à l'article 40-1 de la loi n°87-565 modifiée, le non respect des dispositions du PPRI est puni des peines prévues à l'article L480-4 du code de l'urbanisme. De plus, l'article L125-6 du code des assurances prévoit qu'en cas de violation des règles administratives en vigueur tendant à prévenir les dommages causés par une catastrophe naturelle, la garantie de l'assuré contre les effets de telles catastrophes sur les biens faisant l'objet de contrats ne s'impose plus aux entreprises d'assurance.

III - Nature des dispositions

Les dispositions définies sont destinées à renforcer la sécurité des personnes, à limiter les dommages aux biens et activités existants, à éviter un accroissement des dommages dans le futur et à assurer le libre écoulement des eaux et la conservation des champs d'inondation.

Elles consistent en des interdictions visant l'occupation ou l'utilisation des sols et en des prescriptions et des recommandations destinées à prévenir les dommages.

IV - Définitions

ALEA

L'aléa est défini comme la « probabilité d'occurrence d'un phénomène naturel ». Toutefois, pour les plans de prévention des risques d'inondation, on adopte une définition élargie qui intègre l'intensité des phénomènes (hauteur, durée de submersion, vitesse d'écoulement).

L'aléa de référence correspond à une période de retour choisie pour se prémunir d'un phénomène. En termes d'aménagement, la circulaire du 24 janvier 1994 relative aux implantations en zone inondable précise que l'événement de référence à retenir pour le zonage est « la plus forte crue connue et dans le cas où celle-ci serait plus faible qu'une crue de fréquence centennale, cette dernière ». Ce choix répond à la double volonté :

de se référer à des événements qui se sont déjà produits, qui sont donc incontestables et susceptibles de se reproduire à nouveau, de privilégier la mise en sécurité de la population en retenant des crues de fréquences exceptionnelles.

Pour ce qui concerne la vallée de la Seine, la crue choisie est la crue de 1910.

CENTRE D'INTERVENTION ET DE SECOURS

Équipements de nature à porter assistance aux personnes et aux biens en cas d'intervention d'urgence (services incendie, de police, de sécurité, entretien des réseaux techniques, de transport...)

CONSTRUCTIONS EN DENTS CREUSES

Au sens du présent règlement, une « dent creuse » est un terrain non bâti, d'une superficie inférieure à 2 500 m² situé en zone de « centre urbain ». Des duplex peuvent y être autorisés si un niveau d'habitation collective peut être situé en dessous de la cote de casier et si dans le même appartement, un second niveau est créé au-dessus de cette cote.

CONSTRUCTIONS ET INSTALLATIONS A USAGE DE SPORT

Équipements concourant à la pratique d'activités sportives (stade, piscines, tennis, salle de sports....) à l'exception de toute forme d'hébergement.

CONSTRUCTIONS ET INSTALLATIONS A USAGE DE LOISIRS DE PLEIN AIR

Équipements permettant la pratique d'activités en plein air (terrains de jeux, piste de rollers, skate, VTT,).

COTE DE CASIER

Il s'agit de la cote atteinte par la crue de fréquence centennale calculée par la méthode dite « des casiers » à partir des données des plus hautes eaux connues.

CRETE DE BERGE

Ligne de crête où la berge devient horizontale

CRUE

Élévation du niveau d'un cours d'eau due à des pluies abondantes ou à la fonte rapide des neiges.

EMPRISE AU SOL

Au sens du présent règlement, l'emprise au sol est définie comme étant la projection verticale au sol du bâtiment, hormis les débords (balcons...) et les parkings de stationnement inondables. Toutefois, pour le calcul de l'emprise au sol, ne sont pas pris en compte les bâtiments ou parties de bâtiments construits au-dessus de la cote de casier sur une structure ouverte de type pilotis qui ne porte pas atteinte aux capacités d'écoulement et de stockage des eaux.

ENTITE FONCIERE

Ensemble d'unités foncières maîtrisées par un même aménageur au sein d'une même opération d'aménagement.

FLUIDES

Ils regroupent : l'eau potable, les eaux usées, les courants forts (haute, moyenne et basse tension), les courants faibles (sécurité, alarmes, téléphonie, données....), les fluides caloporteurs, les hydrocarbures (liquides ou gazeux), et les produits industriels transportés dans les tuyauteries.

INONDATIONS

Débordements des eaux du fleuve en crue en dehors du lit mineur, susceptibles de causer des dommages importants aux personnes et aux biens.

MARGE DE REcul

Zone de grand écoulement dans laquelle les débits et les vitesses de l'eau peuvent être importants. En fonction des situations, cette zone peut comporter des obstacles naturels ou artificiels comme les constructions existantes ou autorisées avant l'approbation du PPRI. Sa largeur comptée à partir de la crête horizontale de la berge, est en général de 30 m, sauf exceptions motivées par la topographie des lieux et le bâti existant.

PLUS HAUTES EAUX CONNUES (PHEC)

Elles correspondent à la crue de janvier 1910 de la Seine qui est considérée de fréquence centennale et qui est la plus haute connue.

PLANCHER FONCTIONNEL

C'est un plancher où s'exerce de façon permanente une activité quelle que soit sa nature (industrie, artisanat, commerce, service, équipement, ...) à l'exception de l'habitat.

PLANCHER HABITABLE

C'est le plancher où se situe le logement.

PLATE-FORME MULTIMODALE

Il s'agit d'une plate-forme sur laquelle interviennent plusieurs opérateurs de transport qui développent ensemble, pour les activités implantées, le transport combiné (fer, voie d'eau, route).

NIVELLEMENT GENERAL DE LA FRANCE (NGF)

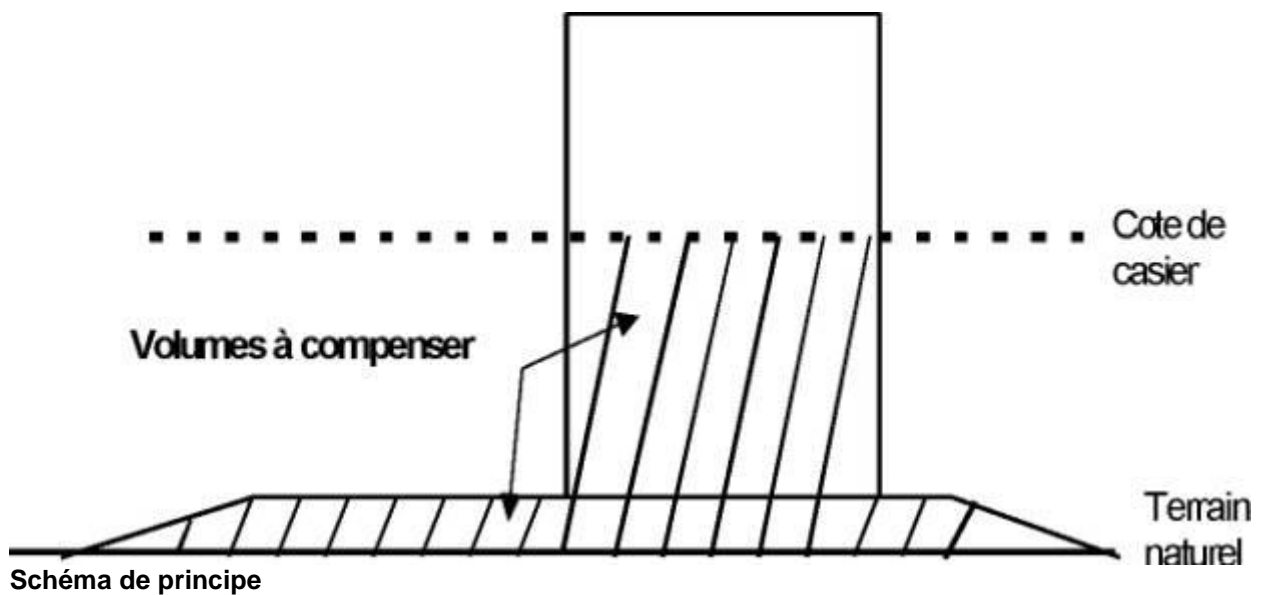
Il s'agit de l'altitude orthométrique de référence NGF69. Les cotes des plans figurant dans les demandes de permis de construire seront rattachées au Nivellement Général de la France (cotes NGF)

NIVEAU DU TERRAIN NATUREL (TN)

C'est le niveau de référence avant travaux tel qu'indiqué sur le plan de géomètre joint à la demande d'occupation du sol. Ce niveau de référence sera rattaché au Nivellement Général de la France.

PRINCIPE DE COMPENSATION DES REMBLAIS ET DES LOCAUX ETANCHES

a) Volume à compenser



Lorsqu'ils sont autorisés en zone inondable, il convient de compenser la constitution de remblais qui diminue les capacités de stockage de la crue, par la création d'un même volume de déblais. Il en est de même des volumes de locaux étanches susceptibles d'être autorisés dans cette zone.

Le volume à compenser est celui créé entre la cote du terrain naturel et la cote de casier. Toutefois, des remblais ponctuels d'importance limitée rendus strictement nécessaires pour la desserte des bâtiments sont exonérés de compensation (rampes pour handicapés, emmarchements, aires de livraison).

b) La compensation

Le volume créé doit être compensé par un volume inondable égal de déblais pris sur la même unité foncière, à une altitude comprise entre la cote du terrain naturel et la cote de casier diminuée de 2,5 m au moins.

En cas d'opération d'aménagement d'ensemble (ZAC, lotissement, opérations groupées, zone portuaire...), le volume à compenser est localisé sur l'emprise de l'ensemble de l'opération sous réserve que la localisation de ces compensations et leurs volumes ne provoquent pas d'aggravation de la situation en amont et en aval de l'opération (une étude technique doit être fournie par le pétitionnaire).

Des compensations peuvent être également autorisées à l'échelle communale en cas d'opérations simultanées, maîtrisées par un même aménageur, situées dans la zone inondable, et globalement neutres ou favorables du point de vue de l'écoulement de la crue (une étude technique doit être fournie par le pétitionnaire).

Afin d'être protégés des crues faibles ou moyennes, les sous-sols à usage de stationnement peuvent être réalisés en cuvelage étanche jusqu'à 2,5 m sous la cote de casier, mais au-delà ils doivent être inondables pour servir de bassin de stockage à la crue, et permettre l'équilibrage des pressions sur la

structure du bâtiment. Les volumes de parkings inondables sont acceptés et pris en compte dans la compensation.

Le principe de compensation des remblais et locaux étanches ne préjuge pas d'autres prescriptions sur la réalisation des remblais et des compensations qui pourraient être définies dans les arrêtés d'autorisation au titre de l'environnement. Dans tous les cas, le pétitionnaire devra mettre en œuvre les mesures compensatoires et/ou correctrices nécessaires afin de garantir les principes suivants : préservation de la surface et du volume du champ d'expansion, conservation de la libre circulation des eaux de surface, maîtrise du ruissellement.

UNITE FONCIERE

L'unité foncière est l'ensemble des parcelles d'un même tenant faisant l'objet d'une demande d'occupation du sol. Lorsqu'une partie seulement d'une unité foncière est située en zone inondable, on considérera que cette seule partie de l'unité foncière est soumise aux dispositions du présent règlement.

TITRE 2 - REGLEMENT

I. REGLES D'URBANISME POUR LES ZONES INONDABLES

Les cotes des plans figurant dans les demandes d'autorisation d'occupation du sol seront rattachées au nivellement général de la France NGF.

1. DISPOSITIONS APPLICABLES EN ZONE A (ZONE A FORTS ALEAS ET ZONE A PRESERVER POUR LA CAPACITE DE STOCKAGE DE LA CRUE QUEL QUE SOIT LE NIVEAU D'ALEA)

1.1. Sont interdits :

- Les remblais
- Les sous-sols, sauf ceux à usage de stationnement
- Les constructions ou occupations du sol sauf celles autorisées à l'article 1.2.

1.2. Sont autorisés sous conditions :

a) Les constructions nouvelles

- Les constructions et installations liées à l'usage de la voie d'eau et autres modes de transport pour autant qu'il s'agisse d'une plate-forme multimodale, sous réserve qu'elles ne portent pas atteinte à la sécurité publique et qu'elles ne soient pas susceptibles de polluer le fleuve (étude technique à fournir et mesures compensatoires à prendre) : équipements portuaires et activités de stockage et de transformation de marchandises (matériaux de construction, résidus urbains, activités logistiques directement liées à la voie d'eau). Le plancher fonctionnel des constructions doit être situé au-dessus de la cote de casier. Ces constructions et leurs extensions sont autorisées dans l'ensemble de la zone A y compris dans la marge de recul
- Les locaux techniques nécessaires à la gestion des réseaux de fluides. Le plancher fonctionnel des constructions doit être situé au-dessus de la cote de casier. Ces constructions et leurs extensions sont également autorisées dans l'ensemble de la zone A y compris dans la marge de recul.

- Les constructions et installations à usage de sports et celles à usage de loisirs de plein air : les constructions et installations nécessaires à ces activités sont autorisées dans la limite d'une emprise de 20% de la surface de l'unité foncière concernée et sous réserve d'être situées en dehors de la marge de recul. La cote de plancher de ces constructions doit être située au-dessus du niveau du terrain naturel, celle des planchers nécessaires à l'habitation de gardiennage doit être située au-dessus de la cote de casier. Dans la marge de recul, sont autorisés les aires de jeux et les aménagements sportifs ou de loisirs de faible importance (structure légère), qui doivent être démontés du 1er octobre au 1er juin de chaque année.
- Les constructions et installations à usage de culture, d'animation, et de commerces liés à la voie d'eau sont également autorisées sous réserve que les planchers fonctionnels soient situés au-dessus de la cote de casier, qu'elles soient transparentes aux crues en dessous de la cote de casier (pilotis), et qu'elles soient situées en dehors de la marge de recul à partir de la crête de berge.

Sur le fleuve, seuls sont admis les péniches, bateaux, pontons, établissements flottants...

b) Les extensions et changements de destination et les travaux sur l'existant

Les constructions existantes à la date d'approbation du PPRI d'une surface d'au moins 30 m² peuvent être étendues au-dessus de la cote de casier dans la limite de 20% de la SHON préexistante. Toutefois, pour les constructions comprises entre 30m² et 100m², cette extension pourra atteindre 20m² de SHON.

Les changements de destination de surfaces de planchers existants à la date d'approbation du PPRI, précédemment à usage autre que caves ou stationnement, situés au-dessous de la cote de casier sont autorisés sous réserve que la nouvelle destination :

- n'aggrave pas les risques éventuels vis-à-vis de la sécurité publique,
- ne soit pas l'habitation, à l'exception des travaux visant à l'amélioration de l'hygiène ou du confort des logements existants,
- ne soit pas affectée à l'hébergement collectif à titre permanent des personnes dépendantes ou à mobilité réduite,
- ne soit pas affectée à usage de centre d'intervention et de secours, de poste de contrôle, de locaux techniques nécessaires à la distribution de l'énergie ou des télécommunications.

Toutefois, les locaux techniques annexés à une construction peuvent être autorisés sous la cote de casier à condition qu'ils soient placés en cuvelage étanche établi jusqu'à cette cote, sous réserve de compensation établie sur l'unité foncière ou l'opération d'ensemble.

La reconstruction à l'identique (SHON équivalente) de bâtiments détruits par un sinistre est autorisée sous réserve que tout plancher fonctionnel ou habitable soit situé au-dessus de la cote de casier.

Les travaux d'entretien et de gestion courants des biens et activités implantés antérieurement à l'approbation du présent plan, notamment les aménagements internes, les traitements de façade et la réfection des toitures, sauf s'ils augmentent les risques ou en créent de nouveaux sont également admis ainsi que les travaux visant à améliorer la sécurité des personnes et à réduire la vulnérabilité des biens et activités implantés antérieurement à l'approbation du présent plan.

c) Les installations classées

Les installations classées compatibles avec la zone inondable sont autorisées sous réserve qu'elles soient implantées au-dessus de la cote de casier. L'extension des installations classées est autorisée dans les conditions définies au 1.2 b ci-dessus. Ces dispositions ne s'appliquent pas aux parkings situés sous la cote de casier.

d) Les aires de stationnement

Les aires de stationnement en sous-sol ou non sont autorisées dans la limite des besoins strictement nécessaires aux constructions et installations existantes ou autorisées dans la zone.

e) Les mouvements de terre

Les mouvements de terres d'importance limitée liés à l'aménagement paysager sont autorisés sous réserve de présenter un solde positif en matière de stockage de la crue.

Les mouvements de terres d'importance très limitée rendus strictement nécessaires pour la desserte des bâtiments (rampes pour handicapés, emmarchements, aires de livraison) sont autorisés et ne donnent pas lieu à compensation.

f) Les clôtures

Dans la marge de recul, les clôtures doivent être ajourées à large maille sur au moins les deux tiers de la hauteur située sous la cote de casier et les murs pleins doivent être munis de barbacanes et être implantés parallèlement à l'écoulement de l'eau.

2. DISPOSITIONS APPLICABLES EN ZONE B (CENTRE URBAIN)

2.1. Sont interdits :

- Les sous-sols, à usage autre que le stationnement, sauf dans le cas prévu à l'article 2.2 ci-dessous.

2.2. Sont autorisés sous conditions :

- Tous les types de construction ou d'occupation sont autorisés sous réserve des prescriptions ci-dessous :

a) Les constructions nouvelles

La cote de tout plancher nouvellement créé, à quelque usage que ce soit, doit être située au-dessus de la cote de casier.

Cependant,

- Les entrées de bâtiments de moins de 30 m² de SHON et les rampes pour les personnes handicapées peuvent être installées jusqu'à la cote du terrain naturel ou de la voirie existante.

- Pour les opérations de logements collectifs en « dents creuses » sur une unité foncière inférieure à 2 500 m², des duplex peuvent être implantés : un niveau d'habitation collective peut être situé en dessous de la cote de casier si dans le même appartement, un second niveau est créé au-dessus de cette cote.
- Les surfaces de bureaux, commerces et activités, à usage autre que centres d'intervention et de secours, centres d'exploitation de services publics, centres de contrôle, surfaces d'habitation ou d'hébergement collectif de personnes, peuvent aussi être implantés au-dessus de la cote de la voirie existante sans pouvoir être situés à plus de 2 m au-dessous de la cote de casier, sous réserve que la SHON totale située en dessous de cette cote soit :
 - Inférieure ou égale à 300 m² lorsque la surface de l'unité foncière est inférieure à 3 000 m².
 - Inférieure ou égale à 10 % de la surface de l'unité foncière lorsque celle-ci est supérieure à 3 000 m². En cas d'opération d'aménagement d'ensemble, cette surface peut être répartie sur l'entité foncière hors surfaces de voirie sans pouvoir dépasser 30% de la surface d'une unité foncière donnée.

Pour les équipements collectifs ce seuil est porté à 500 m² pour des unités foncières inférieures à 5 000 m² (en cas de cumul, les surfaces régulièrement autorisées et à usage autre que d'équipements collectifs sont déduites de la surface potentielle d'équipements collectifs).

- Les caves des logements et les locaux techniques (contenant des équipements d'alimentation en énergie, télécommunications, transformateurs) peuvent être réalisés sous le niveau de la cote de casier à la condition d'être placés en cuvelage étanche établi jusqu'au niveau de cette cote. Le volume ainsi cuvelé doit être compensé par un volume au moins égal rendu inondable compris entre le terrain naturel initial et la cote de casier diminuée de 2,5 m au moins.
- Dans les équipements collectifs, des sous-sols à usage autre que le stationnement peuvent être autorisés à titre exceptionnel, sous réserve d'être affectés exclusivement à des équipements sportifs dont les locaux doivent être très peu vulnérables et rendus inondables à partir de la submersion du terrain naturel.

b) Les extensions et changements de destination et travaux sur l'existant

Toute extension de bâtiment doit respecter les règles applicables aux constructions nouvelles. Cependant, des extensions de surfaces de planchers existants sous la cote de casier peuvent être autorisées au-dessous de cette cote, dans la limite de 30 % de la SHON totale existante à la date d'approbation du PPRI. Pour les constructions existantes comprises entre 30 m² et 100 m², l'extension pourra dans tous les cas atteindre 20 m². Cette extension ne peut être située au-dessous de la cote du terrain naturel.

Les changements de destination de surfaces de planchers existants à la date d'approbation du PPRI, sont autorisés sous réserve que la nouvelle destination :

- n'aggrave pas les risques éventuels vis-à-vis de la sécurité publique,
- ne soit pas l'habitation, à l'exception des duplex et des travaux visant à l'amélioration de l'hygiène ou du confort des logements existants,
- ne soit pas affectée à l'hébergement collectif à titre permanent des personnes dépendantes ou à mobilité réduite,

- ne soit pas affectée à usage de centre d'intervention et de secours, de centres d'exploitation de services publics, de poste de contrôle.

Toutefois, les caves et les locaux techniques peuvent être autorisés sous la cote de casier à condition qu'ils soient placés en cuvelage étanche établi jusqu'à cette cote et sous réserve de compensation établie sur l'unité foncière ou l'opération d'ensemble.

La reconstruction de bâtiments existants est autorisée sous réserve que tout plancher fonctionnel ou habitable soit situé au-dessus de la cote de casier.

Les travaux d'entretien et de gestion courants des biens et activités implantés antérieurement à l'approbation du présent plan, notamment les aménagements internes, les traitements de façade et la réfection des toitures, sauf s'ils augmentent les risques ou en créent de nouveaux sont également autorisés ainsi que les travaux visant à améliorer la sécurité des personnes et à réduire la vulnérabilité des biens et activités implantés antérieurement à l'approbation du présent plan.

c) Les remblais

Les volumes étanches et les remblais situés au-dessous de la cote de casier doivent être compensés par un volume égal de déblais pris sur la même unité foncière et compris entre le terrain naturel initial et la cote de casier diminuée de 2,5 m au moins.

En cas d'opération d'aménagement d'ensemble (ZAC, lotissement, opérations groupées...), les compensations peuvent d'effectuer sur l'ensemble de l'entité foncière sous réserve que leur localisation et leurs volumes ne provoquent pas d'aggravation de la situation en amont et en aval de l'opération. Des compensations peuvent être également autorisées sur le territoire communal en cas d'opérations simultanées maîtrisées par un même aménageur, situées dans la zone inondable, et globalement neutres ou favorables du point de vue de l'écoulement de la crue. Dans les deux cas, une étude technique doit être fournie par le pétitionnaire.

Des remblais ponctuels d'importance limitée rendus strictement nécessaires pour la desserte des bâtiments sont exonérés de compensation.

d) Les installations classées

Les installations classées sont autorisées sous réserve qu'elles soient implantées au-dessus de la cote de casier ou qu'elles soient localisées dans des volumes étanches avec accès protégé jusqu'à cette cote ou situé au-dessus de cette cote. L'extension des installations classées est autorisée dans les conditions définies au 2.2 b ci-dessus.

Ces dispositions ne s'appliquent pas aux parkings situés en dessous de la cote de casier.

e) Les aires de stationnement

Les aires de stationnement en sous-sol ou non, sont autorisées dans la zone.

3. DISPOSITIONS APPLICABLES EN ZONE C (ZONE URBAINE DENSE)

3.0. Dispositions Générales

Dans les documents d'urbanisme, les règles d'urbanisme ne doivent pas conduire à une augmentation sensible de la population et à une augmentation significative de la vulnérabilité pour les personnes et les biens de l'ensemble de la zone C.

3.1. Sont interdits :

- Les sous-sols, à usage autre que le stationnement

3.2. Sont autorisés sous conditions :

- Tous les types de construction ou d'occupation sont autorisés sous réserve des prescriptions ci-dessous :

a) Les constructions nouvelles

Sur toute unité foncière de plus de 2 500m², l'emprise au sol des constructions à usage principal d'habitation et de bureaux est limitée à 40%. Elle est portée à 60% pour toutes les autres constructions. En cas d'opération d'aménagement d'ensemble, ces emprises au sol sont réparties sur l'entité foncière hors surfaces de voirie.

La cote de tout plancher nouvellement créé, à quelque usage que ce soit, doit être située au-dessus de la cote de casier. Cependant,

- Les entrées de bâtiments de moins de 30 m² de SHON, et les rampes pour handicapés peuvent être installées jusqu'à la cote de la voirie existante ou du terrain naturel,
- Les surfaces de bureaux, commerces et activités, à usage autre que centres d'intervention et de secours, centres d'exploitation de services publics, centres de contrôle, d'habitation ou d'hébergement collectif de personnes, peuvent aussi s'implanter au-dessus de la cote de la voirie existante sans pouvoir être situés à plus de 2 m au-dessus de la cote de casier, sous réserve que la SHON totale située en dessous de cette cote soit :
 - inférieure ou égale à 300 m² lorsque l'unité foncière est inférieure à 3 000m².
 - inférieure ou égale à 10% de la surface de l'unité foncière lorsque celle-ci est supérieure à 3 000 m². En cas d'opération d'aménagement, cette surface peut être répartie sur l'entité foncière hors surfaces de voirie sans pouvoir dépasser 30% de la surface d'une unité foncière donnée.

Pour les équipements collectifs, ce seuil est porté à 500 m² pour des unités foncières inférieures à 5 000 m² (en cas de cumul, les surfaces régulièrement autorisées et à usage autre que d'équipements collectifs sont déduites de la surface potentielle d'équipements collectifs).

- Les caves des logements et les locaux techniques (contenant des équipements d'alimentation en énergie, télécommunications, transformateurs), peuvent être réalisés sous le niveau de la cote de casier à la condition d'être placés en cuvelage étanche établi jusqu'au niveau de cette cote. Le volume ainsi

cuvelé doit être compensé par un volume au moins égal rendu inondable compris entre le terrain naturel initial et la cote de casier diminuée de 2,5 m au moins.

b) Les extensions et changement de destination et les travaux sur l'existant

Toute extension de bâtiment doit respecter les règles applicables aux constructions nouvelles. Cependant, des extensions de surfaces de planchers existants sous la cote de casier peuvent être autorisées au-dessous de cette cote, dans la limite de 20% de la SHON totale existante à la date d'approbation du PPRI. Pour les constructions existantes comprises entre 30 m² et 100 m², l'extension pourra dans tous les cas atteindre 20 m² de SHON. Cette extension ne peut être située au-dessous de la cote du terrain naturel.

Les changements de destination de surfaces de planchers existants, sont autorisés sous réserve que la nouvelle destination :

- ne soit pas de nature à entraîner une modification significative de l'affectation dominante de la zone et une augmentation sensible de la population
- n'aggrave pas les risques éventuels vis-à-vis de la sécurité publique,
- ne soit pas à usage d'habitation, à l'exception des travaux visant à l'amélioration de l'hygiène ou du confort des logements existants,
- ne soit pas affectée à l'hébergement collectif à titre permanent des personnes dépendantes ou à mobilité réduite,
- ne soit pas affectée à usage de centre d'intervention et de secours, de centre d'exploitation de services publics, de poste de contrôle.

Toutefois, les caves et les locaux techniques peuvent être autorisés sous la cote de casier à condition qu'ils soient placés en cuvelage étanche établi jusqu'à cette cote sous réserve de compensation établie sur l'unité foncière ou l'opération d'ensemble.

La reconstruction de bâtiments existants est autorisée sous réserve que la cote de tout plancher fonctionnel ou habitable soit située au-dessus de la cote de casier.

Les travaux d'entretien et de gestion courants des biens et activités implantés antérieurement à l'approbation du présent plan, notamment les aménagements internes, les traitements de façade et la réfection des toitures, sauf s'ils augmentent les risques ou en créent de nouveaux, sont également autorisés ainsi que les travaux visant à améliorer la sécurité des personnes et à réduire la vulnérabilité des biens et activités implantés antérieurement à l'approbation du présent plan.

c) Les remblais

Les volumes étanches et les remblais situés au-dessous de la cote de casier doivent être compensés par un volume égal de déblais rendu directement inondable pris sur la même unité foncière et compris entre le terrain naturel initial et la cote de casier diminuée de 2,5 m au moins.

En cas d'opération d'aménagement d'ensemble (ZAC, lotissement, opérations groupées, port de Gennevilliers...), les compensations peuvent s'effectuer est localisé sur l'ensemble de l'entité foncière, sous réserve que leur localisation et leur volume ne provoquent pas d'aggravation de la situation en amont et en aval de l'opération, Des compensations peuvent également être autorisées sur le territoire

communal, en cas d'opérations simultanées maîtrisées par un même aménageur, situées dans la zone inondable, et globalement neutres ou favorables du point de vue de l'écoulement de la crue. Dans les deux cas, une étude technique doit être fournie par le pétitionnaire.

Des remblais ponctuels d'importance limitée rendus strictement nécessaires pour la desserte des bâtiments sont exonérés de compensation.

d) Les installations classées

Les installations classées sont autorisées sous réserve qu'elles soient implantées au-dessus de la cote de casier ou qu'elles soient localisées dans des volumes étanches avec accès protégé jusqu'à cette cote ou situé au-dessus de cette cote. L'extension des installations classées est autorisée dans les conditions définies au 3.2 b ci-dessus.

Ces dispositions ne s'appliquent pas aux parkings situés en dessous de la cote de casier.

4. DISPOSITIONS APPLICABLES EN ZONE D (ZONE DE MUTATION URBAINE)

4.0. Dispositions Générales

Dans cette zone, les maîtres d'ouvrage doivent présenter un projet d'ensemble de l'opération même en cas d'opération en plusieurs phases. Ce projet doit comprendre une étude d'impact du projet sur la crue et les mesures adoptées pour limiter l'incidence de la crue sur le projet.

4.1. Sont interdits :

- Les sous-sols, à usage autre que le stationnement.

4.2. Sont autorisés sous conditions :

- Tous les types de construction ou d'occupation sont autorisés sous réserve des prescriptions ci-dessous :

a) Les constructions nouvelles

- La cote de tout plancher nouvellement créé, à quelque usage que ce soit, doit être située au-dessus de la cote de casier. Cependant, Les entrées de bâtiments de moins de 30 m² de SHON et les rampes pour handicapés peuvent être installées jusqu'à la cote du terrain naturel ou de la voirie existante.
- Les caves des logements et les locaux techniques (contenant des équipements d'alimentation en énergie, télécommunications, transformateurs) peuvent être réalisés sous le niveau de la cote de casier à la condition d'être placés en cuvelage étanche établi jusqu'au niveau de cette cote. Le volume ainsi cuvelé doit être compensé par un volume au moins égal rendu inondable compris entre le terrain naturel initial et la cote de casier diminuée de 2,5 m au moins.
- L'emprise au sol des bâtiments doit être limitée à 35 % maximum de la surface globale des terrains classés en zone de mutation urbaine sur la commune concernée, sans pouvoir dépasser 50 % de tout ou partie des unités foncières de l'opération situées en zone inondable ou du périmètre de chaque phase d'aménagement. En cas d'implantation d'activités industrielles ou artisanales, l'emprise au sol pour ces activités est portée à 45% maximum de la surface des terrains les concernant.

b) Les extensions, changement de destination, et travaux sur l'existant

Toute extension de bâtiment doit respecter les règles applicables aux constructions nouvelles.

Les changements de destination de surfaces de planchers existants, sont autorisés sous réserve que la nouvelle destination :

- n'aggrave pas les risques éventuels vis-à-vis de la sécurité publique
- ne soit pas l'habitation, à l'exception des travaux visant à l'amélioration de l'hygiène ou du confort des logements existants
- ne soit pas affectée à l'hébergement collectif à titre permanent des personnes dépendantes ou à mobilité réduite
- ne soit pas affectée à usage de centre d'intervention et de secours, de centre d'exploitation des services publics, de poste de contrôle.

Toutefois, les caves et les locaux techniques peuvent être autorisés sous la cote de casier à condition qu'ils soient placés en cuvelage étanche établi jusqu'à cette cote sous réserve de compensation établie sur l'unité foncière ou l'opération d'ensemble.

La reconstruction de bâtiments existants, est autorisée sous réserve que la cote de tout plancher fonctionnel ou habitable soit située au-dessus de la cote de casier.

Les travaux d'entretien et de gestion courants des biens et activités implantés antérieurement à l'approbation du présent plan, notamment les aménagements internes, les traitements de façade et la réfection des toitures, sauf s'ils augmentent les risques ou en créent de nouveaux sont également autorisés, ainsi que les travaux visant à améliorer la sécurité des personnes et à réduire la vulnérabilité des biens et activités implantés antérieurement à l'approbation du présent plan.

c) Les remblais

Les volumes étanches et les remblais situés au-dessous de la cote de casier doivent être compensés par un volume égal de déblais rendu directement inondable pris sur la même unité foncière et compris entre le terrain naturel initial et la cote de casier diminuée de 2,5 m au moins.

En cas d'opération d'aménagement d'ensemble (ZAC, lotissement, opérations groupées...), les compensations peuvent d'effectuer sur l'ensemble de l'entité foncière sous réserve que leur localisation et leur volume ne provoquent pas d'aggravation de la situation en amont et en aval de l'opération. Des compensations peuvent également être autorisées sur le territoire communal en cas d'opérations simultanées maîtrisées par un même aménageur, situées dans la zone inondable, et globalement neutres ou favorables du point de vue de l'écoulement de la crue (dans les deux cas, une étude technique doit être fournie par le pétitionnaire).

Des remblais ponctuels d'importance limitée rendus strictement nécessaires pour la desserte des bâtiments sont exonérés de compensation.

d) Les installations classées

Les installations classées sont autorisées sous réserve qu'elles soient implantées au-dessus de la cote de casier ou qu'elles soient localisées dans des volumes étanches avec accès protégé jusqu'à cette cote ou situé au-dessus de cette cote.

Ces dispositions ne s'appliquent pas aux parkings situés en dessous de la cote de casier.

e) Les aménagements

Les ouvrages d'art et les infrastructures de surface doivent permettre d'assurer une desserte automobile de chaque construction par une voie établie à la cote de casier diminuée de 1 m au plus. Chaque bâtiment doit être desservi jusqu'aux voiries existantes par un accès carrossable établi au-dessus de la cote de casier minorée de 1 m au plus mais les dispositions constructives ne doivent pas rendre étanche la zone inondable en cas de crue de moindre importance.

II. REGLES DE CONSTRUCTION APPLICABLES AUX BATIMENTS ET INSTALLATIONS NEUFS DANS LES QUATRE ZONES DU PLAN Y COMPRIS DANS LES ILOTS HORS SUBMERSION

Ces prescriptions concernent les dispositifs constructifs pour l'édification de nouveaux bâtiments, mais aussi les installations et les extensions ou restructurations lourdes de bâtiments existants faisant l'objet d'une autorisation de construire accordée à compter de la date d'approbation du PPRI. Le dossier de la demande de permis de construire est assorti d'une notice décrivant les mesures retenues.

1) CONCEPTION

Les fondations et les parties de bâtiment et installations construites sous la cote de casier doivent être réalisées avec des matériaux résistants à l'eau.

Les équipements de second œuvre des constructions tels que revêtements des sols ou de murs, situés en dessous de la cote de casier doivent être résistants à l'eau.

Les bâtiments et installations doivent pouvoir résister aux tassements différentiels et aux sous-pressions hydrostatiques. Toutes les constructions et installations doivent être fondées dans le sol de façon à résister à des affouillements, des tassements ou des érosions localisées.

Toute surface de plancher fonctionnel située au-dessous de la cote de casier doit être conçue de façon à faciliter l'évacuation rapide des eaux après la crue.

Afin d'être protégés des crues faibles ou moyennes, les sous-sols à usage de stationnement peuvent être réalisés en cuvelage étanche jusqu'à 2,5 m sous la cote de casier, mais au-delà, ils doivent être inondables pour servir de bassin de stockage, de compensation et d'équilibrage des pressions sur la structure des bâtiments. Ils doivent avoir une hauteur sous poutre d'au moins 2,5 m au premier niveau, et de 2,10 m au moins pour les autres niveaux de telle sorte que les véhicules puissent être évacués.

2) AMENAGEMENT

Les ouvrages d'art et d'infrastructure inondables (tunnels, souterrains...) et ceux non inondables, sont autorisés sous réserve que tout remblaiement ou réduction de la capacité de stockage de la crue, situé

au-dessous de la cote de casier soit compensé par un volume égal de déblais pris sur la zone d'aménagement compris entre le terrain naturel initial et la cote de casier diminuée de 2,5 m au moins. Les ouvrages sans volume (murs anti-bruit, panneaux de signalisation) ne donnent pas lieu à compensation.

3) RESEAUX

Toutes les parties sensibles à l'eau des installations fixes tels qu'appareillages électriques ou électroniques, moteurs, compresseurs, machineries d'ascenseur, appareils de production de chaleur, installations relais ou de connexions aux réseaux de transports d'énergie ou de chaleur, doivent être réalisés au-dessus de la cote de casier. Il en est de même des centres informatiques, centraux téléphoniques, transformateurs.

Ces équipements et les locaux techniques annexés à une construction peuvent être placés en dessous de la cote de casier à condition qu'ils soient placés en cuvelage étanche établi jusqu'à cette cote, avec compensation établie sur l'unité foncière ou l'opération d'ensemble.

Les ascenseurs doivent être munis d'un dispositif interdisant en tant que de besoin la desserte des niveaux inondés.

Les câblages (téléphone, électricité, informatique, etc...) doivent être installés au-dessus de la cote de casier, à l'exclusion de ceux strictement nécessaires au fonctionnement des surfaces de planchers situés en dessous de cette cote. Ces derniers doivent être munis de dispositifs de mise hors service en cas d'inondation, permettant d'éviter toute dégradation des réseaux alimentant les planchers situés au-dessus de la cote de casier.

Les réseaux techniques doivent être résistants à l'eau ou pouvoir être mis hors circuit sans nuire au fonctionnement des niveaux non inondables de l'immeuble. Le raccordement au réseau d'assainissement doit être muni de clapets anti-retour sous réserve que le profil en long du réseau d'assainissement ne soit pas incompatible avec la mise en place d'un tel dispositif.

4) STOCKAGE

Les produits dangereux, polluants ou sensibles à l'humidité doivent être stockés au-dessus de la cote de casier. Sont notamment concernés les substances entrant dans le champ d'application des arrêtés ministériels des 21 février 1990 et du 27 juin 2000 modifiant l'arrêté du 20 avril 1994 relatif à la déclaration, la classification, l'emballage et l'étiquetage des substances et transposant la directive 98/98/CE du 1er décembre 1998.

Si nécessaire, tout stockage de matière ou produits polluants et/ou sensibles à l'humidité situé au-dessous de la cote de casier doit être placé dans un conteneur étanche lesté ou arrimé, de façon à résister à la crue et à ne pas être entraîné lors de cette crue. Notamment :

- Les citernes non enterrées doivent être fixées à l'aide de dispositifs résistants à une crue atteignant la cote de casier. Les ancrages des citernes enterrées doivent être calculés de façon à résister à la pression engendrée par la crue. L'évent des citernes doit être élevé au-dessus de la cote de casier,
- Les citernes d'hydrocarbures enterrées ne sont autorisées que sous réserve qu'elles résistent aux sous-pressions hydrostatiques et qu'elles soient à double enveloppe.

III. RECOMMANDATIONS CONCERNANT LES BATIMENTS ET INSTALLATIONS EXISTANTS

L'ensemble de ces recommandations qui n'ont pas de valeur prescriptive concerne les bâtiments et installations existants situés dans les quatre zones du PPRI.

1) MATERIAUX

Il est recommandé que les équipements de second œuvre des constructions tels que revêtements des sols ou de mur, situés en dessous de la cote de casier, puissent être rendus résistants à l'eau.

2) RESEAUX

Il est recommandé de réaliser toutes les parties sensibles à l'eau des installations fixes, installations relais ou de connexions aux réseaux d'infrastructures de transports d'énergie ou de chaleur au-dessus de la cote de casier. Il en est de même des centres informatiques, centraux téléphoniques, transformateurs.

Ces équipements et les locaux techniques annexés à une construction pourront être placés en dessous de la cote de casier à condition qu'ils soient placés en cuvelage étanche établi jusqu'à cette cote, avec compensation en volume établie sur l'unité foncière ou l'opération d'ensemble.

Il est recommandé de munir les ascenseurs d'un dispositif interdisant en tant que de besoin la desserte des niveaux inondés.

3) STOCKAGE

Il est recommandé d'arrimer ou de placer dans des enceintes closes les produits et matériels susceptibles d'être emportés par la crue et entreposés à l'extérieur en dessous de la cote de casier.

Il est recommandé de stocker les produits dangereux, polluants ou sensibles à l'humidité au-dessus de la cote de casier. Sont notamment concernés les substances entrant dans le champ d'application des arrêtés ministériels des 21 février 1990 et du 27 juin 2000 modifiant l'arrêté du 20 avril 1994 relatif à la déclaration, la classification, l'emballage et l'étiquetage des substances et transposant la directive 98/98/CE du 1er décembre 1998.

En cas d'impossibilité, il est recommandé que tout stockage de matières ou produits polluants et/ou sensibles à l'humidité situé au-dessous de la cote de casier soit placé dans un conteneur étanche lesté ou arrimé de façon à résister à la crue et à ne pas être entraîné lors de cette crue. Notamment :

- Les citernes non enterrées devront être fixées à l'aide de dispositifs résistants à une crue atteignant la cote de casier ou situées au-dessus de celle-ci. Les ancrages des citernes enterrées devront être calculés de façon à résister à la pression engendrée par cette crue. L'évent des citernes doit être élevé au-dessus de la cote de casier.
- Les citernes d'hydrocarbures enterrées devront résister aux sous-pressions hydrostatiques et disposer d'une double enveloppe.

Titre 3 - RECOMMANDATIONS GENERALES

Ces recommandations qui n'ont pas de valeur prescriptive peuvent concerner aussi bien les constructions neuves que les bâtiments existants dans la zone inondable.

1) CONCEPTION

Il est recommandé d'aménager un accès piéton desservant l'ensemble de la construction situé au-dessus de la cote de casier. A proximité de l'accès sera implantée une échelle amovible.

Il est recommandé d'aménager les ouvertures au-dessus de la cote de casier, et de prévoir un dispositif étanche d'obturation pour les ouvertures situées en dessous de cette cote.

Il est recommandé d'aménager toute surface de plancher fonctionnel située en dessous de la cote de casier de façon à permettre l'évacuation rapide des eaux après la crue.

Les fondations, murs et parties de la structure situés en dessous de la cote de casier peuvent comporter une arase étanche située au-dessus de la cote de casier. Seuls les éléments de structure et les matériaux situés au-dessous de cette cote peuvent alors être insensibles à l'eau.

Des drainages horizontaux et verticaux peuvent être mis en place de façon à améliorer le ressuyage.

Les aménagements de biens et activités existants situés au-dessous de la cote de casier seront de préférence réalisés avec des matériaux imputrescibles.

Il est recommandé de traiter toutes les structures en matériaux putrescibles ou sensibles à la corrosion situées en dessous de la cote de casier, avec des produits hydrofuges ou anti-corrosifs et de les entretenir régulièrement.

Il est déconseillé d'utiliser des matériaux particulièrement sensibles à l'humidité tels que terre armée, terre banchée, liants hydrauliques sensibles.

Il est recommandé de veiller à ce que les véhicules stationnés dans les sous-sols et parkings inondables gardent leurs moyens de mobilité.

2) AMENAGEMENT

Dans la marge de recul le long du fleuve, il est recommandé de ne planter que des arbres de haute tige à l'exclusion de taillis et de haies.

Les véhicules et engins mobiles parkés au niveau du terrain naturel devront être placés de façon à conserver leurs moyens de mobilité et de manœuvre en vue de permettre à tout moment une évacuation rapide.

Un panneau d'information indiquant aux occupants de l'immeuble que le bâtiment est situé en zone inondable et qu'il doit tenir compte des dispositions du présent PPRI, sera implanté de façon visible près de l'entrée.

3) RESEAUX

De manière générale, il est conseillé d'éviter d'installer des dispositifs coûteux en dessous de la cote de référence (transformateurs, dispositifs de coupure...).

Il est recommandé d'aménager les installations de production des fluides au-dessus de la cote de casier ; en cas d'impossibilité, les réseaux et alimentations inondables doivent être protégés et il doit être possible de les isoler du reste de l'installation. Leur alimentation doit être assurée par des dispositifs autonomes ou garantis par les concessionnaires.

Il est conseillé d'aménager les infrastructures de transport de fluides au-dessus de la cote de casier. En cas d'impossibilité, elles doivent être protégées, et il doit être possible de les isoler du reste de l'installation. Les regards situés sous la cote de casier seront de préférence étanches.

4) UTILISATION DES LOCAUX

Il est recommandé :

D'organiser l'occupation des locaux de façon que les matériels coûteux ou sensibles à l'eau et stratégiques pour l'entreprise soient implantés en dehors des sections inondables

De prévoir lors de l'installation dans un local inondable les mesures à prendre pour limiter l'ampleur des dégâts en période de crue (possibilité de regrouper le mobilier, des matières premières dans des locaux non inondables)

De faire preuve de vigilance en période de crue de façon que ces mesures de précaution puissent être mises en œuvre dans un délai raisonnable avant l'arrivée de l'inondation.

Titre 4 - MESURES DE PREVENTION DE PROTECTION ET DE SAUVEGARDE

Dès l'approbation du PPRI, et en complément de l'information assurée par les services de l'Etat dans le département, les communes devront assurer par tous moyens l'information des populations soumises au risque.

Cette information portera sur :

- La nature et l'impact du risque,
- Les mesures préconisées par le PPRI.

Pour les planchers construits sous la cote de casier, l'attention des pétitionnaires sera expressément attirée sur le risque qu'encourent leurs biens.

Dans un délai de deux ans après l'approbation du PPRI, les établissements sensibles difficilement évacuables dont la liste est jointe devront remettre un rapport au Préfet de département sur les mesures et travaux engagés ou envisagés pour sécuriser leurs bâtiments et installations face aux risques d'inondation de la crue de 1910.

Les établissements classés doivent pouvoir, dans un délai de 48 heures, arrêter leurs installations et garantir l'absence de risque une fois l'installation arrêtée. La procédure et les mesures correspondantes

devront être présentées au Préfet du département dans un délai de deux ans à compter de l'approbation du PPRI.

Les concessionnaires des services de distribution de fluides doivent remettre, dans un délai de deux ans après l'approbation du PPRI, un rapport au Préfet de département, sur les mesures qu'ils comptent prendre pour maintenir le service pendant les périodes d'inondation ou en cas d'impossibilité, pour permettre une reprise rapide après la décrue, ainsi que sur les modalités de leur mise en œuvre.

CALCUL DES POUTRES CONTINUES DE PLANCHER

Sommaire

1. PREAMBULE : LES TYPES D'ANALYSE POSSIBLES SUIVANT L'EUROCODE 2	97
1.1 – L'analyse linéaire élastique (ELS et ELU)	97
1.2 – L'analyse linéaire élastique avec redistribution limitée (ELU)	97
1.3 – L'analyse plastique (ELU)	97
1.4 – L'analyse non linéaire (ELS et ELU)	97
2. – RAPPELS RdM FONDAMENTAUX	98
2.1 – Calcul des sollicitations dans une travée	98
2.2 – Calcul des moments sur appuis :	99
3. – APPLICATION AUX POUTRES SELON L'EUROCODE 2	100
3.1 – Cas de charges à prendre compte :	100
3.1.1 Charges permanentes :	100
3.1.2 Charges d'exploitation :	100
3.2 – Portées de calcul à prendre en compte :	100
3.3 – Largeur des tables des sections en Té (EC2, §5.3.2.1)	102
3.4 – Ecrêtement des moments sur appuis :	102
3.5 – Application : détermination des valeurs des moments maxi en travée et sur appuis pour une poutre de 2 travées de même longueur et chargée uniformément	104
3.6 – Tableaux de résultats dans le cas particulier des poutres de travées de même portée	106
4. – REDISTRIBUTION DES MOMENTS [EC2, § 5.5]	108
4.1 – pourquoi redistribuer les moments sur appuis ?	108
4.2 – Aspect réglementaire	108
4.3 – Exemple 1 d'application de la redistribution des moments	110
4.4 – Exemple 2 d'application de la redistribution des moments	112
5. – COMMENT REDUIRE LES MOMENTS SUR APPUIS ?	114
5.1 – Prise en compte des déformations d'effort tranchant :	115
5.1.1 Principe :	115
5.1.2 Application à l'Exemple 2 précédent :	115
5.2 – Prise en compte des inerties des sections en té. :	117
5.2.1 Principe :	117
5.2.2 Application à l'Exemple 2 précédent :	119

Figures

Fig. 1 – Numérotation des appuis et des travées.....	99
Fig. 2 – Portée utile L_{eff} pour différentes conditions d'appui.....	101
Fig. 3 - Définition de la distance forfaitaire entre points de moment nul L_0	102
Fig. 4 - Largeur participante de section en T.....	102
Fig. 5 – Moments dans l'axe de l'appui et au nu de l'appui	103
Fig. 6 – Écrêtage du moment sur appui et diffusion de l'effort de compression dans l'appui	103
Fig. 7 – Poutres continues de même portée – Toutes travées chargées (charges permanentes)	106
Fig. 8 - Poutres continues de même portée – Travées impaires chargées	106
Fig. 9 - Poutres continues de même portée – Travées paires chargées	106
Fig. 10 – Poutres continues de même portée – Chargement par paires de travées adjacentes.....	107
Fig. 11 – Moments avant et après redistribution	110
Fig. 12 - Exemple de redistribution des moments ($\delta = 0,8$) et gain d'acier sur appui	112
Fig. 13 - Exemple de redistribution des moments ($\delta = 0,8145$) et gain d'acier sur appui	114
Fig. 14 - Exemple de redistribution des moments ($\delta = 0,80$) et gain d'acier sur appui	122

Tableaux

Tab. 1 – Équations des 3 moments.....	99
Tab. 2 – Charges permanentes – toutes travées chargées	100
Tab. 3 – Charges d'exploitation : Exemple pour une poutre sur 5 appuis (n appuis = n combinaisons).....	100
Tab. 4 - Moments maximaux en travée et sur appuis de travées de même portée avec chargement sur toutes les travées	106
Tab. 5 - Moments maximaux en travée et sur appuis de travées de même portée avec chargement des travées impaires	106
Tab. 6 - Moments maximaux en travée et sur appuis de travées de même portée avec chargement des travées paires.....	106
Tab. 7 - Moments maximaux en travée et sur appuis de travées de même portée avec chargement par couples de travées adjacentes	107
Tab. 8 - Coefficient de redistribution : $\delta = M_{après}/M_{avant}$ (Fig. 11 et Tab. 9).....	109
Tab. 9 - Coefficient de redistribution δ en fonction du moment réduit $\mu_{avant} = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}}$ avant redistribution.....	109
Tab. 10 – Valeurs des coefficients de souplesse et des rotations	118

1. PREAMBULE : LES TYPES D'ANALYSE POSSIBLES SUIVANT L'EUROCODE 2

1.1 – L'analyse linéaire élastique (ELS et ELU)

C'est le calcul qui suit la théorie de l'élasticité linéaire (de la RdM).

On prend en compte l'inertie non fissurée des sections et pour le béton on tient compte du module E_{cm} et des diagrammes contrainte-déformation linéaires.

1.2 – L'analyse linéaire élastique avec redistribution limitée (ELU)

Ce calcul suit également la théorie de l'élasticité linéaire mais on procède à une redistribution limitée des moments sur appuis. Cette redistribution permet d'économiser de l'acier sur appuis et est autorisée par le comportement du matériau « béton-armé » à l'ELU.

Ces deux analyses font l'objet de ce cours.

1.3 – L'analyse plastique (ELU)

Ce calcul peut être effectué pour des éléments suffisamment ductiles et permet d'envisager la création de mécanisme (méthode des lignes de rupture, modèles de bielles et tirants).

C'est un calcul particulièrement adapté au matériau « béton-armé » qui peut conduire à des économies notables.

Cette analyse sera abordée dans le cadre du cours sur les dalles.

1.4 – L'analyse non linéaire (ELS et ELU)

Ce calcul tient compte du comportement non linéaire du matériau. On l'utilise notamment pour le calcul au flambement avec effets du second ordre (méthode d'intégration des courbures).

Cette analyse sera abordée dans le cadre du cours sur les verticaux.

NOTA concernant l'influence des déformations d'effort tranchant :

Dans le cadre des méthodes définies précédemment, les déformations d'effort tranchant peuvent être prépondérantes suivant la géométrie de la structure.

L'Eurocode 2 §5.1.5 (8) indique que « *dans les bâtiments, les déformations des éléments linéaires et des dalles dues à l'effort tranchant et à l'effort normal peuvent être négligées lorsqu'on prévoit qu'elles seront inférieures à 10% des déformations de flexion* ».

L'Annexe Nationale complète cette prescription en précisant que ce point est vérifié si les hauteurs des poutres sont inférieures au cinquième de leur portée.

2. – RAPPELS RdM FONDAMENTAUX

2.1 – Calcul des sollicitations dans une travée

Notations pour ces rappels :

p : charge uniforme sur la travée considérée

L : portée de la travée considérée

M_1 : moment sur l'appui gauche de la travée en valeur algébrique

M_2 : moment sur l'appui droit de la travée en valeur algébrique

Moment isostatique :
$$M_0 = \frac{p \cdot L^2}{8}$$

Moment à l'abscisse x :
$$M_x = \frac{p \cdot x \cdot (L - x)}{2} \text{ pour } M_1 = M_2 = 0$$

Equation générale de la courbe $M(x)$ des moments [eq. 1] :
$$M(x) = \frac{p \cdot x \cdot (L - x)}{2} + M_1 \cdot \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_2 \cdot \frac{x}{L}$$

Moment à mi-travée pour des moments sur appuis M_1 et M_2 :
$$M_{0,5} = M_0 + \frac{M_1 + M_2}{2}$$

Abscisse du point de moment maximal :
$$x_M = 0,5 L + \frac{M_2 - M_1}{8M_0} \cdot L$$

déterminé par résolution de
$$\frac{dM(x)}{dx} = 0$$

Moment maximal en travée :
$$M_M = M_{0,5} + \frac{(M_1 - M_2)^2}{16M_0}$$

Abscisses des deux points de moments nuls :
$$x_0 = x_M \pm L \sqrt{\frac{M_M}{4M_0}}$$

Effort tranchant à l'abscisse x :
$$V(x) = p \cdot \left(\frac{L}{2} - x\right) + \frac{M_2 - M_1}{L}$$

2.2 – Calcul des moments sur appuis :

L'équation des trois moments entre dans le cadre de la méthode de **calcul élastique** à comportement linéaire de l'EC2.

Suivant les différents cas de portées, moments d'inertie et charges, l'équation des trois moments est donnée par (**Fig. 17** et **Tab. 60**) :

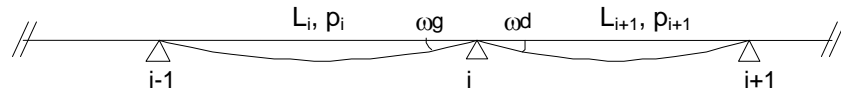


Fig. 17 – Numérotation des appuis et des travées

Tab. 60 – Équations des 3 moments

Mêmes portées et mêmes inerties. Charges uniformes totales	$M_{i-1} + 4 M_i + M_{i+1} = - (p_i + p_{i+1}) \frac{L^2}{4}$	1
Mêmes inerties. Charges uniformes totales	$M_{i-1} L_i + 2(L_i + L_{i+1}) M_i + L_{i+1} M_{i+1} = - \frac{1}{4} (p_i L_i^3 + p_{i+1} L_{i+1}^3)$	2
Inerties constantes. Charges uniformes totales	$\frac{L_i}{I_i} M_{i-1} + 2 \left(\frac{L_i}{I_i} + \frac{L_{i+1}}{I_{i+1}} \right) M_i + \frac{L_{i+1}}{I_{i+1}} M_{i+1} = - \frac{1}{4} \left(\frac{p_i L_i^3}{I_i} + \frac{p_{i+1} L_{i+1}^3}{I_{i+1}} \right)$	3
Inerties constantes. Charges quelconques	$\frac{L_i}{I_i} M_{i-1} + 2 \left(\frac{L_i}{I_i} + \frac{L_{i+1}}{I_{i+1}} \right) M_i + \frac{L_{i+1}}{I_{i+1}} M_{i+1} = - 6 E (\omega_g - \omega_d)$	4
Inerties variables Charges quelconques	$b_i M_{i-1} + (a_{i+1} + c_i) M_i + b_{i+1} M_{i+1} = - \omega_g + \omega_d$	5

Avec les coefficients de souplesse de la travée i :

$$a_i = \int_0^{L_i} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right)^2 \cdot \frac{dx}{E I_i(x)} \quad b_i = \int_0^{L_i} \frac{x}{L_i} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) \cdot \frac{dx}{E I_i(x)} \quad c_i = \int_0^{L_i} \left(\frac{x}{L_i}\right)^2 \cdot \frac{dx}{E I_i(x)}$$

E = module d'Young

I_i = moment d'inertie constante de la travée i

I_i(x) = moment d'inertie variable de la travée i

L = portée identique pour toutes les travées

L_i = portée de la travée i

M_i = moment sur l'appui i

p_i = charge répartie uniforme sur la totalité de la travée i

μ_i(x) = moment de la travée i rendue isostatique sous le même chargement

ω_d = rotation à droite de l'appui i de la travée i+1 rendue isostatique sous le même chargement

ω_g = rotation à gauche de l'appui i de la travée i rendue isostatique sous le même chargement

$$\omega_d = - \int_0^{L_{i+1}} \mu_{i+1}(x) \left(1 - \frac{x}{L_{i+1}}\right) \cdot \frac{dx}{E I_{i+1}(x)} \quad \text{et} \quad \omega_g = \int_0^{L_i} \mu_i(x) \frac{x}{L_i} \cdot \frac{dx}{E I_i(x)}$$

3. – APPLICATION AUX POUTRES SELON L'EUROCODE 2

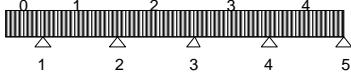
3.1 – Cas de charges à prendre compte :

Les cas de charges à considérer doivent permettre de déterminer les valeurs maximales des moments en travée et sur appuis.

Le chargement des travées dépend également de la nature des charges

3.1.1 Charges permanentes :

Tab. 61 – Charges permanentes – toutes travées chargées

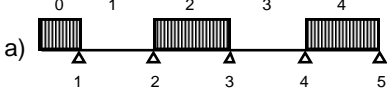
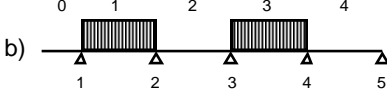
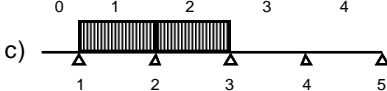
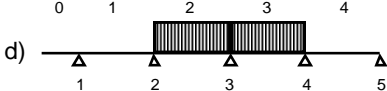
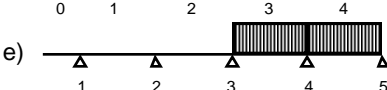
Toutes les travées	
--------------------	--

3.1.2 Charges d'exploitation :

Pour les bâtiments (EC2, § 5.1.3 (1P)), on peut limiter les combinaisons aux trois cas suivants pour les charges variables :

- les travées paires chargées
- les travées impaires chargées
- deux travées adjacentes quelconques chargées.

Tab. 62 – Charges d'exploitation : Exemple pour une poutre sur 5 appuis (n appuis = n combinaisons)

travées paires	a) 
travées impaires	b) 
travées adjacentes de l'appui 2	c) 
travées adjacentes de l'appui 3	d) 
travées adjacentes de l'appui 4	e) 

3.2 – Portées de calcul à prendre en compte :

Alors que le BAEL prescrit de prendre en compte la portée entre nus des appuis, l'Eurocode 2 prend en compte une portée de calcul pouvant atteindre la portée entre axes.

La longueur L_{eff} ainsi que le calcul des aciers sur appuis dépendent des types d'appuis.

Pour des appuis larges, l'influence de la raideur de l'appui modifie la répartition des moments. L'EC2 limite la prise en compte de largeurs d'appui à la hauteur de la poutre.

$$L_{eff} = L_n + a_1 + a_2$$

a_1 et a_2 sont définis sur la figure 2.

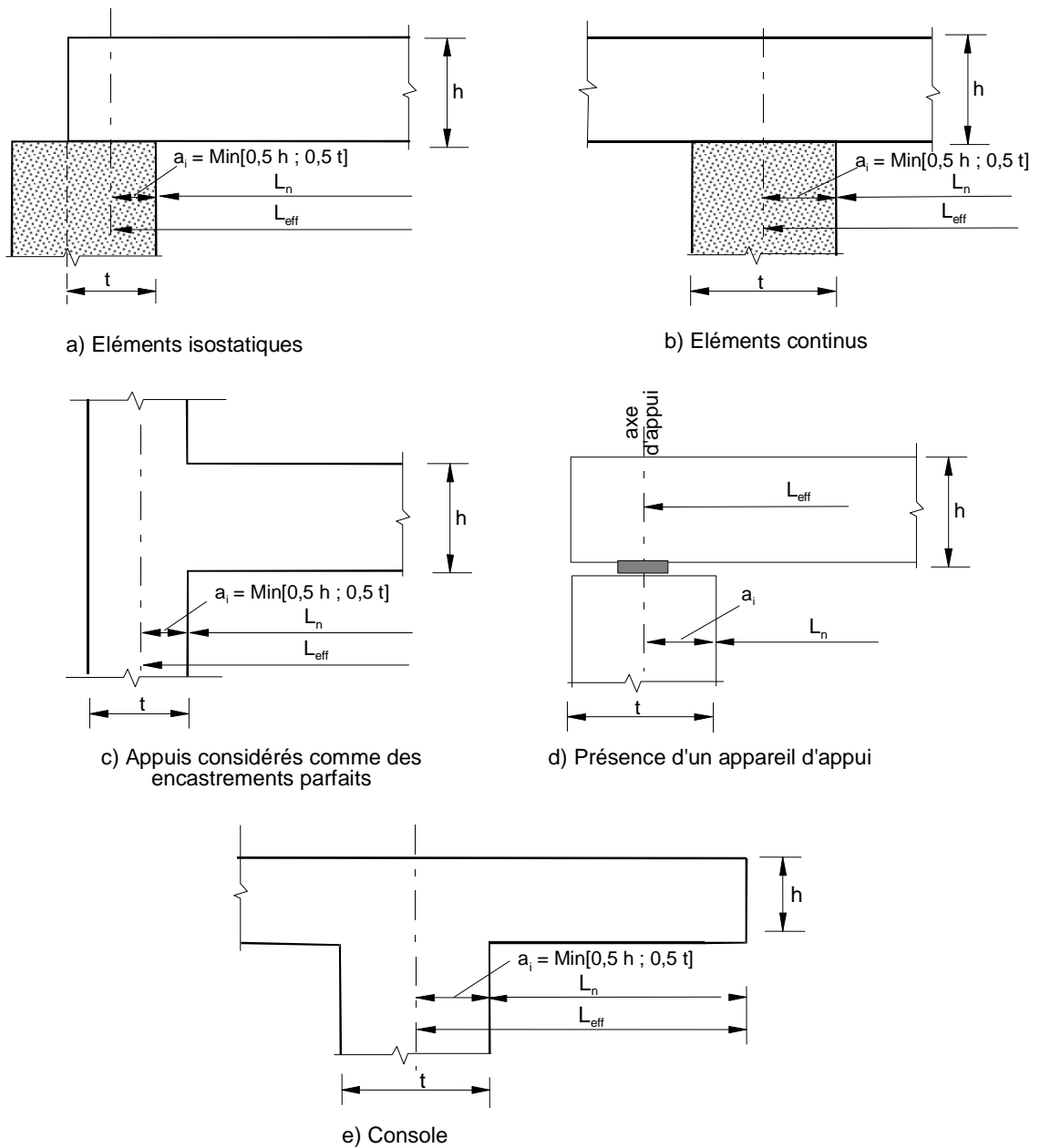


Fig. 18 – Portée utile L_{eff} pour différentes conditions d'appui

3.3 – Largeur des tables des sections en Té (EC2, §5.3.2.1)

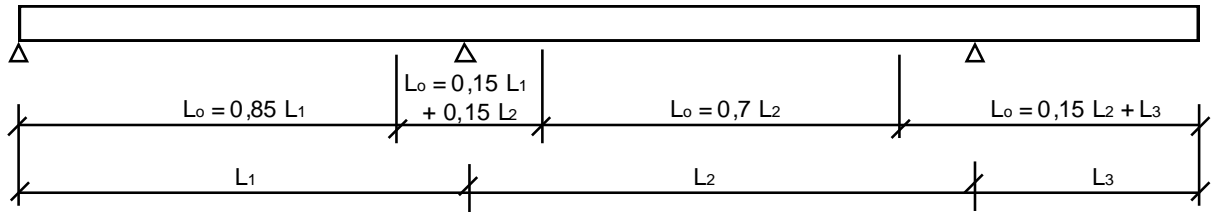


Fig. 19 - Définition de la distance forfaitaire entre points de moment nul L_o

Le débord participant (efficace) de table est limité (Fig. 6) :

- à gauche : $b_{\text{eff},1} = \text{Min}[b_1 ; 0,2 b_1 + 0,1 L_o ; 0,2 L_o]$
- à droite : $b_{\text{eff},2} = \text{Min}[b_2 ; 0,2 b_2 + 0,1 L_o ; 0,2 L_o]$

avec : L_o : distance entre points de moment nul (**Fig. 19**)
 b_1 : demi-portée de la dalle entre poutre (**Fig. 20**)

La largeur participante de la table est donnée par : $b_{\text{eff}} = b_w + b_{\text{eff},1} + b_{\text{eff},2}$

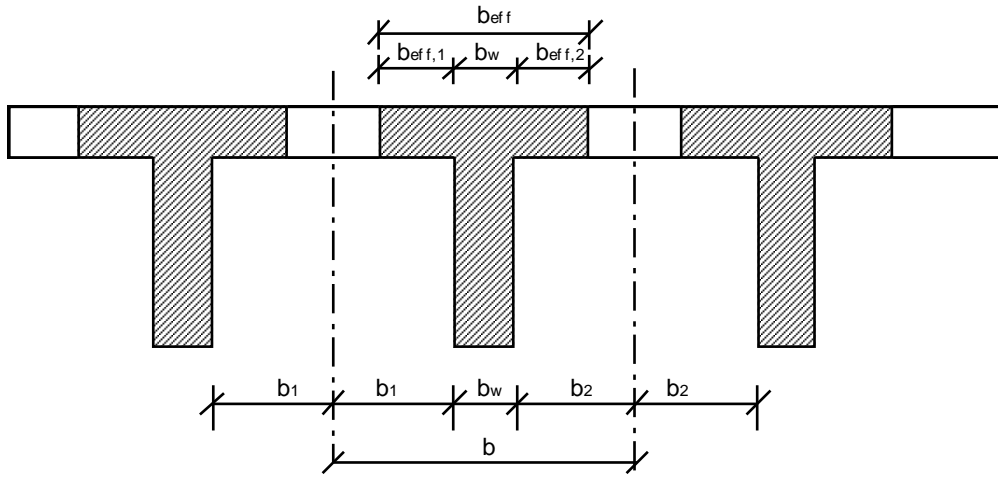


Fig. 20 - Largeur participante de section en Té

3.4 – Ecrêtement des moments sur appuis :

Les moments sur appuis calculés avec la portée définie précédemment peuvent être écrêtés d'une

valeur :
$$\Delta M = \frac{q \cdot t^2}{8} = \frac{F_{\text{Ed,sup}} \cdot t}{8}$$

avec :
$$q = \frac{F_{\text{Ed,sup}}}{t}$$

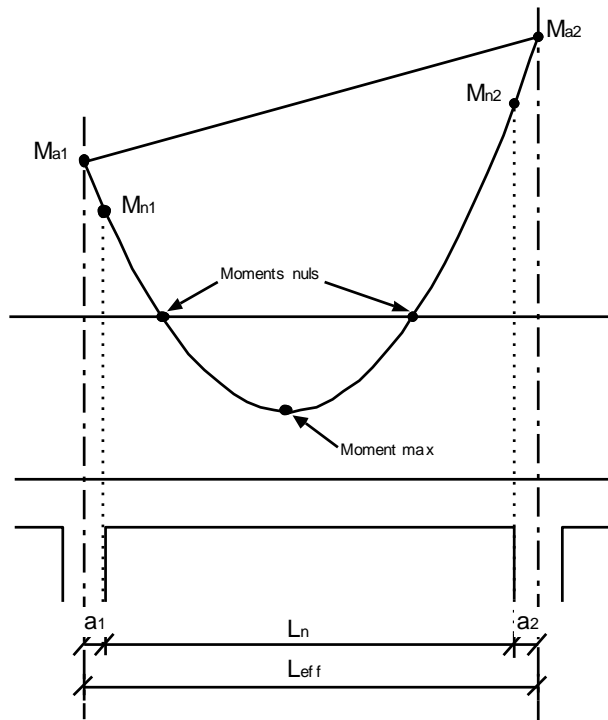


Fig. 21 – Moments dans l'axe de l'appui et au nu de l'appui

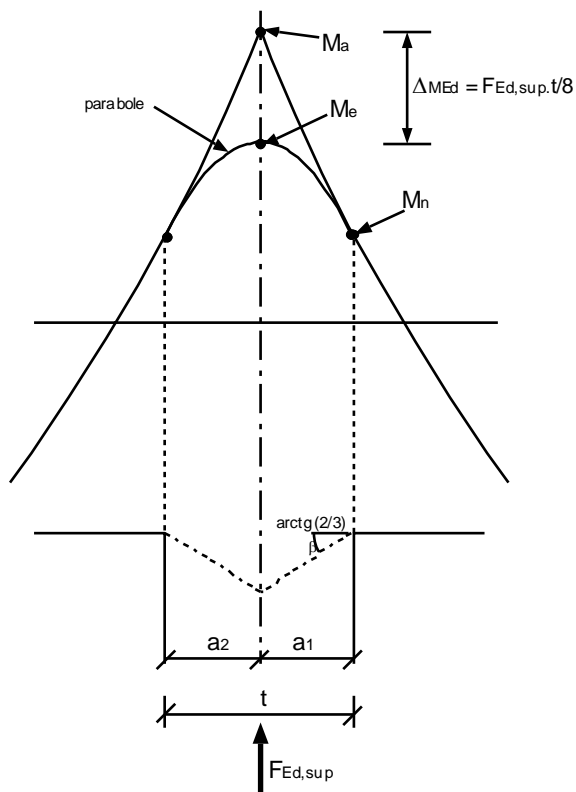


Fig. 22 – Écrêtage du moment sur appui et diffusion de l'effort de compression dans l'appui

Pour des poutres ou dalles coulées de façon monolithique sur les éléments en béton qui les supportent (poutre, poteau, voile) (voir cas c et e de la **Fig. 18**), on peut considérer l'existence d'une diffusion de l'effort de compression de la partie inférieure (moment négatif) dans l'appui (**Fig. 22**). Le bras de levier au milieu de l'appui étant alors plus grand qu'au droit de l'appui, la section d'acier nécessaire est la plus grande des deux valeurs :

$$\begin{aligned} \text{- section au milieu de l'appui :} & \quad A_{sa} = \frac{M_e}{z_a \sigma_s} \\ \text{- section au nu de l'appui :} & \quad A_{sn} = \frac{M_n}{z_n \sigma_s} . \end{aligned}$$

On doit vérifier que le moment au nu de l'appui (M_n) vaut au minimum 65% du moment (M_a).

Dans le cas d'un appui non monolithe (mur en maçonnerie, appareil d'appui...) (voir cas a, b et d de la **Fig. 18**), le bras de levier n'augmente pas et le calcul doit être effectué avec le moment maximal M_a qui peut être tout de même écrêté.

Dans le cas d'une poutre chargée uniformément par une charge p :

$$\text{En posant : } \alpha_1 = a_1 / L_{\text{eff}} \quad ; \quad \alpha_2 = a_2 / L_{\text{eff}} \quad ; \quad M_o = p \cdot L_{\text{eff}}^2 / 8$$

Et en transformant l'équation [eq. 1] respectivement avec $x = a_1$ et $x = a_2$ on obtient :

$$M_{n1} = (1 - \alpha_1) M_{a1} + \alpha_1 \cdot M_{a2} + 4 \alpha_1 (1 - \alpha_1) \cdot M_o$$

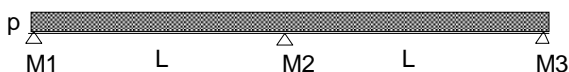
$$M_{n2} = (1 - \alpha_2) M_{a2} + \alpha_2 \cdot M_{a1} + 4 \alpha_2 (1 - \alpha_2) \cdot M_o$$

3.5 – Application : détermination des valeurs des moments maxi en travée et sur appuis pour une poutre de 2 travées de même longueur et chargée uniformément

Portée des travées 1 et 2 : L

Charge linéaire uniforme : p

1^{er} cas : travées 1 et 2 chargées :



$$\text{Par application de l'équation des 3 moments (1) : } M1 + 4 \cdot M2 + M3 = -2 \cdot p \cdot \frac{L^2}{4}$$

$$\text{Avec } M1 = M3 = 0 \quad M2 = -p \cdot \frac{L^2}{8}$$

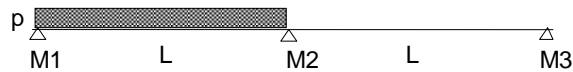
$$\text{Moment à mi-travée : } M_{0,5} = M_o + \frac{M1 + M2}{2} = p \cdot \frac{L^2}{8} - p \cdot \frac{L^2}{16} = p \cdot \frac{L^2}{16}$$

$$\text{Point de moment maximum : } x_M = 0,5 \cdot L + \frac{M2 - M1}{8 \cdot M_o} \cdot L = 0,5 \cdot L - \frac{L}{8} = \frac{3 \cdot L}{8} \text{ (symétrique sur la travée 2)}$$

$$\text{Valeur du moment maximum : } M_M = M_{0,5} + \frac{(M1 - M2)^2}{16 \cdot M_o} = p \cdot \frac{L^2}{16} + \frac{8 \cdot p^2 \cdot L^4}{8^2 \cdot p \cdot L^2 \cdot 16} = \frac{9}{128} \cdot p \cdot L^2$$

(valeur identique sur la travée 2)

2^{ème} cas : travée 1 chargée :



Par application de l'équation des 3 moments (2) : $M1.L + 2.(2.L).M2 + M3.L = -\frac{1}{4}.p.L^3$

Avec $M1 = M3 = 0$ $M2 = -p.\frac{L^2}{16}$

Moment à mi-travée : $M_{0,5} = M_0 + \frac{M1+M2}{2} = p.\frac{L^2}{8} - p.\frac{L^2}{32} = 3.p.\frac{L^2}{32}$

Point de moment maximum : $x_M = 0,5.L + \frac{M2 - M1}{8.M_0}.L = 0,5.L - \frac{L}{16} = \frac{7.L}{16}$

Valeur du moment maximum : $M_M = M_{0,5} + \frac{(M1 - M2)^2}{16.M_0} = 3.p.\frac{L^2}{32} + \frac{p^2.L^4}{16^2.2.p.L^2} = \frac{49}{512}.p.L^2$

Pour la travée 2 non chargée le moment évolue linéairement de $M2 = -p.\frac{L^2}{16}$ sur l'appui gauche à $M3 = 0$ sur l'appui droit.

L'application de la formule des 3 moments à des cas généraux (*n travées de portées identiques et chargées uniformément*) par résolution matricielle effectuée sur EXCEL conduit à l'établissement des tableaux donnés dans le paragraphe qui suit.

Ces tableaux permettent de déterminer instantanément les valeurs des moments maxima sur appuis et en travée.

3.6 – Tableaux de résultats dans le cas particulier des poutres de travées de même portée

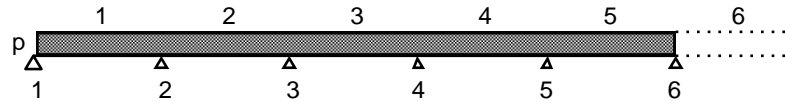


Fig. 23 – Poutres continues de même portée – Toutes travées chargées (charges permanentes)

Tab. 63 - Moments **maximaux** en travée et sur appuis de travées de même portée avec chargement sur toutes les travées

appui n°		2		3		4		5		6		7		8	
travée n°	1		2		3		4		5		6		7		8
3 appuis	14,22	-8,00	14,22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4 appuis	12,50	-10,00	40,00	-10,00	12,50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5 appuis	12,96	-9,33	27,51	-14,00	27,51	-9,33	12,96	-	-	-	-	-	-	-	-
6 appuis	12,84	-9,50	30,08	-12,67	21,71	-12,67	30,08	-9,50	12,84	-	-	-	-	-	-
7 appuis	12,87	-9,45	29,35	-13,00	23,09	-11,56	23,09	-13,00	29,35	-9,45	12,87	-	-	-	-
8 appuis	12,86	-9,47	29,54	-12,91	22,71	-11,83	24,70	-11,83	22,71	-12,91	29,54	-9,47	12,86	-	-
9 appuis	12,86	-9,46	29,49	-12,93	22,81	-11,76	24,25	-12,13	24,25	-11,76	22,81	-12,93	29,49	-9,46	12,86

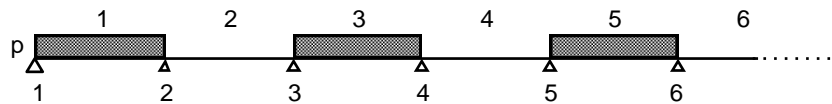


Fig. 24 - Poutres continues de même portée – Travées impaires chargées

Tab. 64 - Moments **maximaux** en travée et sur appuis de travées de même portée avec chargement des travées impaires

appui n°		2		3		4		5		6		7		8	
travée n°	1		2		3		4		5		6		7		8
3 appuis	10,45	-16,00	-32,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4 appuis	9,88	-20,00	-20,00	-20,00	9,88	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5 appuis	10,04	-18,67	-22,40	-28,00	12,42	-18,67	-37,33	-	-	-	-	-	-	-	-
6 appuis	9,99	-19,00	-21,71	-25,33	11,69	-25,33	-21,71	-19,00	9,99	-	-	-	-	-	-
7 appuis	10,00	-18,91	-21,89	-26,00	11,88	-23,11	-24,47	-26,00	12,59	-18,91	-37,82	-	-	-	-
8 appuis	10,00	-18,93	-21,85	-25,82	11,83	-23,67	-23,67	-23,67	11,83	-25,82	-21,85	-18,93	10,00	-	-
9 appuis	10,00	-18,93	-21,86	-25,87	11,85	-23,52	-23,88	-24,25	12,03	-23,52	-24,63	-25,87	12,60	-18,93	-37,85

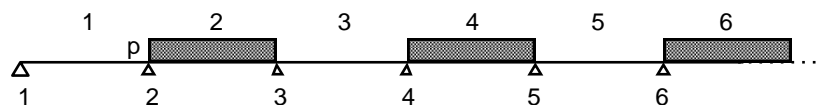


Fig. 25 - Poutres continues de même portée – Travées paires chargées

Tab. 65 - Moments **maximaux** en travée et sur appuis de travées de même portée avec chargement des travées paires

appui n°		2		3		4		5		6		7		8	
travée n°	1		2		3		4		5		6		7		8
3 appuis	-32,00	-16,00	10,45	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4 appuis	-40,00	-20,00	13,33	-20,00	-40,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5 appuis	-37,33	-18,67	12,42	-28,00	-22,40	-18,67	10,04	-	-	-	-	-	-	-	-
6 appuis	-38,00	-19,00	12,65	-25,33	-25,33	-25,33	12,65	-19,00	-38,00	-	-	-	-	-	-
7 appuis	-37,82	-18,91	12,59	-26,00	-24,47	-23,11	11,88	-26,00	-21,89	-18,91	10,00	-	-	-	-
8 appuis	-37,87	-18,93	12,61	-25,82	-24,70	-23,67	12,09	-23,67	-24,70	-25,82	12,61	-18,93	-37,87	-	-
9 appuis	-37,85	-18,93	12,60	-25,87	-24,63	-23,52	12,03	-24,25	-23,88	-23,52	11,85	-25,87	-21,86	-18,93	10,00

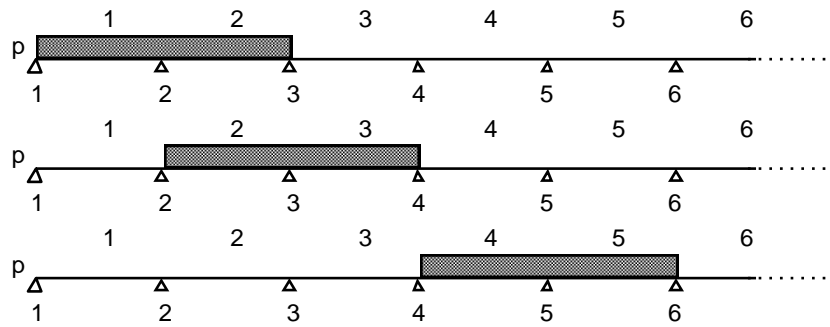


Fig. 26 – Poutres continues de même portée – Chargement par paires de travées adjacentes

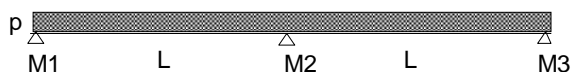
Tab. 66 - Moments **maximaux** en travée et sur appuis de travées de même portée avec chargement par couples de travées adjacentes

appui n°		2		3		4		5		6		7		8	
travée n°	1	2	2	3	3	4	4	5	5	6	6	7	7	8	8
4 ap. 1&2	13,61	-8,57	18,70	-30,00	-60,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5 ap. 1&2	13,57	-8,62	19,11	-28,00	-74,67	112,00	224,00	-	-	-	-	-	-	-	-
2&3	-56,00	-28,00	17,82	-9,33	17,82	-28,00	-56,00	-	-	-	-	-	-	-	-
enveloppe	13,57	-8,62	17,82	-9,33	17,82	-28,00	-56,00	-	-	-	-	-	-	-	-
6 ap. 1&2	13,57	-8,62	19,14	-27,87	-76,00	104,50	278,67	418,00	836,00	-	-	-	-	-	-
2&3	-55,73	-27,87	17,76	-9,39	18,20	-26,13	-69,67	104,50	209,00	-	-	-	-	-	-
enveloppe	13,57	-8,62	17,76	-9,39	18,20	-26,13	-69,67	104,50	209,00	-	-	-	-	-	-
7 ap. 1&2	13,57	-8,62	19,14	-27,86	-76,10	104,00	283,64	390,00	-1040	1560	3120	-	-	-	-
2&3	-55,71	-27,86	17,75	-9,40	18,22	-26,00	-70,91	97,50	260,00	-390,00	780,00	-	-	-	-
3&4	208,00	104,00	-69,33	-26,00	18,13	-9,45	18,13	-26,00	-69,33	104,00	208,00	-	-	-	-
enveloppe	13,57	-8,62	17,75	-9,40	18,13	-9,45	18,13	-26,00	-69,33	104,00	208,00	-	-	-	-
8 ap. 1&2	13,57	-8,62	19,14	-27,86	-76,10	103,96	284,00	388,13	-1059	1456	3881	-5822	-11644	-	-
2&3	-55,71	-27,86	17,75	-9,40	18,23	-25,99	-71,00	97,03	264,64	-363,88	970,33	1456	2911	-	-
3&4	207,93	103,96	-69,31	-25,99	18,13	-9,46	18,16	-25,88	-70,57	97,03	258,76	-388,13	776,27	-	-
enveloppe	13,57	-8,62	17,75	-9,40	18,13	-9,46	18,16	-25,88	-70,57	97,03	258,76	-388,13	776,27	-	-
9 ap. 1&2	13,57	-8,62	19,14	-27,86	-76,11	103,96	284,03	388,00	-1060	1449	3951	-5432	-14485	21728	43456
2&3	-55,71	-27,86	17,75	-9,40	18,23	-25,99	-71,01	97,00	264,98	-362,13	-987,6	1358	3621	-5432	-10864
3&4	207,92	103,96	-69,31	-25,99	18,13	-9,46	18,16	-25,87	-70,66	96,57	263,37	-362,13	965,69	1449	2897
4&5	776,00	-388,0	258,67	97,00	-70,55	-25,87	18,16	-9,46	18,16	-25,87	-70,55	97,00	258,67	388,00	776,00
enveloppe	13,57	-8,62	17,75	-9,40	18,13	-9,46	18,16	-9,46	18,16	-25,87	-70,55	97,00	258,67	388,00	776,00

Ce tableau n'est donné que pour les couples de travées chargées situées en partie gauche. Les valeurs pour les couples de travées chargées situées en partie droite sont symétriques

Portée des travées 1 et 2 : L
Charge linéaire uniforme : p

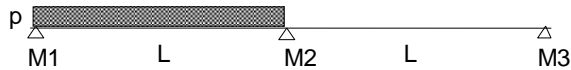
1^{er} cas : travées 1 et 2 chargées :



Par lecture dans le **Tab. 63** pour 3 appuis : $M2 = -p \cdot \frac{L^2}{8}$

Valeur du moment maximum : $M_M = p \cdot \frac{L^2}{14,22} = \frac{9}{128} \cdot p \cdot L^2$ identique dans les deux travées

2^{ème} cas : travée 1 chargée :



Par lecture dans le **Tab. 64** pour 3 appuis : $M_2 = -p \cdot \frac{L^2}{16}$

Valeur du moment maximum : $M_M = p \cdot \frac{L^2}{10,45} = \frac{49}{512} \cdot p \cdot L^2$ pour la travée 1

Valeur du moment à mi-travée : $M_{0,5} = -p \cdot \frac{L^2}{32}$ pour la travée 2

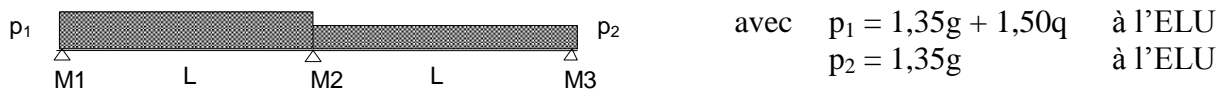
4. – REDISTRIBUTION DES MOMENTS [EC2, § 5.5]

4.1 – pourquoi redistribuer les moments sur appuis ?

L'application de la méthode RdM des 3 moments vue précédemment permet de déterminer les valeurs maximales des moments en travée et sur appuis. Ces valeurs maximales ne sont pas issues du même cas de chargement.

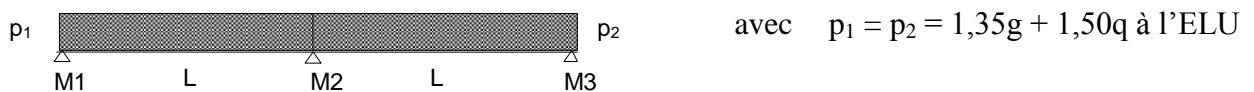
Par exemple pour une poutre sur 3 appuis :

Le moment maximal sur la travée de gauche est donné par le chargement :



(cas de charge symétrique pour obtenir le moment maximal sur la travée de droite).

Le moment maximal sur appui central est donné par le chargement :



L'utilisation de l'enveloppe des sollicitations engendrées par ces différents chargements donne donc une sécurité vis-à-vis de la vérification de l'équation :

$$M_{0,5} = M_0 + \frac{M_1 + M_2}{2}$$

4.2 – Aspect réglementaire

L'Eurocode 2 permet de redistribuer les moments sur appuis en les multipliant par un coefficient δ . Cette redistribution est favorable vis-à-vis du dimensionnement car ce sont souvent les moments sur appuis qui conditionnent le coffrage.

Ce coefficient est borné $0,7 \leq \delta \leq 1,0$.

Il faut néanmoins veiller à ce que le moment au nu de l'appui après redistribution ne soit pas inférieur à 65% du moment maximum RdM sur l'appui.

Nota important : l'Eurocode 2 partie feu limite également la valeur de δ .

L'EC2 de base l'a limitée à l'ELU, l'annexe nationale française l'autorise également en ELS.

L'EC2 l'autorise sous les conditions suivantes :

- le rapport des portées est compris entre 0,5 et 2
- les éléments sont sollicités principalement en flexion (donc pas pour les poteaux)
- le coefficient de redistribution $\delta = M_{\text{après}}/M_{\text{avant}}$ est fonction de l'état de sollicitation de la section (plus la section est sollicitée, moins on peut redistribuer) par l'intermédiaire de la hauteur comprimée x_u

Tab. 67 - Coefficient de redistribution : $\delta = M_{\text{après}}/M_{\text{avant}}$ (Fig. 27 et Tab. 68)

Classe d'acier	$f_{ck} \leq 50$ MPa	$f_{ck} > 50$ MPa
A (peu ductile)	$\delta = 0,44 + 1,25 \frac{x_u}{d} \geq 0,8$	$\delta = 0,54 + 1,25 \left(0,6 + \frac{1,4}{\epsilon_{cu2}}\right) \frac{x_u}{d} \geq 0,8$
B ou C (ductile ou très ductile)	$\delta = 0,44 + 1,25 \frac{x_u}{d} \geq 0,7$	$\delta = 0,54 + 1,25 \left(0,6 + \frac{1,4}{\epsilon_{cu2}}\right) \frac{x_u}{d} \geq 0,7$

Pour $f_{ck} = 55$ MPa : $\epsilon_{cu2} = 3,1$; $f_{ck} = 60$ MPa : $\epsilon_{cu2} = 2,9$; $f_{ck} = 70$ MPa : $\epsilon_{cu2} = 2,7$; $f_{ck} \geq 80$ MPa : $\epsilon_{cu2} = 2,6$

Le coefficient de redistribution peut être différent pour chaque combinaison de charges. En particulier, on peut le choisir de telle sorte que le moment maximal en valeur absolue sur appui, déterminé par les cas d) et suivants (voir **Tab. 66** ci-dessus) soit diminué pour être rapproché du (voire égal au) moment des cas de charges a) b) et c).

On ne connaît le coefficient de redistribution que si l'on connaît le moment redistribué (soit $\mu_{\text{après}}$ exprimé en moment réduit : $\mu = M / (bd^2 f_{cd})$). On procède alors par itérations successives ou bien on utilise l'abaque de la **Fig. 27** ou le **Tab. 68**.

Tab. 68 - Coefficient de redistribution δ en fonction du moment réduit $\mu_{\text{avant}} = \frac{M_{\text{Ed}}}{bd^2 f_{cd}}$ **avant** redistribution

($f_{ck} \leq 50$ MPa)

μ_{avant}	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$\leq 0,2$	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7
0,21	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7001	0,7024
0,22	0,7046	0,7069	0,7092	0,7115	0,7138	0,7162	0,7186	0,721	0,7234	0,7259
0,23	0,7284	0,7309	0,7334	0,7360	0,7386	0,7412	0,7438	0,7465	0,7492	0,7519
0,24	0,7547	0,7575	0,7603	0,7632	0,7661	0,7690	0,7720	0,7750	0,7781	0,7812
0,25	0,7843	0,7875	0,7907	0,7939	0,7972	0,8006	0,8040	0,8074	0,8109	0,8145
0,26	0,8181	0,8218	0,8255	0,8293	0,8331	0,8370	0,8410	0,8450	0,8492	0,8533
0,27	0,8576	0,8620	0,8664	0,8709	0,8756	0,8803	0,8851	0,8900	0,8951	0,9002
0,28	0,9055	0,9109	0,9165	0,9222	0,9280	0,9341	0,9403	0,9467	0,9533	0,9601
0,29	0,9672	0,9746	0,9822	0,9902	0,9985	1	1	1	1	1
$\geq 0,3$	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

Exemple d'utilisation du tableau. Pour un μ_{avant} de 0,257 (0,25 en 1^{re} colonne et colonne 7), on lit $\delta = 0,8074$ ce qui correspond à un $\mu_{\text{après}}$ de $0,257 \times 0,8074 = 0,2075$

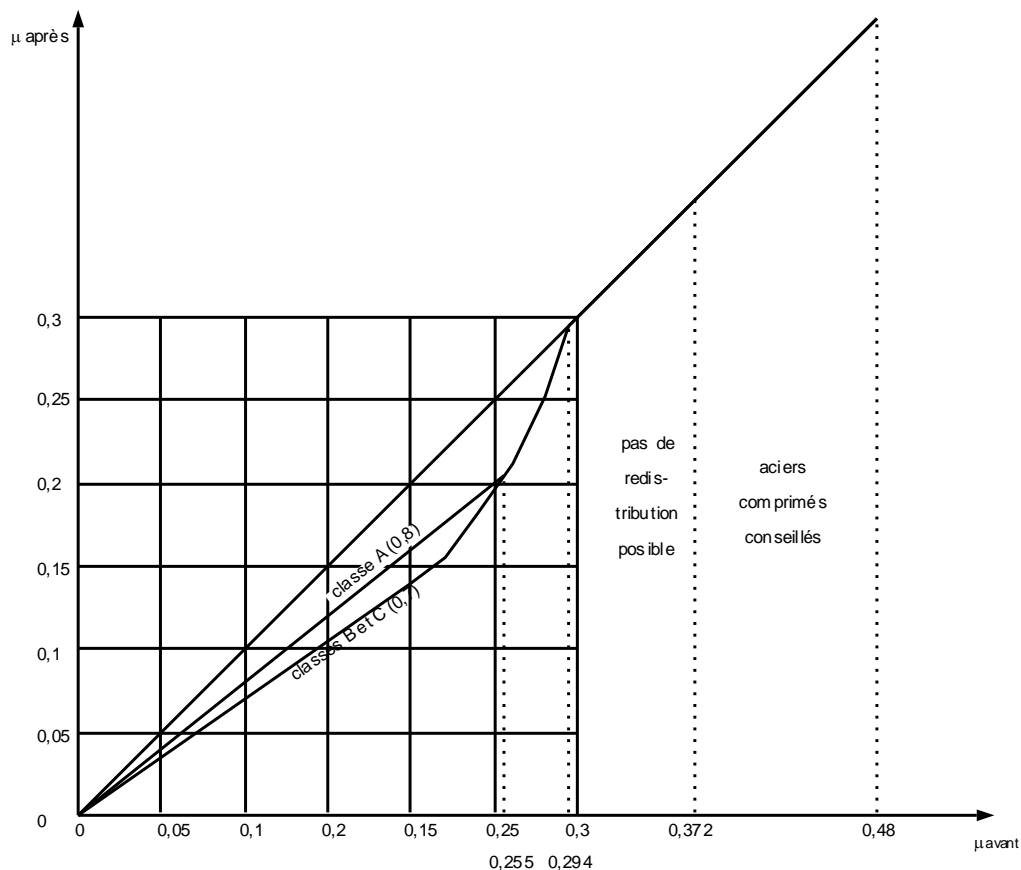


Fig. 27 – Moments avant et après redistribution

4.3 – Exemple 1 d'application de la redistribution des moments

Deux travées de 6m40 entre nus de poteaux.

Poteaux 0,30 m ; 0,40 m ; 0,30 m

Charge permanente $g = 40 \text{ kN/m}$ et charge d'exploitation : $q = 24 \text{ kN/m}$.

Section 0,35 m \times 0,70 m ht. Hauteur utile a priori : $d = 0,9$ $h = 0,63$ m

Portées à prendre en compte

Par application de **Fig. 18** on détermine les portées de calcul des 2 travées.

$$L_{\text{eff},1} = L_1 + 0,5 \cdot t_1 + 0,5 \cdot t_2 = 6,40 + 0,5 \times 0,30 + 0,5 \times 0,40 = 6,75\text{m}$$

$$L_{\text{eff},2} = L_2 + 0,5 \cdot t_2 + 0,5 \cdot t_3 = 6,40 + 0,5 \times 0,40 + 0,5 \times 0,30 = 6,75\text{m}$$

Cas de charges à considérer

- les deux travées avec la charge q pour le calcul du moment maximal sur appui central
- la travée gauche avec la charge q pour le calcul du moment maximal en travée gauche
- la travée droite avec la charge q pour le calcul du moment maximal en travée droite

Calcul des moments

$$\text{Moment sur appui : } M = - \frac{p_1 \cdot L_1^2 + p_2 \cdot L_2^2}{16}$$

$$\text{Moment à mi-travée : } M_{0,5} = M_o + M / 2$$

$$\text{Moment maximal en travée : } M_M = M_{0,5} + \frac{(\Delta M)^2}{16 \cdot M_o}$$

Charge p en travée chargée : $1,35 g + 1,50 q = 1,35 \times 40 + 1,50 \times 24 = 90 \text{ kN/m}$

Charge p en travée non chargée : $1,35 g = 1,35 \times 40 = 54 \text{ kN/m}$

Cas de charge	Charge en travée 1	Charge en travée 2	Moment isostatique ⁽¹⁾ M_0	Moment sur appui M	Moment à mi-travée 1 M_t	Moment maxi en travée 1 M_M
a	90	90	512,6	-512,6	256,3	288,3
b	90	54	512,6	-410,1	307,5	328,1
c	54	90	307,5	-410,1	102,5	136,7

$$(1) \text{ Moment isostatique : } M_0 = \frac{p \cdot L^2}{8}$$

La solution optimale est de redistribuer suffisamment pour diminuer le moment sur appui, sans augmenter le moment en travée. Donc, le moment sur appui maximal, obtenu avec le cas (a), une fois redistribué, doit être égal au maximum des deux cas (b) et (c) : le coefficient de redistribution devient :

$$\delta = \frac{410,1}{512,6} = 0,80$$

Supposons que nous ne connaissions par la nature de l'acier qui sera utilisé sur le chantier, par prudence nous retiendrons $\delta \geq 0,8$ puisque la limite est 0,8 pour les aciers de classe A (peu ductile) et 0,7 pour les aciers de classe B et C.

On vérifie que l'on a le droit de redistribuer cette valeur en utilisant le **Tab. 68** précédent.

$$\text{Moment relatif : } \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{0,5126}{0,35 \times 0,63^2 \times 16,7} = 0,221$$

Lecture du **Tab. 68** : ligne 0,22 et colonne 1 (pour un millième) : **0,707**

On peut donc redistribuer jusqu'à 0,707, mais on est limité ici par la condition qu'on s'est imposée de non augmentation du moment en travée (raison économique, augmenter une section d'acier en travée se répercute sur une longueur plus grande qu'en chapeau). Donc : $\delta = 0,8$

Pour $\delta = 0,8$ les moments du cas de (a) deviennent ceux du cas (d) suivant :

Cas de charge	Charge en travée 1	Charge en travée 2	Moment isostatique ⁽¹⁾ M_0	Moment sur appui M	Moment à mi-travée 1 M_t	Moment maxi en travée 1 M_M
d	90	90	512,6	-410,1 ⁽¹⁾	307,5	328,1

$$(1) \delta \times 512,6 = 410,1$$

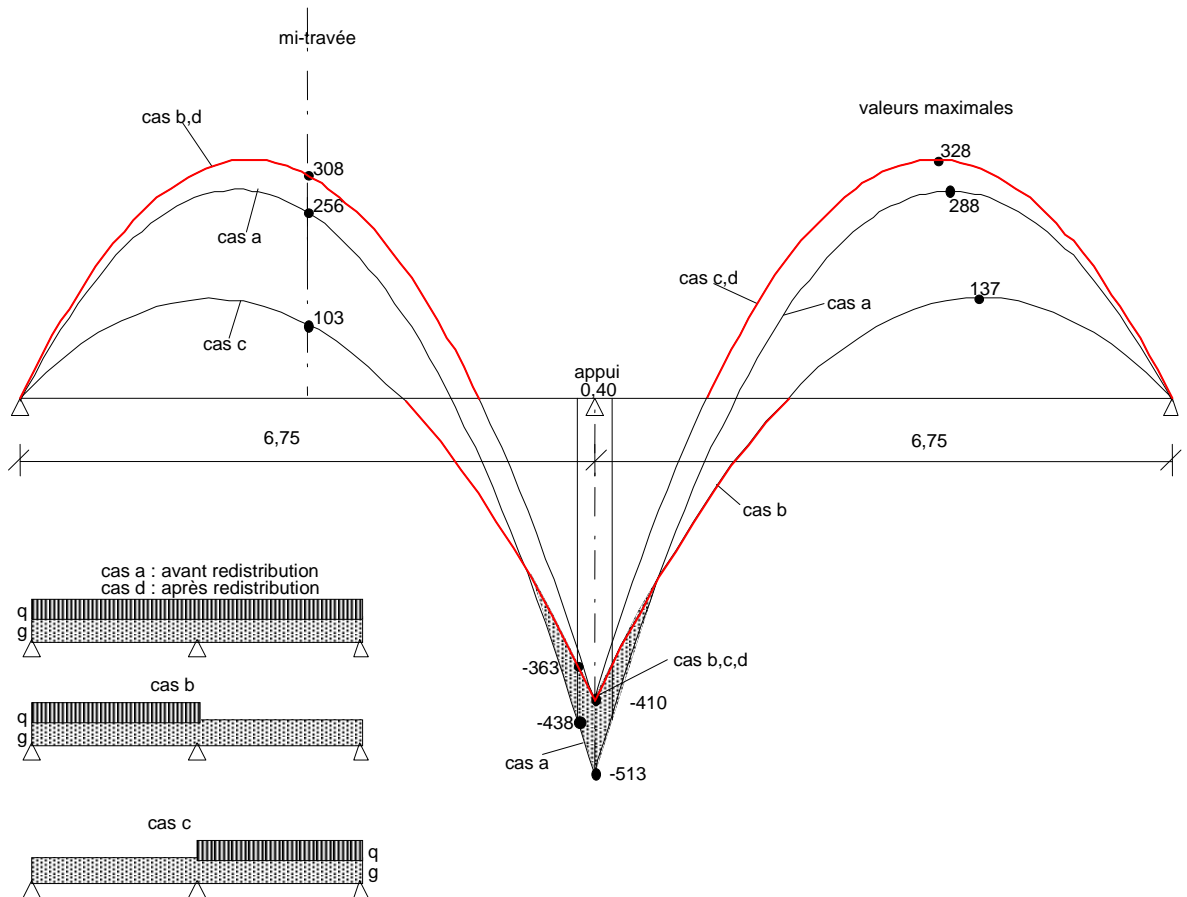


Fig. 28 - Exemple de redistribution des moments ($\delta = 0,8$) et gain d'acier sur appui

Vérifications

$$M_{0,5} - \frac{M_1 + M_2}{2} \geq M_0 \rightarrow 307,5 - \frac{-410,1}{2} = 512,6 \quad OK$$

$$M_n \geq 0,65M_a \rightarrow 363 \geq 0,65 \times 513 = 333,5 \quad OK$$

4.4 – Exemple 2 d'application de la redistribution des moments

Deux travées de 6m40 entre nus de poteaux.

Poteaux 0,30 m ; 0,40 m ; 0,30 m

Charge permanente $g = 47$ kN/m et charge d'exploitation : $q = 28$ kN/m.

Section 0,35 m \times 0,70 m ht. Hauteur utile a priori : $d = 0,9$ h = 0,63 m

Portées à prendre en compte

Par application de **Fig. 18** on détermine les portées de calcul des 2 travées.

$$L_{\text{eff},1} = L_1 + 0,5.t_1 + 0,5.t_2 = 6,40 + 0,5 \times 0,30 + 0,5 \times 0,40 = 6,75\text{m}$$

$$L_{\text{eff},2} = L_2 + 0,5.t_2 + 0,5.t_3 = 6,40 + 0,5 \times 0,40 + 0,5 \times 0,30 = 6,75\text{m}$$

Cas de charges à considérer

- d) les deux travées avec la charge q pour le calcul du moment maximal sur appui central
- e) la travée gauche avec la charge q pour le calcul du moment maximal en travée gauche
- f) la travée droite avec la charge q pour le calcul du moment maximal en travée droite

Calcul des moments

$$\text{Moment sur appui : } M = - \frac{p_1 \cdot L_1^2 + p_2 \cdot L_2^2}{16}$$

$$\text{Moment à mi-travée : } M_{0,5} = M_0 + M / 2$$

$$\text{Moment maximal en travée : } M_M = M_{0,5} + \frac{(\Delta M)^2}{16 \cdot M_0}$$

Charge p en travée chargée : $1,35 g + 1,50 q = 1,35 \times 47 + 1,50 \times 28 = 105,45 \text{ kN/m}$

Charge p en travée non chargée : $1,35 g = 1,35 \times 47 = 63,45 \text{ kN/m}$

Cas de charge	Charge en travée 1	Charge en travée 2	Moment isostatique ⁽¹⁾ M_0	Moment sur appui M	Moment à mi-travée 1 M_t	Moment maxi en travée 1 M_M
a	105,45	105,45	600,6	-600,6	300,3	337,8
b	105,45	63,45	600,6	-481,0	360,1	384,2
c	63,45	105,45	361,4	-481,0	120,9	160,9

$$(1) : \text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{p \cdot L^2}{8}$$

La solution optimale est de redistribuer suffisamment pour diminuer le moment sur appui, sans augmenter le moment en travée. Donc, le moment sur appui maximal, obtenu avec le cas (a), une fois redistribué, doit être égal au maximum des deux cas (b) et (c) : le coefficient de redistribution devient :

$$\delta = \frac{481,0}{600,6} = 0,80$$

Supposons que nous ne connaissions par la nature de l'acier qui sera utilisé sur le chantier, par prudence nous retiendrons $\delta \geq 0,8$ puisque la limite est 0,8 pour les aciers de classe A (peu ductile) et 0,7 pour les aciers de classe B et C.

On vérifie que l'on a le droit de redistribuer cette valeur en utilisant le **Tab. 68** précédent.

$$\text{Moment relatif : } \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{0,6006}{0,35 \times 0,63^2 \times 16,7} = 0,259$$

Lecture du **Tab. 68** : ligne 0,25 et colonne 9 (pour 9 millièmes) : **0,8145**

L'état de sollicitation de la section ne permet de redistribuer que jusqu'à 0,8145.

La courbe des moments en travée sera au dessus de celles des cas (b) et (c).

Donc : $\delta = 0,8145$

Pour $\delta = 0,8145$ les moments du cas de (a) deviennent ceux du cas (d) suivant

Cas de charge	Charge en travée 1	Charge en travée 2	Moment isostatique ⁽¹⁾ M_0	Moment sur appui M	Moment à mi-travée 1 M_t	Moment maxi en travée 1 M_M
d	105,45	105,45	600,6	-489,2 ⁽¹⁾	356,0	380,9

$$(1) \delta \times 600,6 = 489,2$$

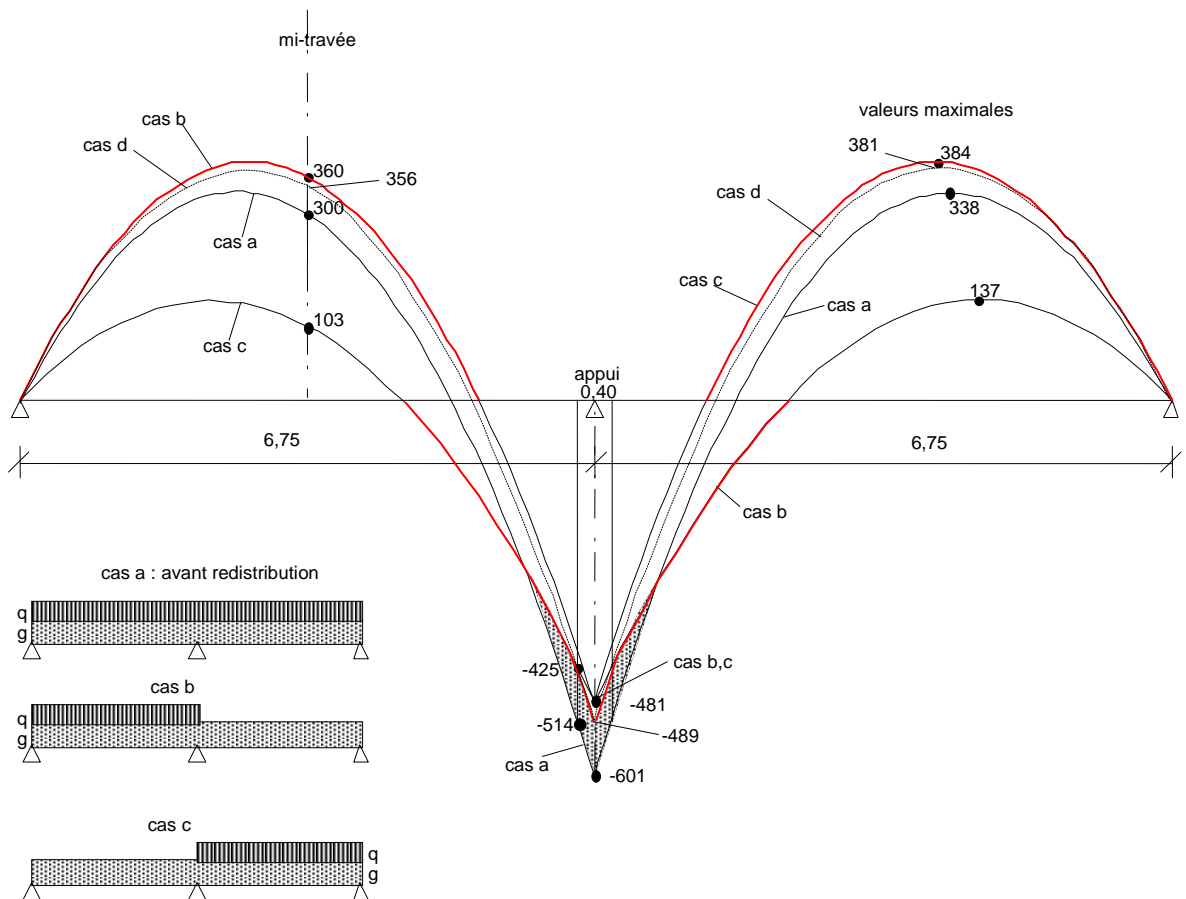


Fig. 29 - Exemple de redistribution des moments ($\delta = 0,8145$) et gain d'acier sur appui

Vérifications

$$M_{0,5} - \frac{M_1 + M_2}{2} \geq M_0 \rightarrow 360,0 - \frac{-489,2}{2} = 604,6 \quad OK$$

$$M_n \geq 0,65M_a \rightarrow 425 \geq 0,65 \times 601 = 390,7 \quad OK$$

5. – COMMENT REDUIRE LES MOMENTS SUR APPUIS ?

Les moments sur appuis obtenus sont généralement supérieurs (en valeur absolue) aux moments maximaux en travée et conditionnent le dimensionnement des sections des poutres.

Sur appuis : la section de la poutre à considérer est rectangulaire car on ne peut pas bénéficier d'une table de compression.

En travée : la hauteur de la poutre peut être optimisée par la prise en compte du plancher qui fait office de table de compression.

On est donc doublement pénalisé sur appuis.

Si l'on veut limiter la hauteur des poutres pour des raisons de coût ou de gain de hauteur sur le bâtiment, il est important de diminuer les moments sur appuis. On peut utiliser les méthodes suivantes :

- a) prise en compte des déformations d'effort tranchant, ce qui se traduit par des diminutions d'autant plus importantes que le rapport h/L est grand (voir clause 5.1.1 (8) de l'EC2);
- b) prise en compte des inerties variables des sections en T en travées et des sections rectangulaires dans les zones d'appui (voir clause 5.3.2.1 (4) de l'EC2);

Ces deux méthodes peuvent ensuite être cumulées avec les méthodes suivantes :

- c) redistribution limitée des moments selon la clause 5.5 de l'EC2 (*vue précédemment*);
- d) méthode des rotules plastiques selon la clause 5.6 de l'EC2.

5.1 – Prise en compte des déformations d'effort tranchant :

5.1.1 Principe :

La rotation due à l'effort tranchant vaut : $\gamma = \frac{-V}{G.S'}$

La flèche due à l'effort tranchant vaut : $f_v = \frac{-M}{G.S'}$

Avec : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

ν : coefficient de poisson prenant la valeur 0 pour des sections fissurées et 0,2 pour des sections non fissurées (EC2-1-1, §3.1.3 (4)).

$S' = \frac{5}{6} \cdot b \cdot h$ pour une section rectangulaire

$S' = \frac{9}{10} \cdot \frac{\pi \cdot \varnothing^2}{4}$ pour une section circulaire

En posant $d_1 = \frac{1}{L_1 \cdot G \cdot S'_1}$ et $d_2 = \frac{1}{L_2 \cdot G \cdot S'_2}$

Pour les travées d'inertie constante l'équation des trois moments complète devient :

$$(b_1 - d_1) \cdot M_0 + (a_2 + c_1 + d_1 + d_2) \cdot M_1 + (b_2 - d_2) \cdot M_2 = -\omega_g + \omega_d$$

5.1.2 Application à l'Exemple 2 précédent :

On rappelle que dans le cas d'une poutre d'inertie constante de longueur L , les coefficients de souplesse a , b et c peuvent s'écrire simplement :

$$a = c = \frac{L}{3 \cdot E \cdot I} \text{ et } b = \frac{L}{6 \cdot E \cdot I}$$

De même les expressions des rotations peuvent s'écrire de la manière suivante :

$$\omega_g = \frac{p \cdot L^3}{24 \cdot E \cdot I} \text{ et } \omega_d = -\frac{p \cdot L^3}{24 \cdot E \cdot I}$$

Pour l'exemple 2, constitué d'une poutre à 2 travées de longueur identique, d'inertie constante et chargées uniformément, l'équation des 3 moments complète se simplifie à l'expression :

$$\left(\frac{2 \cdot L}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{2}{L \cdot G \cdot S'} \right) M_1 = -\frac{p \cdot L^3}{12 \cdot E \cdot I}$$

En tenant compte de d_1 et d_2 , les valeurs calculées précédemment sont modifiées comme suit :

Cas de charge	Charge en travée 1	Charge en travée 2	Moment isostatique ⁽¹⁾ M_0	Moment sur appui M	Moment à mi-travée 1 M_t	Moment maxi en travée 1 M_M
a	105,45	105,45	600,6	-596,0	302,6	339,6
b	105,45	63,45	600,6	-477,3	361,9	385,6
c	63,45	105,45	361,4	-477,3	122,7	162,1

$$(1) : \text{Moment isostatique} : M_0 = \frac{p \cdot L^2}{8}$$

L'influence des déformations d'effort tranchant est très faible pour l'Exemple 2 considéré (1%).

Nous sommes dans le cadre de la remarque de l'Annexe Nationale qui précise que les déformations d'effort tranchant peuvent être négligées lorsqu'on vérifie le rapport :

$$\frac{h}{L} \leq \frac{1}{5} \quad \text{nous avons ici} \quad \frac{h}{L} = \frac{0,70}{6,75} = \frac{1}{9,64}$$

Nous pouvons effectivement ne pas prendre en compte l'influence des déformations d'effort tranchant.

5.2 – Prise en compte des inerties des sections en té. :

5.2.1 Principe :

Comme nous l'avons vu dans le paragraphe 3.3, il est possible de considérer une largeur de table de compression de façon forfaitaire entre les points de moment nul de chacune des travées.

La méthode des 3 moments est toujours applicable pour déterminer les moments sur appuis mais c'est l'équation générale [5] qu'il faut alors utiliser.

$$b_i \cdot M_{i-1} + (a_{i+1} + c_i) \cdot M_i + b_{i+1} \cdot M_{i+1} = -\omega_g + \omega_d \quad [5]$$

avec

$$a = \int_0^L \left(1 - \frac{x}{L}\right)^2 \frac{dx}{EI}$$
$$c = \int_0^L \left(\frac{x}{L}\right)^2 \frac{dx}{EI}$$
$$b = \int_0^L \left(1 - \frac{x}{L}\right) \frac{x}{L} \frac{dx}{EI}$$

Pour une charge uniformément répartie p :

- rotation à droite de l'appui : $\omega_d = - \int_0^L \left(1 - \frac{x}{L}\right) \frac{p \cdot x(L-x)}{2} \frac{dx}{EI}$

- rotation à gauche de l'appui : $\omega_g = \int_0^L \frac{x}{L} \cdot \frac{p \cdot x(L-x)}{2} \frac{dx}{EI}$

La prise en compte forfaitaire des tables de compression conduit à découper chaque travée de la poutre en 3 tronçons :

- section rectangulaire d'inertie I_1 entre l'appui gauche et le premier point de moment nul
- section en Té d'inertie I_2 entre les deux points de moments nuls
- section rectangulaire d'inertie I_1 entre le deuxième point de moment nul et l'appui droit.

Le premier point de moment nul est à l'abscisse $x_1 = \lambda_1 \cdot L$

Le second point de moment nul est à l'abscisse $x_2 = (1 - \lambda_2) \cdot L$

On pose ainsi :

- λ_1 distance relative entre l'appui gauche et le premier point de moment nul
- λ_2 distance relative entre le deuxième point de moment nul et l'appui droit
- λ_3 distance relative entre l'appui gauche et le deuxième point de moment nul = $1 - \lambda_2$
- λ_4 distance relative entre le premier point de moment nul et l'appui droit = $1 - \lambda_1$
- I_1 moment d'inertie de la section brute rectangulaire
- I_2 moment d'inertie de la section brute en Té

Les paramètres de l'équation générale [5] deviennent ainsi :

$$c = \int_0^L \left(\frac{x}{L} \right)^2 \cdot \frac{dx}{EI} = \frac{L}{E} \left(\int_0^{\lambda_1} \frac{\lambda^2 \cdot d\lambda}{I_1} + \int_{\lambda_1}^{\lambda_3} \frac{\lambda^2 \cdot d\lambda}{I_2} + \int_{\lambda_3}^1 \frac{\lambda^2 \cdot d\lambda}{I_1} \right) = \frac{L}{3E} \left(\frac{\lambda_1^3}{I_1} + \frac{\lambda_3^3 - \lambda_1^3}{I_2} + \frac{1 - \lambda_3^3}{I_1} \right)$$

$$a = \frac{L}{3E} \left(\frac{\lambda_2^3}{I_1} + \frac{\lambda_4^3 - \lambda_2^3}{I_2} + \frac{1 - \lambda_4^3}{I_1} \right)$$

$$b = \frac{L}{6E} \left(\frac{3\lambda_1^2 - 2\lambda_1^3}{I_1} + \frac{3\lambda_3^2 - 2\lambda_3^3 - 3\lambda_1^2 + 2\lambda_1^3}{I_2} + \frac{1 - 3\lambda_3^2 + 2\lambda_3^3}{I_1} \right)$$

$$\omega_g = \int_0^L \frac{\rho L^3}{2EI} \cdot (\lambda^2 - \lambda^3) d\lambda = \frac{\rho L^3}{24E} \left[\frac{4\lambda_1^3 - 3\lambda_1^4}{I_1} + \frac{4\lambda_3^3 - 3\lambda_3^4 - 4\lambda_1^3 + 3\lambda_1^4}{I_2} + \frac{1 - 4\lambda_3^3 + 3\lambda_3^4}{I_1} \right]$$

$$\omega_d = - \frac{\rho L^3}{24E} \left[\frac{4\lambda_2^3 - 3\lambda_2^4}{I_1} + \frac{4\lambda_4^3 - 3\lambda_4^4 - 4\lambda_2^3 + 3\lambda_2^4}{I_2} + \frac{1 - 4\lambda_4^3 + 3\lambda_4^4}{I_1} \right]$$

Par application des valeurs λ_1 et λ_2 recommandées par la clause 5.3.2.1 (2) de l'EC2, on obtient :

Tab. 69 – Valeurs des coefficients de souplesse et des rotations

	Travée de rive gauche	Travée intermédiaire	Travée de rive droite
λ_1	0	0,15	0,15
λ_2	0,15	0,15	0
λ_3	0,85	0,85	1
λ_4	1	0,85	0,85
a	$\frac{L}{24E} \left[\frac{0,027}{I_1} + \frac{7,973}{I_2} \right]$	$\frac{L}{24E} \left[\frac{3,114}{I_1} + \frac{4,886}{I_2} \right]$	$\frac{L}{24E} \left[\frac{3,087}{I_1} + \frac{4,913}{I_2} \right]$
c	$\frac{L}{24E} \left[\frac{3,087}{I_1} + \frac{4,913}{I_2} \right]$	= a	$\frac{L}{24E} \left[\frac{0,027}{I_1} + \frac{7,973}{I_2} \right]$
b	$\frac{L}{24E} \left[\frac{0,243}{I_1} + \frac{3,757}{I_2} \right]$	$\frac{L}{24E} \left[\frac{0,486}{I_1} + \frac{3,514}{I_2} \right]$	$\frac{L}{24E} \left[\frac{0,243}{I_1} + \frac{3,757}{I_2} \right]$
ω_d	$-\frac{\rho L^3}{24E} \left[\frac{0,012}{I_1} + \frac{0,988}{I_2} \right]$	$-\frac{\rho L^3}{24E} \left[\frac{0,1215}{I_1} + \frac{0,8785}{I_2} \right]$	$-\frac{\rho L^3}{24E} \left[\frac{0,1095}{I_1} + \frac{0,8905}{I_2} \right]$
ω_g	$\frac{\rho L^3}{24E} \left[\frac{0,1095}{I_1} + \frac{0,8905}{I_2} \right]$	= - ω_g	$\frac{\rho L^3}{24E} \left[\frac{0,012}{I_1} + \frac{0,988}{I_2} \right]$

I_1 : moment d'inertie de la section rectangulaire et I_2 : moment d'inertie de la section en Té

ω_g = rotation à gauche de l'appui

5.2.2 Application à l'Exemple 2 précédent :

On considère que la poutre supporte une dalle d'épaisseur 20cm et que la portée de la dalle entre nus de poutres est de 6m00.

Largeur de table à prendre en compte : d'après EC2, §5.3.2.1 :

Les deux travées étant identiques on obtient pour chacune :

- à gauche : $b_{\text{eff},1} = \text{Min}[b_1 ; 0,2 b_1 + 0,1 L_o ; 0,2 L_o] = 1,148 \text{ m}$
- à droite : $b_{\text{eff},2} = \text{Min}[b_2 ; 0,2 b_2 + 0,1 L_o ; 0,2 L_o] = 1,148 \text{ m}$

avec : $L_o = 5,738 \text{ m}$
 $b_1 = b_2 = 3,00 \text{ m}$

La largeur participante de la table vaut : $b_{\text{eff}} = b_w + b_{\text{eff},1} + b_{\text{eff},2} = 2,646 \text{ m}$

Inertie des sections à prendre en compte :

Section rectangulaire 0,35 m × 0,70 m ht : $I_1 = \frac{b_w \cdot h^3}{12} = 0,010 \text{ m}^4$.
Aire : $S_1 = b_w \cdot h = 0,245 \text{ m}^2$.

Section en Té avec les débords calculés ci-dessus : I_2

Inertie des débords : $I_t = \frac{(b_{\text{eff}} - b_w) \cdot t^3}{12} = 0,00153 \text{ m}^4$.
Aire : $S_t = (b_{\text{eff}} - b_w) \cdot t = 0,459 \text{ m}^2$.

avec : $t = 0,20 \text{ m}$

Moment statique des différentes sections par rapport à la fibre supérieure :

$\mathcal{M}_1 = S_1 \cdot \frac{h}{2} = 0,08575 \text{ m}^3$.
 $\mathcal{M}_t = S_t \cdot \frac{t}{2} = 0,0459 \text{ m}^3$.

Position du centre de gravité de la section complète par rapport à la fibre supérieure :

$y_g = (\mathcal{M}_1 + \mathcal{M}_t) / (S_1 + S_t) = 0,187 \text{ m}$

Inertie de la section en Té par partir des calculs précédent et par application du théorème d'Huygens :

$I_g = I + S \cdot d^2$
On obtient : $I_2 = 0,0215 \text{ m}^4$.

Valeurs des coefficients de souplesse et des rotations :

On étudie deux cas :

- a) les deux travées avec la charge q pour le calcul du moment maximal sur appui central
- b) la travée gauche avec la charge q pour le calcul du moment maximal en travée gauche

cas a) :

	Travée de rive gauche		Travée de rive droite	
λ_1	0		0,15	
λ_2	0,15		0	
λ_3	0,85		1	
λ_4	1		0,85	
a	$\frac{L}{24 E} \left[\frac{0,027}{l_1} + \frac{7,973}{l_2} \right]$	0,0034	$\frac{L}{24 E} \left[\frac{3,087}{l_1} + \frac{4,913}{l_2} \right]$	0,0049
c	$\frac{L}{24 E} \left[\frac{3,087}{l_1} + \frac{4,913}{l_2} \right]$	0,0018	$\frac{L}{24 E} \left[\frac{0,027}{l_1} + \frac{7,973}{l_2} \right]$	0,0018
b	$\frac{L}{24 E} \left[\frac{0,243}{l_1} + \frac{3,757}{l_2} \right]$	0,0049	$\frac{L}{24 E} \left[\frac{0,243}{l_1} + \frac{3,757}{l_2} \right]$	0,0034
Chargement (kN/ml)	Travée chargée	$p = 105,45$	Travée chargée	$p = 105,45$
ω_d	$-\frac{pL^3}{24 E} \left[\frac{0,012}{l_1} + \frac{0,988}{l_2} \right]$	-0.00205	$-\frac{pL^3}{24 E} \left[\frac{0,1095}{l_1} + \frac{0,8905}{l_2} \right]$	-0.00228
ω_g	$\frac{pL^3}{24 E} \left[\frac{0,1095}{l_1} + \frac{0,8905}{l_2} \right]$	0,00228	$\frac{pL^3}{24 E} \left[\frac{0,012}{l_1} + \frac{0,988}{l_2} \right]$	0,00205

cas b) :

	Travée de rive gauche		Travée de rive droite	
λ_1	0		0,15	
λ_2	0,15		0	
λ_3	0,85		1	
λ_4	1		0,85	
a	$\frac{L}{24 E} \left[\frac{0,027}{l_1} + \frac{7,973}{l_2} \right]$	0,0034	$\frac{L}{24 E} \left[\frac{3,087}{l_1} + \frac{4,913}{l_2} \right]$	0,0049
c	$\frac{L}{24 E} \left[\frac{3,087}{l_1} + \frac{4,913}{l_2} \right]$	0,0018	$\frac{L}{24 E} \left[\frac{0,027}{l_1} + \frac{7,973}{l_2} \right]$	0,0018
b	$\frac{L}{24 E} \left[\frac{0,243}{l_1} + \frac{3,757}{l_2} \right]$	0,0049	$\frac{L}{24 E} \left[\frac{0,243}{l_1} + \frac{3,757}{l_2} \right]$	0,0034
Chargement (kN/ml)	Travée chargée	$p = 105,45$	Travée déchargée	$p = 63,45$
ω_d	$-\frac{pL^3}{24 E} \left[\frac{0,012}{l_1} + \frac{0,988}{l_2} \right]$	-0.00205	$-\frac{pL^3}{24 E} \left[\frac{0,1095}{l_1} + \frac{0,8905}{l_2} \right]$	-0.00137
ω_g	$\frac{pL^3}{24 E} \left[\frac{0,1095}{l_1} + \frac{0,8905}{l_2} \right]$	0,00228	$\frac{pL^3}{24 E} \left[\frac{0,012}{l_1} + \frac{0,988}{l_2} \right]$	0,00124

Cas de charge	Charge en travée 1	Charge en travée 2	Moment isostatique ⁽¹⁾ M ₀	Moment sur appui M	Moment à mi-travée 1 M _t	Moment maxi en travée 1 M _M
a	105,45	105,45	600,6	-468,3	366,4	389,2
b	105,45	63,45	600,6	-375,0	413,1	427,7
c	63,45	105,45	361,4	-375,0	173,8	198,2

$$(1) : \text{Moment isostatique} : M_0 = \frac{p \cdot L^2}{8}$$

Redistribution du moment sur appui :

Le moment sur appui maximal, obtenu avec le cas (a), une fois redistribué, doit être égal au maximum des deux cas (b) et (c) : le coefficient de redistribution devient : $\delta = \frac{375,0}{468,3} = 0,80$

Supposons que nous ne connaissions par la nature de l'acier qui sera utilisé sur le chantier, par prudence nous retiendrons $\delta \geq 0,8$ puisque la limite est 0,8 pour les aciers de classe A (peu ductile) et 0,7 pour les aciers de classe B et C.

On vérifie que l'on a le droit de redistribuer cette valeur en utilisant le **Tab. 68** précédent.

$$\text{Moment relatif} : \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{0,4683}{0,35 \times 0,63^2 \times 16,7} = 0,202$$

Lecture du **Tab. 68** : $\delta = : 0,70$

On peut donc redistribuer jusqu'à 0,70, mais on est limité ici par la condition qu'on s'est imposée de non augmentation du moment en travée (raison économique, augmenter une section d'acier en travée se répercute sur une longueur plus grande qu'en chapeau). Donc : $\delta = 0,80$.

Pour $\delta = 0,80$ les moments du cas de (a) deviennent ceux du cas (d) suivant :

Cas de charge	Charge en travée 1	Charge en travée 2	Moment isostatique ⁽¹⁾ M ₀	Moment sur appui M	Moment à mi-travée 1 M _t	Moment maxi en travée 1 M _M
d	105,45	105,45	600,6	-375,0 ⁽¹⁾	413,1	427,7

$$(1) \delta \times 468,3 = 375,0$$

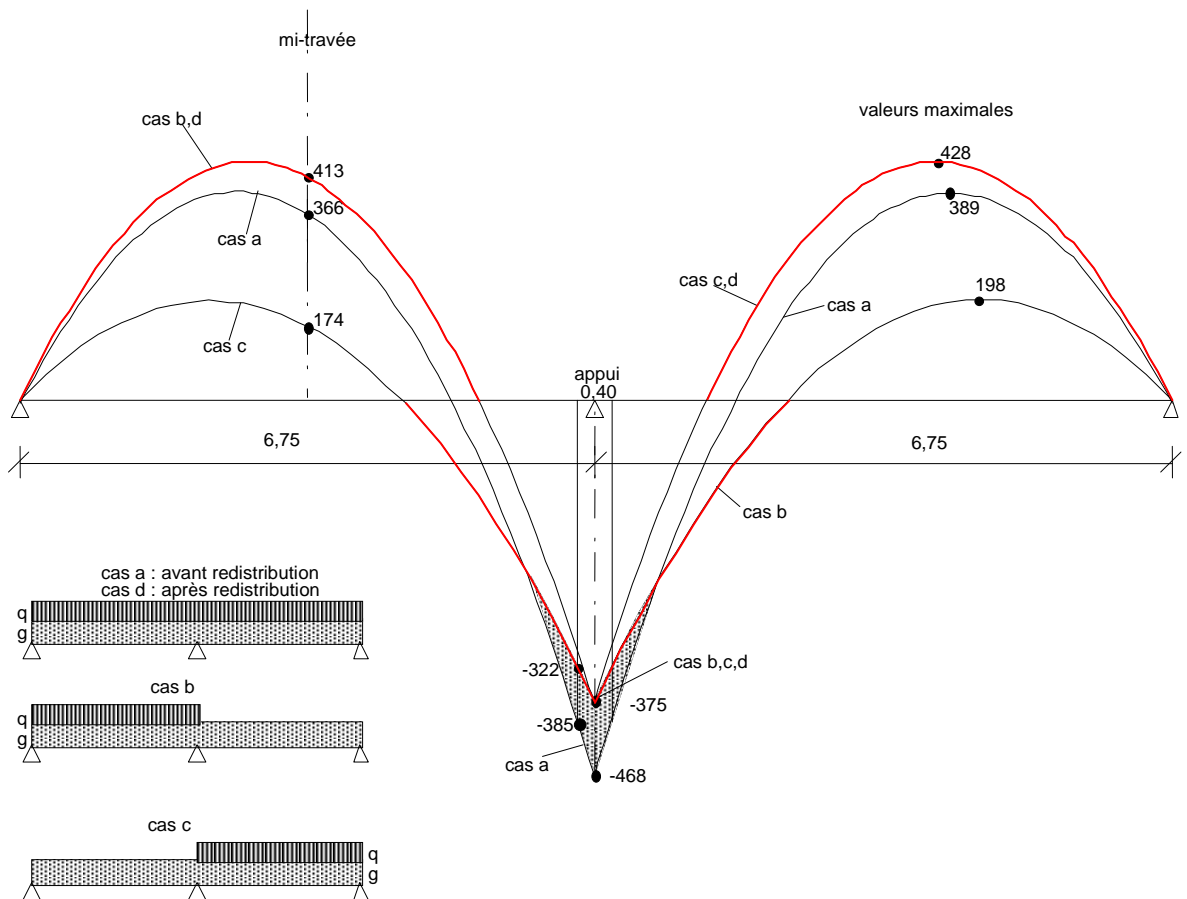


Fig. 30 - Exemple de redistribution des moments ($\delta = 0,80$) et gain d'acier sur appui

NOTA :

Sans prise en compte des inerties des sections en T \acute{e} et avant redistribution nous avons le moment sur appui central qui valait : $M_1 = - \frac{p \cdot L^2}{8} = - 600,6 \text{ kNm}$

Avec prise en compte des inerties des sections en T \acute{e} et avant redistribution nous avons le moment sur appui central qui vaut : $M_1 = - \frac{p \cdot L^2}{11,40} = - 468,3 \text{ kNm}$

C'est \acute{e} quivalent \grave{a} une redistribution de 22%

DIVERSES METHODES DE CALCUL DES DALLES

Sommaire

1. PREAMBULE : LES DIFFERENTS TYPES DE DALLES	125
1.1 – Technologies courantes	125
1.2 – Guide de choix d’une technologie	126
2. METHODES DE CALCUL	128
2.1 – Dans le domaine élastique	128
2.2 – Dans le domaine post-élastique	128
3. DALLES PORTANT DANS UNE DIRECTION	129
3.1 – Cas des dalles uniformément chargées	130
3.2 – Cas des dalles avec des chargements ponctuels ou linéaires	131
4. DALLES PORTANT DANS DEUX DIRECTIONS	132
4.1 – Dalle isostatique articulée sur ses 4 côtés	132
4.1.1 Solution de Navier	132
4.1.2 La solution EC2	135
4.2 – Dalle continue	135
4.2.1 Principe de calcul suivant l’EC2	135
4.2.2 Méthode forfaitaire	136
5. – PLANCHERS-DALLES [EC2, §9.4 et Annexe I.1]	137
5.1 – Description	137
5.2 – Prescriptions de l’EC2 pour le calcul avec la méthode du réseau de poutres	137
5.3 – Prescriptions de l’EC2 pour le ferrailage des planchers-dalles	138
6. – METHODE DES LIGNES DE RUPTURE	140
6.1 – Principe	140
6.2 – Hypothèses concernant les lignes de rupture	140
6.3 – Notations concernant les conditions d’appuis	140
6.3.1 Bord libre ou appui libre	141
6.3.2 Appui articulé	141
6.3.3 Appui encastré	141
6.3.4 Appui ponctuel	141
6.4 – Détermination des moments	142
6.4.1 Travail des forces intérieures	142
6.4.2 Travail des forces extérieures	142
6.4.3 Détermination du schéma rupture privilégié	142
6.5 – Méthode pratique de résolution du problème	143
6.5.1 Tableau	143
6.5.2 Méthode pour les lignes de rupture biaisées	143
6.6 – Application au cas d’une dalle sur deux appuis uniformément chargée	144
6.7 – Exemple	146

Figures

Fig. 1 – Déformation transversale d'une poutre fléchie longitudinalement	129
Fig. 2 – Charge quelconque sur une dalle portant dans une seule direction	131
Fig. 2 – Exemple de table de Barès	134
Fig. 4 – Chargements en damier d'une zone de dalle 5 travées x 5 travées.....	135
Fig. 5 – Chargements pour déterminer les moments sur appuis d'une zone de dalle 5 travées x 5 travées (4 chargements sur les 16 possibles	136
Fig. 6 – Plancher-dalle avec chapiteau et champignon	137
Fig. 7 – Sens de portée	137
Fig. 8 – Planchers-dalles – Principe de découpage en bandes.....	138
Fig. 9 – Planchers-dalles – Concentration des armatures de chapeaux	138
Fig. 10 – planchers-dalles - Armatures sur poteau	138
Fig. 11 – Planchers-dalles – Synthèse des règles de ferrailage	139
Fig. 12 – Planchers-dalles – Poteaux de rive et d'angle	139
Fig. 13 – Représentation schématique d'un bord libre.....	141
Fig. 14 – Représentation schématique d'un appui articulé	141
Fig. 15 – Représentation schématique d'un appui encastré	141
Fig. 16 – Représentation schématique d'un appui ponctuel	141
Fig. 17 – Schéma du cas étudié.....	144

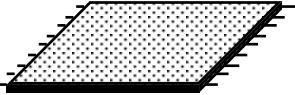
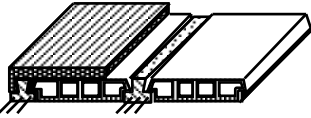
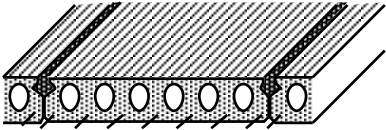
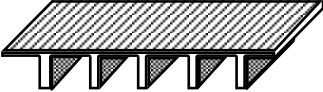
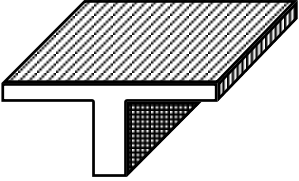
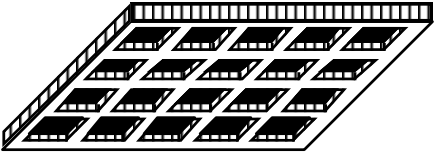
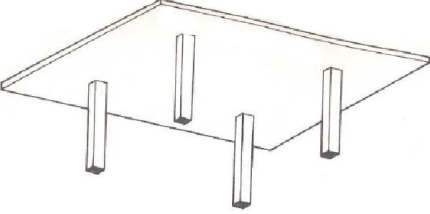
Tableaux

Tab. 1 – Types de dalles rencontrées en bâtiment.....	125
Tab. 2 – Guide de choix d'une technologie de dalle	126
Tab. 3 – Moments dans une dalle rectangulaire simplement appuyée sur ses 4 côtés et chargée uniformément	135
Tab. 4 – Moments sur appuis et en travée des dalles continues dans deux directions.....	136
Tab. 5 – Planchers-dalles – Répartition des moments	138

1. PREAMBULE : LES DIFFERENTS TYPES DE DALLES

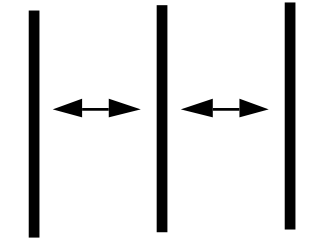
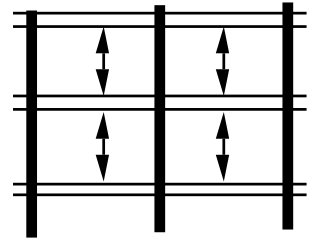
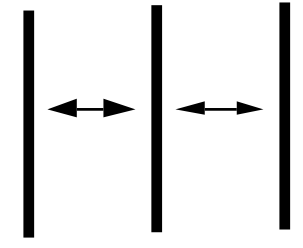
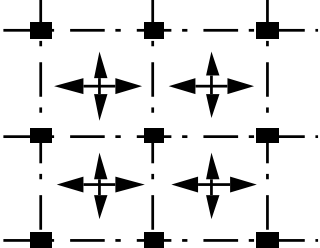
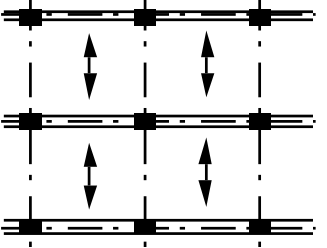
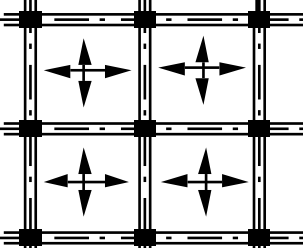
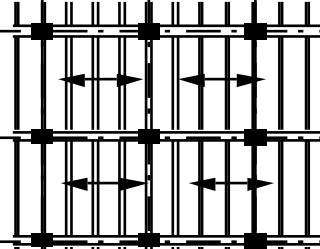
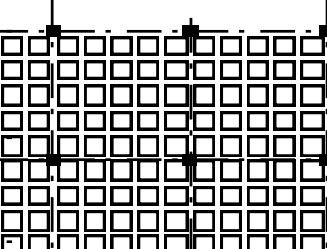
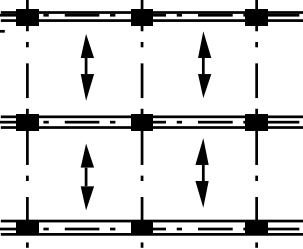
1.1 – Technologies courantes

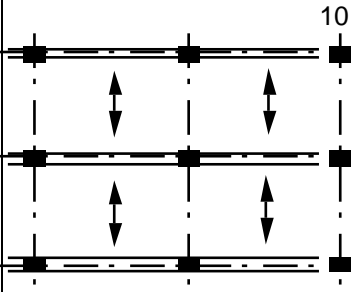
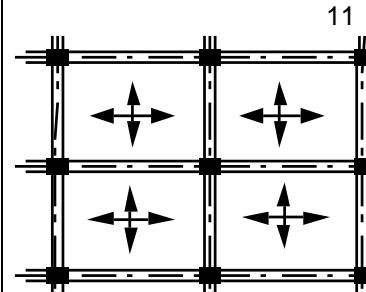
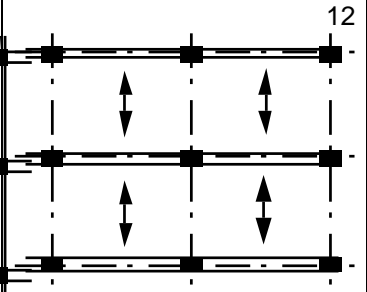
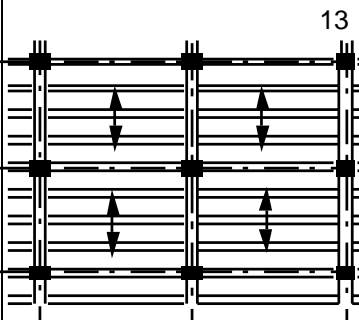
Tab. 70 – Types de dalles rencontrées en bâtiment

Dessin	Type	Portées entre axes Largeur Hauteur totale	Remarques
	prédalle	L = 0,50 m à 8 m b = 0,50 m à 8 m h = 0,05 m à 0,20 m (prédalle seule)	En béton armé ou en béton précontraint (avec palonnier de manutention pour grande portée)
	Plancher à entrevous (ou à corps creux)	L = 2 m à 12 m b = 0,50 m à 0,70 m h = 0,16 m à 0,30 m	Poutrelles en béton armé ou précontraint Entrevous creux en béton ou en céramique
	Dalle alvéolée	L = 5 m à 20 m b = 0,60 m ou <u>1,20 m</u> ou 2,40 m h = 0,16 m à 0,40 m	En béton armé ou en béton précontraint avec fils adhérents
	Plancher nervuré	L = 3 m à 10 m b = 0,50 m à 1,50 m h = 0,30 m à 0,80 m	Nervures en béton armé ou précontraint Dalle avec prédalle ou coulée sur place
	Poutre en T préfabriquée	L = 6 m à 15 m b = 1,20 m à 2,40 m h = 0,40 m à 0,80 m	En béton armé ou précontraint
	Plancher caisson	L = 10 m à 20 m b = 0,50 m à 1,50 m h = 0,50 m à 1,00 m	Coulés sur place
	Plancher dalle	L = 3 m à 6 m b = 3 m à 6 m h = 0,25 m à 0,50 m	Coulés sur place

1.2 – Guide de choix d’une technologie

Tab. 71 – Guide de choix d’une technologie de dalle

Éléments porteurs verticaux	Légende : L = portée 1D : dalle portant dans une direction ou poutres dans une direction 2D : dalle portant dans deux directions ou poutres dans les deux directions		
Voiles parallèles	 <p style="text-align: center;">1</p> <p style="text-align: center;">L < 6 m Dalle pleine 1D</p>	 <p style="text-align: center;">2</p> <p style="text-align: center;">poutrelles 1D : L = 5 à 8 m dalle 1D : L = 0,6 à 2,5 m</p>	 <p style="text-align: center;">3</p> <p style="text-align: center;">dalles alvéolées : L = 8 à 15 m voire 20 m</p>
Poteaux de trame carrée	 <p style="text-align: center;">4</p> <p style="text-align: center;">L < 6 m Plancher-dalle 2D (sans poutre)</p>	 <p style="text-align: center;">5</p> <p style="text-align: center;">L < 6 m Dalles 1D Poutres 1D</p>	 <p style="text-align: center;">6</p> <p style="text-align: center;">L < 10 m Dalles 2D Poutres 2D</p>
(ou presque carrée) : $0,8 < \frac{L_x}{L_y} < 1,25$	 <p style="text-align: center;">7</p> <p style="text-align: center;">L < 10 m Dalles 1D Poutrelles 1D Poutres 1D</p>	 <p style="text-align: center;">8</p> <p style="text-align: center;">L < 12 m sans poutres L < 20 m avec poutres Plancher-caisson 2D</p>	 <p style="text-align: center;">9</p> <p style="text-align: center;">L < 15 m Dalles alvéolées 1D Poutres 1D</p>

<p>Éléments porteurs verticaux</p>	<p>Légende : L = portée 1D : dalle portant dans une direction ou poutres dans une direction 2D : dalle portant dans deux directions ou poutres dans les deux directions</p>		
<p>Poteaux de trame rectangulaire $L_y < L_x$</p>	 <p>10</p> <p>$L_y < 6\text{ m}$ Dalles 1D Poutres 1D</p>	 <p>11</p> <p>$L_y < 8\text{ m}$ Dalles 2D Poutres 2D</p>	 <p>12</p> <p>$L_y < 15\text{ m}$ Dalles alvéolées 1D Poutres 1D</p>
	 <p>13</p> <p>Plancher nervuré Dalle 1D (L = 0,6 à 2,5m < L_y) Poutrelles 1D (L = L_x) Poutres (1 D (L = L_y))</p>		

2. METHODES DE CALCUL

Il existe deux méthodes de calcul :

2.1 – Dans le domaine élastique

Il existe une relation entre la déformée de la dalle notée $w(x,y)$ et la charge appliquée notée $p(x,y)$. Cette relation est donnée par LAGRANGE :

$$\Delta^2 w(x,y) = -\frac{p(x,y)}{D}$$

Avec : Δ l'opérateur laplacien : $\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2}$

$$D : \text{raideur de la dalle} \quad D = \frac{E.h^3}{12.(1-\nu^2)}$$

E : module d'Young du matériau

ν : coefficient de Poisson du matériau

h : épaisseur de la dalle

$$\text{Soit la relation : } \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + \frac{2.\partial^4 w}{\partial x^2.\partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = -\frac{p(x,y)}{D}$$

On trouve dans la littérature des solutions à cette équation :

- Par Navier dans le cas d'une dalle rectangulaire articulée sur ses 4 côtés (voir § 4.1).
- Par Maurice Lévy dans le cas d'une dalle rectangulaire articulée sur 2 côtés opposés et encastrée sur ses 2 autres côtés.

2.2 – Dans le domaine post-élastique

L'apparition de fissures modifie le comportement du panneau de dalles et rend les équations précédentes inutilisables.

On constate que l'apparition d'une rotule plastique au point le plus sollicité entraîne la formation d'une fissure se propageant en relative ligne droite vers les points singuliers constitués par les intersections des lignes d'appuis.

Les fissures ainsi créées partagent le panneau en plusieurs plaques polygonales qui tournent autour de leurs lignes d'appuis tout en restant plans.

Malgré la fissuration du béton, la ligne de rupture (ou fissure) a une capacité de résistance en moment qui dépend des armatures qui la traversent.

On appelle cela la méthode des lignes de rupture.

3. DALLES PORTANT DANS UNE DIRECTION

Une est dite « portant dans une direction » ou « sur deux appuis » lorsque le moment de flexion dans une direction est prépondérant par rapport au moment de flexion dans l'autre direction.

En pratique, on considère comme dalle portant dans une direction :

- Les dalles appuyées sur deux de leurs cotés sensiblement parallèles,
- Les dalles appuyées sur leurs 4 cotés dans la mesure où le rapport du petit côté sur le grand côté n'excède pas 0,5 (EC2 art. 5.3.1 (5))

Le calcul des sollicitations dans les dalles portant dans une direction est effectué suivant les méthodes habituelles de la résistance des matériaux.

Pour les dalles continues on utilise, comme pour les poutres, la méthode des trois moments.

Voir pour cela le cours [calcul des poutres continues de plancher].

Lorsqu'on considère une poutre de largeur b et de hauteur h sur 2 appuis simples, chargée perpendiculairement à sa face supérieure, on a vu comment déterminer le moment de flexion longitudinal et on sait obtenir à partir de là l'allure de la déformation de la poutre entre ses deux appuis.

La fibre supérieure à mi-travée est comprimée sous l'effet de la flexion longitudinale et se raccourcit d'une valeur $\varepsilon_c = \frac{\sigma_c}{E_{c,m}}$.

Ce raccourcissement s'accompagne d'un gonflement transversal des bords libres qu'on néglige dans le cas d'une poutre.

Le gonflement transversal est exprimé par la relation : $\nu \cdot \varepsilon_c$

où ν est le coefficient de Poisson du matériau généralement pris à 0,2 pour un béton non fissuré.

Le gonflement de la fibre supérieure comprimée correspond au raccourcissement transversal de la fibre inférieure tendue. On constate donc une rotation des faces latérales.

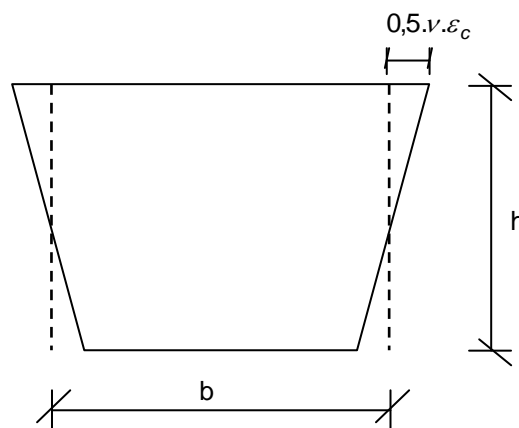


Fig. 31 – Déformation transversale d'une poutre fléchie longitudinalement

Dans le cas d'une dalle portant dans une direction, cette rotation est gênée sauf au voisinage des bords libres.

Cette gêne induit une compression transversale de la fibre supérieure et une traction transversale de la fibre inférieure.

Cependant, la fibre inférieure de la dalle n'est pas soumise à une traction transversale générale mais à une alternance de tractions au droit des fissures et de compressions équilibrant les tractions entre les fissures.

Afin de répartir la fissuration liée à ce phénomène, il est nécessaire de mettre en place des armatures transversales même dans le cas de charges uniformément réparties sur une dalle portant dans une direction.

D'après l'EC2 ces armatures transversales représentent au minimum 20% des armatures longitudinales calculées.

3.1 – Cas des dalles uniformément chargées

Pour le calcul, on considère une bande de plancher de largeur unitaire et on détermine ainsi les sollicitations par unité de longueur.

Notations :

p : charge uniforme sur la travée considérée

L : portée de la travée considérée

M_1 : moment sur l'appui gauche de la travée en valeur algébrique

M_2 : moment sur l'appui droit de la travée en valeur algébrique

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{p \cdot L^2}{8}$$

$$\text{Moment à l'abscisse } x : M_x = \frac{p \cdot x \cdot (L - x)}{2} \text{ pour } M_1 = M_2 = 0$$

$$\text{Equation générale de la courbe } M(x) \text{ des moments : } M(x) = \frac{p \cdot x \cdot (L - x)}{2} + M_1 \cdot \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_2 \cdot \frac{x}{L}$$

$$\text{Moment à mi-travée pour des moments sur appuis } M_1 \text{ et } M_2 : M_{0,5} = M_0 + \frac{M_1 + M_2}{2}$$

$$\text{Abscisse du point de moment maximal : } x_M = 0,5 L + \frac{M_2 - M_1}{8M_0} \cdot L$$

$$\text{Moment maximal en travée : } M_M = M_{0,5} + \frac{(M_1 - M_2)^2}{16M_0}$$

$$\text{Abscisses des deux points de moments nuls : } x_0 = x_M \pm L \sqrt{\frac{M_M}{4M_0}}$$

$$\text{Effort tranchant à l'abscisse } x : V(x) = p \cdot \left(\frac{L}{2} - x\right) + \frac{M_2 - M_1}{L}$$

$$\text{Effort tranchant aux appuis : } V_1 = \frac{4 \cdot M_0 + M_2 - M_1}{L}$$

$$V_2 = \frac{M_2 - M_1 - 4 \cdot M_0}{L}$$

$$V(x) = V_1 - p \cdot x$$

3.2 – Cas des dalles avec des chargements ponctuels ou linéaires

La présence d'une charge ponctuelle ou linéaire sur une dalle portant dans une direction induit un moment transversal de répartition qui doit être pris en compte dans les calculs.

Pour la flexion longitudinale, les calculs montrent qu'on peut assimiler cette charge ponctuelle à une charge répartie sur une largeur b pour laquelle le moment maximal par unité de largeur serait le même. En première approximation on peut retenir :

$$b = b_0 + d + h$$

avec : h : épaisseur de la dalle

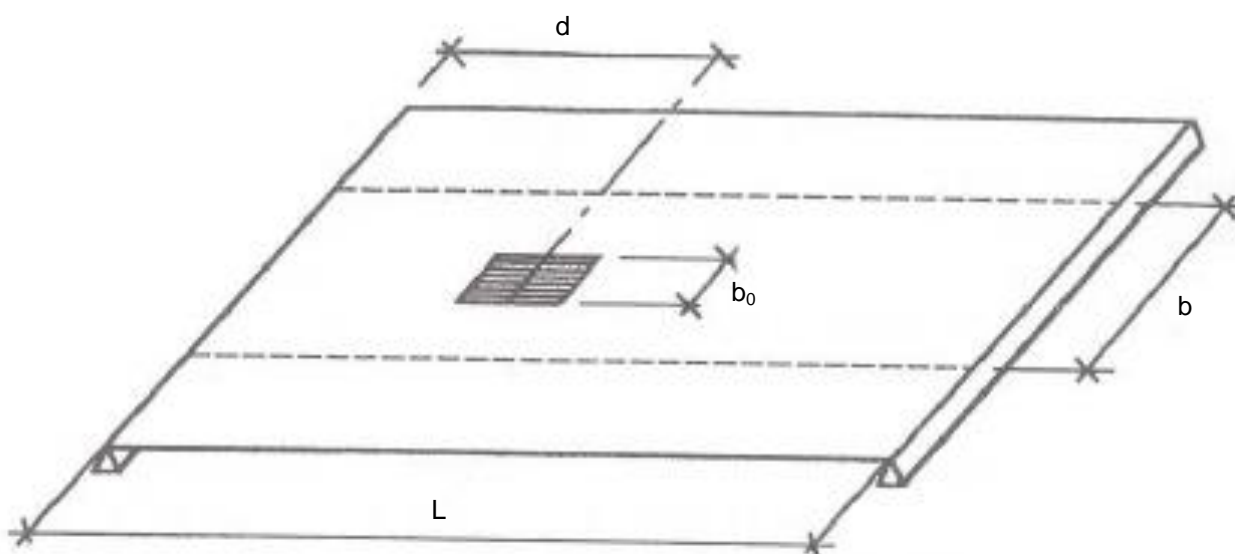


Fig. 32 – Charge quelconque sur une dalle portant dans une seule direction

Dans le cas de continuités, le calcul peut ensuite être réalisé avec la méthode des 3 moments appliquée sur la bande de la largeur b en introduisant des chargements ponctuels dans les équations.

4. DALLES PORTANT DANS DEUX DIRECTIONS

4.1 – Dalle isostatique articulée sur ses 4 côtés

4.1.1 Solution de Navier

Navier propose pour résoudre l'équation $\Delta^2 w(x, y) = -\frac{p(x, y)}{D}$ d'exprimer la charge extérieure $p(x, y)$ sous la forme d'une double série de Fourier :

$$p(x, y) = \sum_{m=1}^{\infty} \cdot \sum_{n=1}^{\infty} A_{m,n} \cdot \sin \frac{m \cdot \pi \cdot x}{a} \cdot \sin \frac{n \cdot \pi \cdot y}{b}$$

Avec : a : la dimension de la dalle suivant l'axe x
b : la dimension de la dalle suivant l'axe y

$$A_{m,n} = \frac{4}{a \cdot b} \cdot \int_0^a \int_0^b p(x, y) \cdot \sin \frac{m \cdot \pi \cdot x}{a} \cdot \sin \frac{n \cdot \pi \cdot y}{b} \cdot dx \cdot dy$$

On exprime alors la déformation :

$$w(x, y) = -\frac{1}{\pi^4 \cdot D} \cdot \sum_{m=1}^{\infty} \cdot \sum_{n=1}^{\infty} \frac{A_{m,n}}{\left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2}\right)} \cdot \sin \frac{m \cdot \pi \cdot x}{a} \cdot \sin \frac{n \cdot \pi \cdot y}{b}$$

Puis :

Les moments de flexion M_1 et M_2 :

$$M_1 = \frac{1}{\pi^2} \cdot \sum_{m=1}^{\infty} \cdot \sum_{n=1}^{\infty} A_{m,n} \cdot \frac{\frac{m^2}{a^2} + \nu \cdot \frac{n^2}{b^2}}{\left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2}\right)} \cdot \sin \frac{m \cdot \pi \cdot x}{a} \cdot \sin \frac{n \cdot \pi \cdot y}{b}$$

$$M_2 = \frac{1}{\pi^2} \cdot \sum_{m=1}^{\infty} \cdot \sum_{n=1}^{\infty} A_{m,n} \cdot \frac{\frac{n^2}{b^2} + \nu \cdot \frac{m^2}{a^2}}{\left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2}\right)} \cdot \sin \frac{m \cdot \pi \cdot x}{a} \cdot \sin \frac{n \cdot \pi \cdot y}{b}$$

Le moment de torsion C :

$$C = -\frac{1}{\pi^2} \cdot \sum_{m=1}^{\infty} \cdot \sum_{n=1}^{\infty} A_{m,n} \cdot \frac{(1-\nu) \cdot \left(\frac{m \cdot n}{a \cdot b}\right)}{\left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2}\right)} \cdot \cos \frac{m \cdot \pi \cdot x}{a} \cdot \cos \frac{n \cdot \pi \cdot y}{b}$$

Les efforts tranchants V_1 et V_2 :

$$V_1 = \frac{1}{\pi} \cdot \sum_{m=1}^{\infty} \cdot \sum_{n=1}^{\infty} A_{m,n} \cdot \frac{\frac{m}{a}}{\left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2}\right)} \cdot \cos \frac{m \cdot \pi \cdot x}{a} \cdot \sin \frac{n \cdot \pi \cdot y}{b}$$

$$V_2 = \frac{1}{\pi} \cdot \sum_{m=1}^{\infty} \cdot \sum_{n=1}^{\infty} A_{m,n} \cdot \frac{\frac{n}{b}}{\left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2}\right)} \cdot \sin \frac{m \cdot \pi \cdot x}{a} \cdot \cos \frac{n \cdot \pi \cdot y}{b}$$

Les réactions d'appuis R_1 , R_2 et R :

$$R_1 = \frac{1}{\pi} \cdot \sum_{m=1}^{\infty} \cdot \sum_{n=1}^{\infty} A_{m,n} \cdot \frac{\frac{m}{a} \cdot \left(\frac{m^2}{a^2} + (2-\nu) \cdot \frac{n^2}{b^2}\right)}{\left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2}\right)^2} \cdot \sin \frac{n \cdot \pi \cdot y}{b}$$

$$R_2 = \frac{1}{\pi} \cdot \sum_{m=1}^{\infty} \cdot \sum_{n=1}^{\infty} A_{m,n} \cdot \frac{\frac{n}{b} \cdot \left(\frac{n^2}{b^2} + (2-\nu) \cdot \frac{m^2}{a^2}\right)}{\left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2}\right)^2} \cdot \sin \frac{m \cdot \pi \cdot x}{a}$$

$$R = -\frac{2 \cdot (1-\nu)}{\pi^2} \cdot \sum_{m=1}^{\infty} \cdot \sum_{n=1}^{\infty} A_{m,n} \cdot \frac{\frac{m \cdot n}{a \cdot b}}{\left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2}\right)^2}$$

Les réactions R_1 et R_2 tiennent compte des efforts tranchants V_1 et V_2 et du couple de torsion C .
La réaction R dans chaque angle correspond au non-soulèvement des angles.

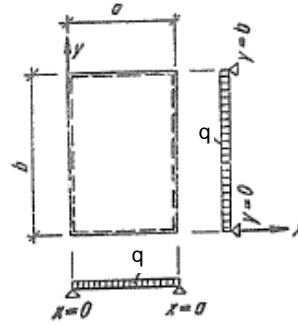
A partir de la solution de Navier, Pigeaud a établi des abaques et Barès des tables qui permettent, pour un rapport donné des côtés de la dalle de calculer le moment à mi-travée dans chacune des deux directions.

Table 1.1

$$\mu = 0$$

$$\gamma = \frac{a}{b}$$

$$M_0 = \pm \frac{R_0}{2}$$



γ	w_s	M_{xs}	M_{xmax}	x	y	M_{ymax}	M_{ys}
0,50	0,1216	0,0963	$x = 0,50a$ $M_{xmax} = M_{xs}$ $y = 0,50b$	0,50	0,18 : 0,82	0,0062	0,0043
0,55	0,1126	0,0892		0,50	0,20 : 0,80	0,0078	0,0063
0,60	0,1038	0,0821		0,50	0,24 : 0,76	0,0097	0,0087
0,65	0,0952	0,0752		0,50	0,28 : 0,72	0,0119	0,0114
0,70	0,0871	0,0686		0,50	0,34 : 0,66	0,0146	0,0144
0,75	0,0795	0,0622		0,50	0,41 : 0,59	0,0179	0,0178
0,80	0,0724	0,0561		0,50	0,48 : 0,52	0,0215	0,0215
0,85	0,0659	0,0505		0,50	0,50	0,0252	0,0252
0,90	0,0598	0,0454		0,50	0,50	0,0289	0,0289
0,95	0,0541	0,0408		0,50	0,50	0,0328	0,0328
1,00	0,0487	0,0368	0,0368	0,50	0,50	0,0368	0,0368
1,10	0,0399	0,0298	0,0298	0,50	0,50	$x = 0,50a$ $M_{ymax} = M_{ys}$ $y = 0,50b$	0,0446
1,20	0,0327	0,0239	0,0239	0,50	0,50		0,0523
1,30	0,0268	0,0191	0,0192	0,45 : 0,55	0,50		0,0596
1,40	0,0221	0,0153	0,0155	0,35 : 0,65	0,50		0,0665
1,50	0,0183	0,0124	0,0128	0,30 : 0,70	0,50		0,0730
1,60	0,0152	0,0100	0,0108	0,25 : 0,75	0,50		0,0788
1,70	0,0127	0,0081	0,0093	0,23 : 0,77	0,50		0,0839
1,80	0,0107	0,0066	0,0080	0,20 : 0,80	0,50		0,0884
1,90	0,0090	0,0053	0,0070	0,19 : 0,81	0,50		0,0925
2,00	0,0076	0,0043	0,0062	0,18 : 0,82	0,50		0,0963
Facteur de multiplication	$\frac{q \cdot a^4}{Eh^3}$	qa^2	qa^2	a	b	qb^2	qb^2

Fig. 33 – Exemple de table de Barès

4.1.2 La solution EC2

Pour le cas des dalles uniformément chargées, les moments dans chacune des directions sont donnés en fonction du rapport des dimensions du panneau de dalle dans un tableau.

Tab. 72 – Moments dans une dalle rectangulaire simplement appuyée sur ses 4 côtés et chargée uniformément

$\frac{L_x}{L_y}$	$\nu = 0$ (pour le calcul des contraintes et des armatures)				$\nu = 0,2$ (pour le calcul des déformations)			
	$\mu_x = \frac{M_x}{p.L_x^2}$ (maximal)	$\mu_y = \frac{M_y}{M_x}$ (au milieu)	$\mu_y = \frac{M_y}{M_x}$ (maximal)	$\frac{E.h^3.f}{p.L_x^4}$ (flèche)	$\mu_x = \frac{M_x}{p.L_x^2}$ (maximal)	$\mu_y = \frac{M_y}{M_x}$ (au milieu)	$\mu_y = \frac{M_y}{M_x}$ (maximal)	$\frac{E.h^3.f}{p.L_x^4}$ (flèche)
0,50 ⁽¹¹⁾	0,0965	0,1802 ⁽¹²⁾	0,2584	0,1215	0,0999	0,3670	0,3830	0,1167
0,55	0,0892	0,2347	0,2889	0,1128	0,0934	0,4152	0,4211	0,1082
0,60	0,0820	0,2951	0,3289	0,1040	0,0869	0,4675	0,4682	0,0998
0,65	0,0750	0,3614	0,3781	0,0955	0,0804	0,5236	0,5237	0,0916
0,70	0,0683	0,4337	0,4388	0,0873	0,0742	0,5831	0,5831	0,0838
0,75	0,0620	0,5120	0,5124	0,0795	0,0683	0,6458	0,6458	0,0764
0,80	0,0561	0,5964	0,5964	0,0723	0,0627	0,7115	0,7115	0,0694
0,85	0,0506	0,6871	0,6871	0,0656	0,0575	0,7799	0,7799	0,0630
0,90	0,0456	0,7845	0,7845	0,0595	0,0527	0,8510	0,8510	0,0571
0,95	0,0410	0,8887	0,8887	0,0539	0,0483	0,9244	0,9244	0,0517
1,00	0,0368	1,0000	1,0000	0,0487	0,0442	1,0000	1,0000	0,0468

4.2 – Dalle continue

4.2.1 Principe de calcul suivant l'EC2

Le calcul devient dans ce cas plus complexe puisqu'il faut envisager plusieurs cas de charge permettant de recréer le chargement en damier et ainsi d'obtenir le chargement enveloppe comme on le fait pour les poutres ou les dalles continues portant dans une seule direction.

Les cas de charge à envisager sont :

- Deux cas de chargement en damier permettant d'obtenir les moments maximaux en travée :

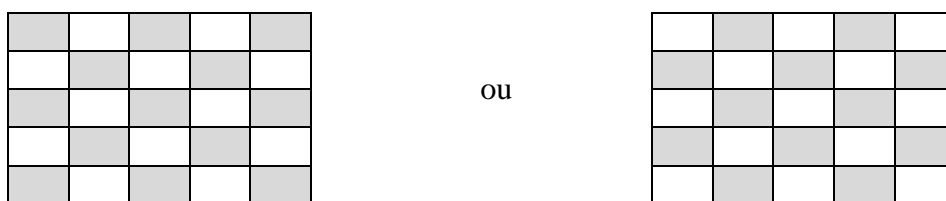


Fig. 34 – Chargements en damier d'une zone de dalle 5 travées × 5 travées

- Autant de cas qu'il y a d'appuis intermédiaires en chargeant les travées adjacentes à l'appui considéré de façon à déterminer le moment maximal sur l'appui.

⁽¹¹⁾ : La limite des dalles portant dans 2 directions est définie dans l'article 5.3.1 (5) de l'EC2.

⁽¹²⁾ : Minimal : 0,20 d'après l'EC2, article 9.3.1.1 (2).

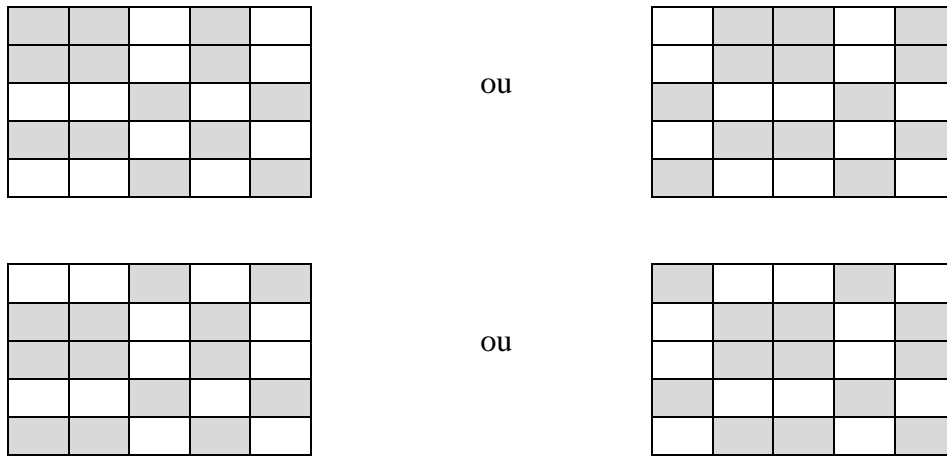


Fig. 35 – Chargements pour déterminer les moments sur appuis d'une zone de dalle 5 travées × 5 travées (4 chargements sur les 16 possibles)

La prise en compte des symétries de géométrie et de chargement peut permettre de réduire le nombre de cas, néanmoins le calcul est fastidieux.

L'EC2 ne donne aucune méthode simplificatrice.

L'Annexe Nationale Française de l'EC2-1-1 (art. 5.1.3 (8)) ouvre la porte à l'utilisation de la méthode du BAEL, art. A.8.2.32, applicable aux dalles de bâtiments et aux dalles de ponts.

Les Recommandations Professionnelles reprennent cette méthode dite « méthode forfaitaire ».

4.2.2 Méthode forfaitaire

Cette méthode permet de n'étudier que le cas de charge dans le cas isostatique qui permet de déterminer les moments isostatiques dans chacune des directions : $M_{0,x}$ et $M_{0,y}$

Cette méthode est valable pour des panneaux de dalles rectangulaires dont le rapport des portées dans les deux sens est compris entre 0,50 et 2,00.

De même, les effets des dalles de rive en porte-à-faux doivent être soigneusement étudiés dans ce cas.

Pour obtenir la sécurité des cas de chargement enveloppe, on respecte ensuite une fermeture de la courbe des moments à $1,25 \times M_{0,x}$ et $1,25 \times M_{0,y}$.

Tab. 73 – Moments sur appuis et en travée des dalles continues dans deux directions

Moment	Portée principale (petite portée) L_x		Grande portée L_y	
	Cas (a)	Cas (b)	Cas (a)	Cas (b)
En travée : M_t	$0,85.M_{0,x}$	$0,75.M_{0,x}$	$0,85.M_{0,y}$	$0,75.M_{0,y}$
Sur appui : $M_a^{(13)}$	$-0,40.M_{0,x}$	$-0,50.M_{0,x}$	Environ $-0,40.M_{0,x}$ $\leq -0,40.M_{0,y}$	$-0,50.M_{0,x}$ $\leq -0,50.M_{0,y}$

Nota :

Pour un appui de rive, on peut prendre un léger encastrement à hauteur de $0,15.M_0$. En considérant sur l'autre appui $0,50.M_0$, on obtient en travée $0,925.M_0$.

⁽¹³⁾ : Lorsqu'il y a une continuité des deux cotés de la travée concernée.

5. – PLANCHERS-DALLES [EC2, §9.4 et Annexe I.1]

5.1 – Description

Un plancher-dalle est un plancher à sous-face horizontale, sans aucune retombée pour les poutres et s'appuyant directement sur les poteaux avec éventuellement un épanouissement de ces derniers en forme de chapiteaux (ou de champignons); ils sont alors dénommés planchers-champignons. On peut également disposer d'une retombée locale au droit du poteau pour accroître sa résistance à la flexion et à l'effort tranchant

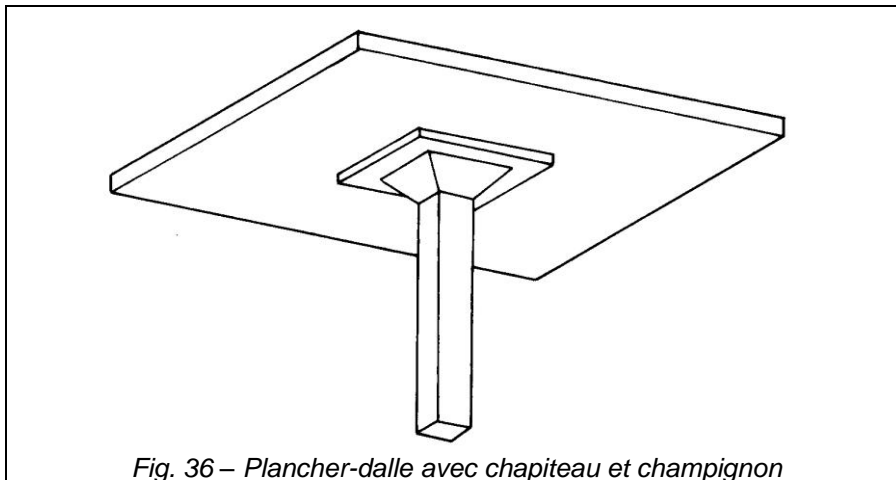


Fig. 36 – Plancher-dalle avec chapiteau et champignon

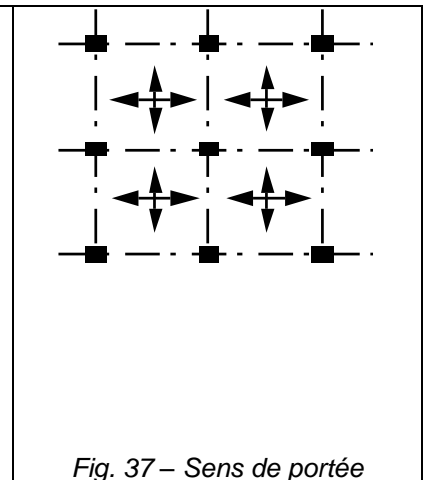


Fig. 37 – Sens de portée

Plusieurs méthodes de calculs peuvent être utilisées (méthode des éléments finis, méthode des lignes de rupture, méthode des portiques équivalents...) mais la méthode couramment utilisée consiste à considérer un fonctionnement en poutre continue (méthodes des trois moments) dans les deux directions indépendamment l'une de l'autre et pour chaque file. On ne tient habituellement pas compte de la raideur des poteaux mais on peut considérer des moments d'encastrement dans les poteaux.

5.2 – Prescriptions de l'EC2 pour le calcul avec la méthode du réseau de poutres

La structure du plancher doit être divisée longitudinalement et transversalement en bandes :

- Des bandes d'appui,
- Des bandes centrales.

Les dimensions de ces bandes doivent respecter le schéma de la page suivante.

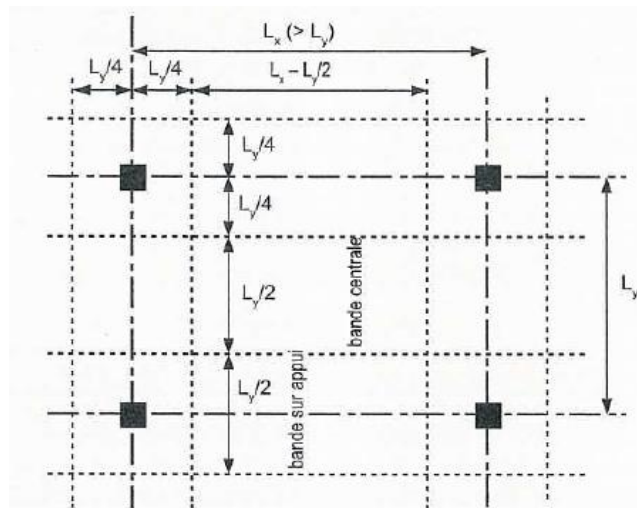


Fig. 38 – Planchers-dalles – Principe de découpage en bandes

La répartition des moments entre les deux types de bandes doit respecter les proportions suivantes :

Le total des moments négatifs et positifs auxquels doivent résister les bandes sur appuis plus les bandes centrales doit être égal à 100%.

Tab. 74 – Planchers-dalles – Répartition des moments

	Moments négatifs	Moments positifs
Bande d'appui	60 à 80%	50 à 70%
Bande centrale	40 à 20%	50 à 30%

5.3 – Prescriptions de l'EC2 pour le ferrailage des planchers-dalles

Au droit des poteaux intérieurs, il convient de disposer les armatures supérieures d'aire $0,5 A_t$ sur une largeur égale à la somme de $0,125$ fois la largeur de panneau de dalle de part et d'autre du poteau (Fig. 39) et de prévoir au moins deux armatures traversant le poteau (Fig. 40).

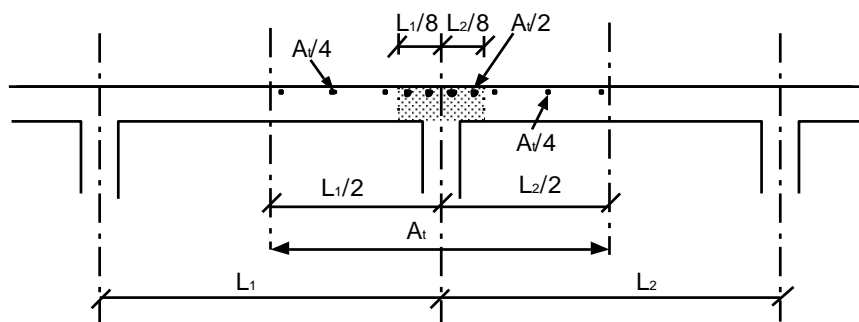


Fig. 39 – Planchers-dalles – Concentration des armatures de chapeaux

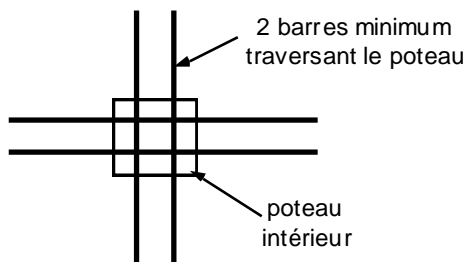


Fig. 40 – planchers-dalles - Armatures sur poteau

Les dispositions d'armatures peuvent suivre le schéma ci-dessous qui synthétise l'ensemble des règles.

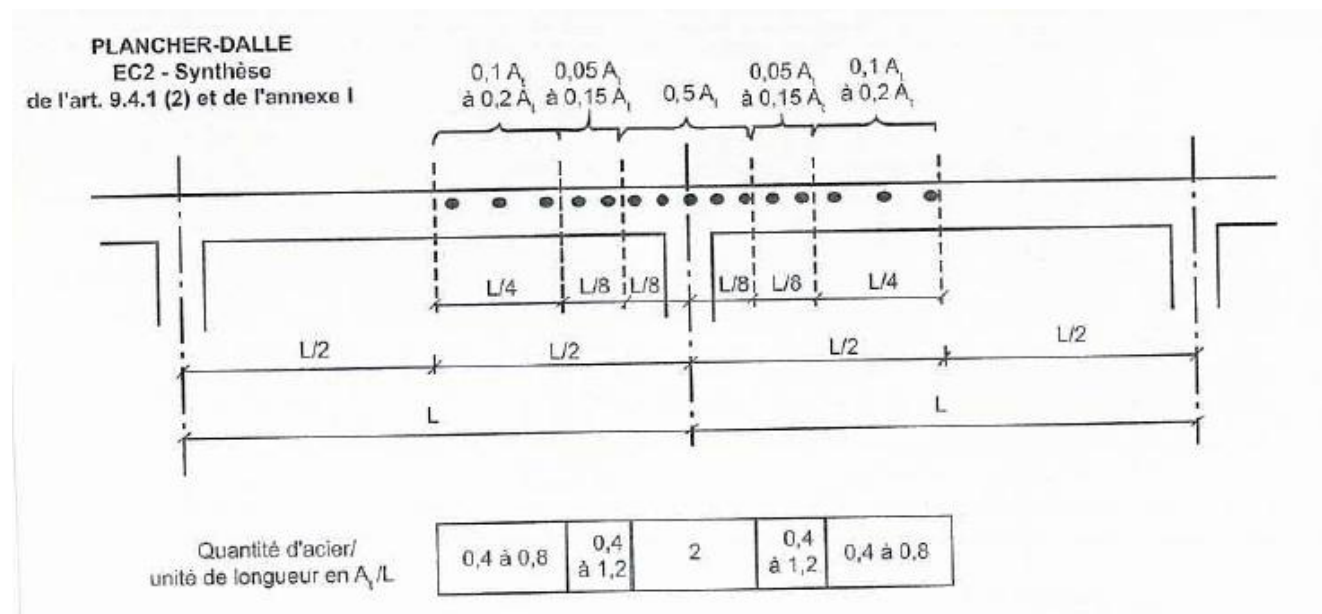


Fig. 41 – Planchers-dalles – Synthèse des règles de ferrillage

Au droit des poteaux de rive ou d'angle, les armatures perpendiculaires au bord libre, destinées à reprendre les moments fléchissant de la dalle, sont à disposer sur une largeur b_e (Fig. 42).

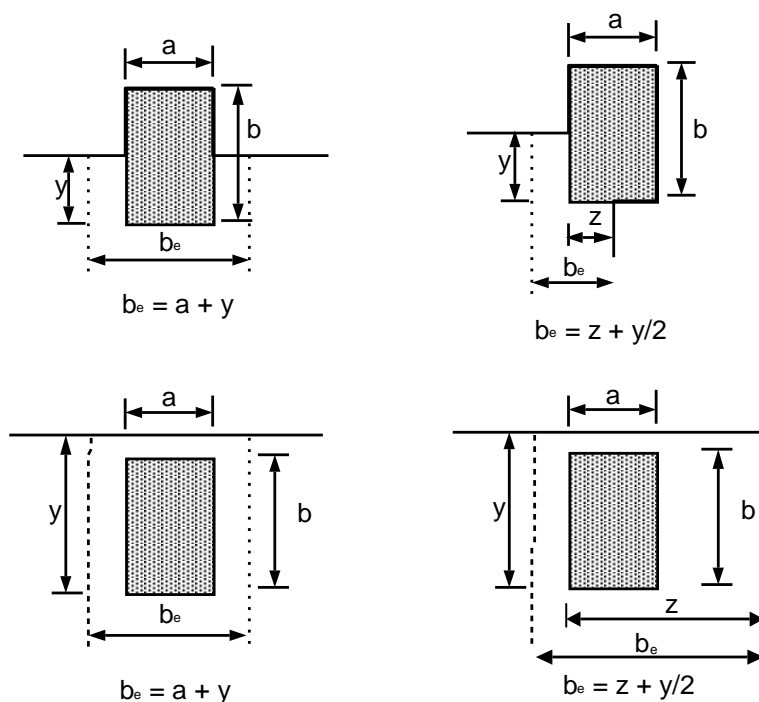


Fig. 42 – Planchers-dalles – Poteaux de rive et d'angle

6. – METHODE DES LIGNES DE RUPTURE

6.1 – Principe

Cette méthode consiste à déterminer un ou plusieurs mécanismes de rupture d'un panneau de dalle qui soient cinématiquement admissibles.

La création des mécanismes de rupture se produit par plastification des aciers c'est-à-dire dès que $\varepsilon_s \geq \frac{f_{yd}}{E_s}$. L'allongement de l'acier entraîne alors une fissuration du béton et donc une articulation (appelée rotule).

Le panneau de dalle est ainsi transformé en un ensemble de plaques supposées indéformables. Ces plaques vont pivoter autour des lignes d'appui sous l'effet de leur chargement.

Il existe a priori plusieurs mécanismes de rupture pour un même schéma de dalle.

On doit rechercher parmi tous les mécanismes possibles, celui qui, pour une charge extérieure donnée p , donne le moment fléchissant le plus fort.

A partir de ce mécanisme de rupture, on peut calculer les armatures de la dalle en utilisant le principe de la conservation de l'énergie.

Cette méthode de calcul est conforme aux prescriptions de l'EC2 qui la cite dans l'Annexe I à propos des planchers-dalles. Cette méthode entre dans le cadre de l'article 5.6 – analyse plastique de l'EC2.

6.2 – Hypothèses concernant les lignes de rupture

Les lignes de rupture, fixées par le calculateur, répondent aux règles suivantes :

- Les lignes de rupture délimitent des surfaces planes. Ces surfaces restent planes après rupture.
- Les intersections des plaques sont donc droites → les lignes de rupture sont des droites.
- Les plaques pivotent autour des lignes d'appui et des lignes de rupture.
- Les lignes de rupture passent par les intersections de 2 lignes d'appui.
- Lorsque 2 lignes d'appui sont parallèles, la ligne de rupture leur est parallèle (on se ramène à la règle précédente étant donné que des lignes parallèles ont leur intersection à l'infini).

6.3 – Notations concernant les conditions d'appuis

On trouve essentiellement 4 types de conditions d'appui dont la schématisation est représentée ci-après :

6.3.1 Bord libre ou appui libre

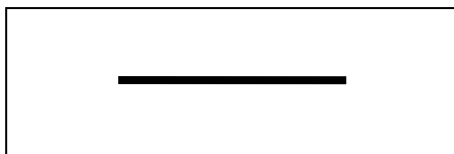


Fig. 43 – Représentation schématique d'un bord libre

6.3.2 Appui articulé

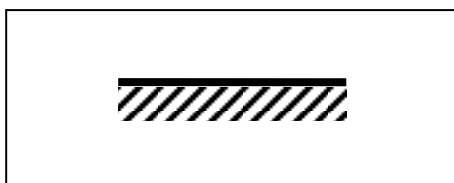


Fig. 44 – Représentation schématique d'un appui articulé

6.3.3 Appui encastré

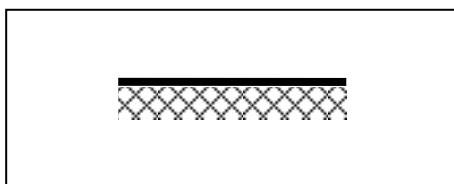


Fig. 45 – Représentation schématique d'un appui encastré

Il se produit des lignes de rupture le long des appuis encastrés. Ces lignes de rupture sont dites « négatives » car la fissure se produit en fibre supérieure et car elles s'accompagnent d'un moment négatif.

6.3.4 Appui ponctuel

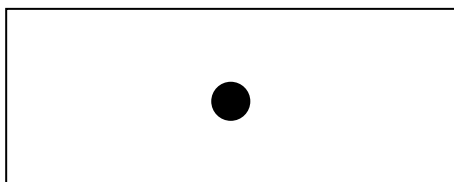


Fig. 46 – Représentation schématique d'un appui ponctuel

6.4 – Détermination des moments

La détermination des moments en fonction des charges appliquées se fait en égalisant le travail des forces intérieures (travail résistant, W_i) et le travail des forces extérieures (travail agissant, W_e) le long des lignes de rupture.

$$W_i = W_e$$

6.4.1 Travail des forces intérieures

Le travail des forces intérieures ou travail résistant est uniquement apporté par le moment résistant des armatures traversant la ligne de rupture.

Pour les lignes de rupture n°1 à n du panneau de dalle :
$$W_i = \sum_{j=1}^n m_j \cdot \omega_j$$

Avec : m_j : moment résistant des aciers traversant la ligne de rupture j
 ω_j : rotation des plaques de part et d'autre de la ligne de rupture par rapport à leur position initiale.

6.4.2 Travail des forces extérieures

Le travail des forces extérieures ou travail agissant est apporté par les charges appliquées sur les plaques qui entraînent leur mouvement.

Pour les plaques n°1 à n du panneau de dalle :
$$W_e = \sum_{i=1}^n F_i \cdot d_i$$

Avec : F_i : résultante des charges extérieures appliquées sur la plaque i
 d_i : déplacement vertical de la résultante des charges sous l'effet de la rotation de la plaque i.

6.4.3 Détermination du schéma rupture privilégié

Les schémas de rupture et donc les positions des lignes de rupture ne sont a priori pas uniques et peuvent s'exprimer en fonction de paramètres géométriques ($\lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_i$)

L'équation $W_i = W_e$, peut donc s'exprimer également sous la forme d'une fonction :

$$m = f(p, \lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_i)$$

Avec : m : moment de rupture
 p : charge extérieure appliquée sur le panneau de dalle

Le schéma de rupture le plus défavorable étant celui qui, pour une charge extérieure donnée, donne le moment de rupture maximum, on écrira :

$$\frac{\partial m}{\partial \lambda_1} = 0 ; \quad \frac{\partial m}{\partial \lambda_2} = 0 ; \quad \dots ; \quad \frac{\partial m}{\partial \lambda_i} = 0$$

La résolution de ces équations permet de déterminer les paramètres et ainsi la position des lignes de rupture.

Règle pratique induite : le schéma de rupture dimensionnant est obtenu en minimisant les longueurs des lignes de ruptures.

6.5 – Méthode pratique de résolution du problème

6.5.1 Tableau

Travail interne : W_i

Numéro de la Ligne de Rupture	Nombre de Lignes de Rupture	Longueur de la Ligne de Rupture projetée suivant : - l'axe Ox - l'axe Oy	Rotation de l'armature // à : - l'axe Oy - l'axe Ox	Moment relatif	W_i

Travail externe : W_e

Numéro de la plaque	Nombre de plaques	Aire de chargement	Charge	Déplacement du centre de gravité de la charge en fonction de δ	W_e

Moment de calcul :
$$m = \frac{W_e}{(W_i / m)}$$

6.5.2 Méthode pour les lignes de rupture biaisées

La méthode la plus rapide consiste à utiliser le tableau précédent en projetant l'ensemble des paramètres sur les axes Ox et Oy du panneau de dalle.

<p>Ligne de rupture inclinée de θ sur l'horizontale</p> <p>Pour un quadrillage orthogonal d'armatures de section a par mètre de largeur parallèle à Ox et $\mu.a$ parallèle à Oy.</p> <p>Considérons un rectangle de dalle de largeur unité.</p>	
---	--

Pour les armatures // Ox	Pour les armatures // Oy
- section par unité de largeur \perp à Ox : a (cm ² /m)	- section par unité de largeur \perp à Oy : $\mu.a$ (cm ² /m)
- section totale \perp à Ox : $a.\tan\theta$	- section totale \perp à Oy : $\mu.a \times 1$
- force // Ox : $a.\sigma_s.\tan\theta$	- force // Oy : $\mu.a.\sigma_s$
- force \perp à la LdR : $a.\sigma_s.\tan\theta.\sin\theta$	- force \perp à la LdR : $\mu.a.\sigma_s.\cos\theta$
- force par unité de largeur // LdR : $\frac{a \times \sigma_s \times \tan\theta \times \sin\theta}{1/\cos\theta} = a.\sigma_s.\sin^2\theta$	- force par unité de largeur // LdR : $\frac{\mu \times a \times \sigma_s \times \cos\theta}{1/\cos\theta} = \mu.a.\sigma_s.\cos^2\theta$

Force perpendiculaire à la Ligne de Rupture : $a.\sigma_s.(\sin^2\theta + \mu.\cos^2\theta)$

Remarque : Pour une section d'armature identique dans les deux directions ($\mu = 1$), le moment résistant est le même dans toutes les directions (à la différence des hauteurs utiles près) : $m.a_s.z$

6.6 – Application au cas d'une dalle sur deux appuis uniformément chargée

On considère un panneau de dalle rectangulaire (longueur b , portée L) avec des appuis articulés sur 2 côtés parallèles.

Son épaisseur est notée h .

La dalle est uniformément chargée sur toute sa surface par une charge notée p .

Tracé du schéma de rupture :

Le système est constitué de deux lignes d'appuis articulées parallèles.

Il peut y avoir 1 ou plusieurs lignes de rupture parallèles à ces lignes d'appuis.

En considérant que le schéma de rupture le plus défavorable est obtenu en minimisant la longueur des lignes de rupture, on ne dessinera qu'une seule ligne parallèle aux lignes d'appuis.

Sa position est en revanche a priori inconnue et donnée par le paramètre λ .

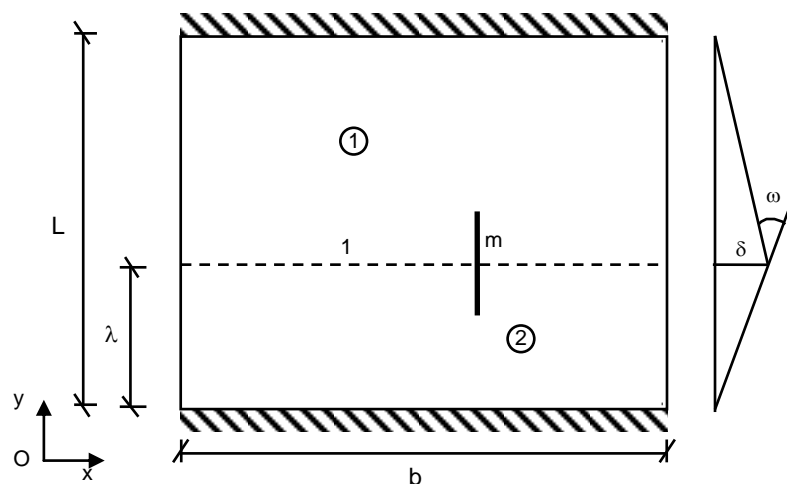


Fig. 47 – Schéma du cas étudié

Travail interne : W_i

Numéro de la Ligne de Rupture	Nombre de Lignes de Rupture	Longueur de la Ligne de Rupture projetée suivant : - l'axe Ox - l'axe Oy	Rotation de l'armature // à : - l'axe Oy - l'axe Ox	Moment relatif	W_i
1	1	b	$\frac{\delta}{L-\lambda} + \frac{\delta}{\lambda}$	m	$m.b.\left(\frac{\delta}{L-\lambda} + \frac{\delta}{\lambda}\right)$
	1	0	0	0	0

$$W_i = m.b.\left(\frac{\delta}{L-\lambda} + \frac{\delta}{\lambda}\right)$$

Travail externe : W_e

Numéro de la plaque	Nombre de plaques	Aire de chargement	Charge	Déplacement du centre de gravité de la charge en fonction de δ	W_e
1	1	$(L-\lambda).b$	p	$\delta/2$	$(L-\lambda).b.p. \delta/2$
2	1	$\lambda.b$	p	$\delta/2$	$\lambda.b.p. \delta/2$

$$W_e = (L-\lambda).b.p. \delta/2 + \lambda.b.p. \delta/2 = b.p. \delta/2 L$$

On écrit ensuite l'égalité : $W_i = W_e$ soit :

$$m.\left(\frac{1}{L-\lambda} + \frac{1}{\lambda}\right) = \frac{p}{2}.L \quad \text{ou encore :} \quad m = \frac{p}{2}.\lambda.(L-\lambda)$$

Pour déterminer le schéma le plus défavorable, on écrit ensuite : $\frac{\partial m}{\partial \lambda} = 0$

$$\frac{\partial m}{\partial \lambda} = \frac{p}{2}.L - p.\lambda = 0 \longrightarrow \lambda = \frac{L}{2}$$

D'où :
$$m = \frac{p}{2}.\frac{L}{2}.\left(L - \frac{L}{2}\right) = p.\frac{L^2}{8}$$

6.7 – Exemple

Dalle carrée en porte-à-faux encastrée sur deux côtés adjacents et libre sur les deux autres (angle rentrant de balcon).

Application numérique

côté : $a = 2,4 \text{ m}$

même section d'acier en travée et sur appui

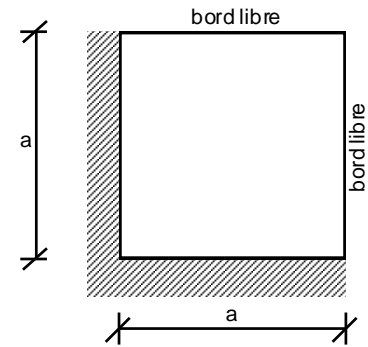
épaisseur dalle 12 cm (hauteur utile 8 cm, densité : 25 kN/m^3)

carrelage 1 cm en face supérieure (densité : 20 kN/m^3)

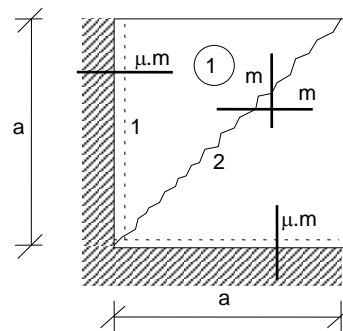
chape 4 cm (densité : 20 kN/m^3)

étanchéité : $0,1 \text{ kN/m}^2$

Balcon recevant du public : charge d'exploitation : $q = 4 \text{ kN/m}^2$



Mécanisme de rupture retenu, compte tenu de la symétrie.



~~~~~ LdR positive  
 - - - - - LdR négative  
 m : aciers inférieurs  
 μ.m : aciers supérieurs

### Travail interne

| LdR N° | Nombre de LdR | Longueur de la LdR<br>// Ox<br>// Oy | Rotation des aciers<br>// Oy<br>// Ox | Moment résistant | Travail interne  |
|--------|---------------|--------------------------------------|---------------------------------------|------------------|------------------|
| 1      | 2             | 0                                    | -                                     | -                |                  |
|        |               | a                                    | $\delta / a$                          | $\mu m$          | $2 \mu m \delta$ |
| 2      | 1             | a                                    | $\delta / a$                          | m                | $m \delta$       |
|        |               | a                                    | $\delta / a$                          | m                | $m \delta$       |

Travail interne :  $W_i = 2 (1 + \mu) m \delta$

### Travail externe

| Plaque N° | Nombre de plaques | Aire de chargement de la plaque | charge | Déplacement de la résultante | Travail externe    |
|-----------|-------------------|---------------------------------|--------|------------------------------|--------------------|
| 1         | 2                 | $a^2 / 2$                       | p      | $\delta / 3$                 | $p a^2 \delta / 3$ |

Travail externe :  $W_e = p a^2 \delta / 3$

L'égalité  $W_i = W_e$  donne le moment :  $m = \frac{pa^2}{6(1+\mu)}$  pour les aciers inférieurs et  $\mu.m$  pour les aciers supérieurs.

## Application numérique

épaisseur dalle 12 cm  
 carrelage 1 cm en face supérieure et en  
 face inférieure ; chape 4 cm  
 étanchéité : 0,1 kN/m<sup>2</sup>

$$p_{ELU} = 1,35 \times [0,12 \times 25,0 + (0,01 + 0,04) \times 20,0 + 0,1] + 1,5 \times 4$$

$$p_{ELU} = 11,54 \text{ kN/m}^2$$

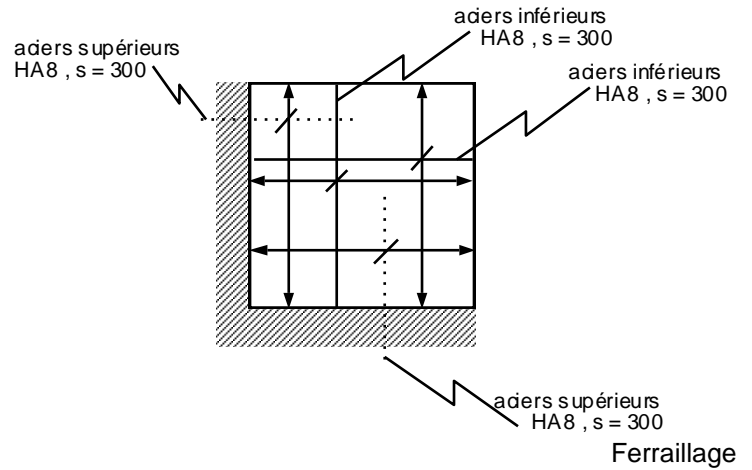
Moment ELU :

$$M_{Ed} = \frac{p.L^2}{6.(1+\mu)} = \frac{11,54 \times 2,4^2}{6 \times (1+1)} = 5,54 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Moment réduit : } \mu = \frac{M_{Ed}}{d^2.f_{cd}} = \frac{0,00554}{0,08^2 \times 16,66} = 0,052 < 0,37, \text{ donc : } \sigma_s = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ MPa}$$

$$z = 0,5.d.(1 + \sqrt{1 - 2.\mu}) = 0,0779 \text{ m} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_{Ed}}{z.\sigma_s} = \frac{0,00554 \times 10^4}{0,0779 \times 434,8} = 1,64 \text{ cm}^2/\text{m}$$

soit H 8 , s =  $\frac{0,5}{1,64} = 0,3 \text{ m}$  pour un quadrillage inférieur et supérieur.



## Sommaire

|                                                                                             |     |
|---------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 1. PREAMBULE : LA THEORIE DU FLAMBEMENT .....                                               | 150 |
| 1.1 – Description du phénomène .....                                                        | 150 |
| 1.2 – Effort critique de flambement.....                                                    | 150 |
| 1.3 – Déformée critique, dite déformée du deuxième ordre .....                              | 151 |
| 1.4 – Matériau béton armé .....                                                             | 152 |
| 2. CALCUL DE LA LONGUEUR DE FLAMBEMENT.....                                                 | 153 |
| 2.1 – Cas d’un poteau seul.....                                                             | 153 |
| 2.2 – Cas d’un portique.....                                                                | 153 |
| 2.2.1 Éléments contreventés par des voiles – éléments à nœuds non déplaçables (cas f) ..... | 154 |
| 2.2.2 Éléments non contreventés par des voiles – éléments à nœuds déplaçables (cas g).....  | 154 |
| 2.2.3 Prise en compte d’un poteau inférieur et/ou supérieur .....                           | 155 |
| 2.2.4 Exemple d’application .....                                                           | 155 |
| 3. ELANCEMENT .....                                                                         | 155 |
| 4. CALCUL DES POTEAUX EN BETON ARME.....                                                    | 156 |
| 4.1 – Élément assimilé à un poteau .....                                                    | 156 |
| 4.2 – Excentricité du premier ordre .....                                                   | 156 |
| 4.3 – Méthodes de calcul .....                                                              | 157 |
| 4.4 – Méthode des faibles élancements .....                                                 | 157 |
| 4.5 – Méthode générale .....                                                                | 159 |
| 4.6 – Méthode de la rigidité nominale .....                                                 | 164 |
| 4.7 – Méthode de la courbure nominale .....                                                 | 166 |
| 4.8 – Méthode simplifiée des recommandations professionnelles .....                         | 167 |
| 5. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES.....                                                          | 168 |
| 6. PRECISIONS CONCERNANT LE FLUAGE .....                                                    | 169 |
| 7. CALCUL DES VOILES EN BETON ARME .....                                                    | 171 |
| 7.1 – Définition.....                                                                       | 171 |
| 7.2 – Voiles non armés .....                                                                | 171 |
| 7.2.1 Résistance aux forces axiales et aux moments en ELU en béton non armé .....           | 171 |
| 7.2.2 Calcul au flambement des voiles non armés.....                                        | 173 |
| 7.3 – Voiles armés .....                                                                    | 176 |
| 7.3.1 Détermination de l’élancement d’un voile armé.....                                    | 176 |
| 7.3.2 Calcul des armatures verticales.....                                                  | 176 |
| 7.3.3 Justifications au cisaillement des voiles armés .....                                 | 176 |
| 7.3.4 Dispositions constructives concernant les armatures verticales .....                  | 177 |
| 7.3.5 Dispositions constructives concernant les armatures horizontales .....                | 178 |
| 7.3.6 Dispositions constructives concernant les armatures transversales .....               | 178 |
| 8. EXEMPLE NUMERIQUE.....                                                                   | 179 |

## Figures

|                                                                                         |     |
|-----------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Fig. 1 – Poteau bi-articulé.....                                                        | 150 |
| Fig. 2 – Longueurs de flambement pour un élément isolé .....                            | 153 |
| Fig. 3 – Longueurs de flambement pour un élément de portique .....                      | 154 |
| Fig. 4 – Diagramme contrainte déformation du béton et de l'acier .....                  | 160 |
| Fig. 5 – Diagramme des déformations de la section rectangulaire .....                   | 161 |
| Fig. 6 – Déformation du poteau en sinusoïde complète sur la longueur $L_0$ .....        | 162 |
| Fig. 7 – Recherche des déformations pour $e=0$ .....                                    | 162 |
| Fig. 8 – Recherche de $N_{Rd}$ maximal .....                                            | 163 |
| Fig. 9 – Équilibre des excentricités agissantes .....                                   | 163 |
| Fig. 10 – Notation pour les voiles non armés .....                                      | 172 |
| Fig. 11 – Relation contrainte-déformation pour l'analyse structurale non-linéaire ..... | 183 |
| Fig. 12 – Courbe d'interaction ( $M, N$ ) du poteau 40 x 20 étudié .....                | 185 |

## Tableaux

|                                                                                           |     |
|-------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tab. 1 – Élancement limite sans vérification au flambement .....                          | 158 |
| Tab. 2 – Coefficient $c_0$ .....                                                          | 165 |
| Tab. 3 – Formule simplifiée de calcul des poteaux rectangulaires et circulaires .....     | 167 |
| Tab. 4 – Coefficient $\alpha$ pour le dimensionnement des poteaux rectangulaires .....    | 168 |
| Tab. 5 – Coefficient d'élancement $\beta$ .....                                           | 173 |
| Tab. 6 – Coefficient d'élancement $\beta$ admis pour un voile non armé et non raidi ..... | 174 |
| Tab. 7 – Coefficient d'élancement $\beta$ admis pour un voile armé et non raidi .....     | 176 |

## 1. PREAMBULE : LA THEORIE DU FLAMBEMENT

### 1.1 – Description du phénomène

Un élément élancé, c'est à dire ayant une grande dimension par rapport à au moins une des deux autres, soumis à un effort de compression axial, peut se déplacer transversalement de façon importante sous de faibles charges.

Ce déplacement se fait généralement parallèlement à la plus petite des deux autres dimensions.

Lorsqu'on réduit la longueur de l'élément, la charge nécessaire pour obtenir le déplacement latéral est supérieure à celle du cas précédent.

On définit ainsi :

- La longueur de flambement : longueur comprise entre 2 points d'articulation de la barre (deux points de moment nul). En pratique, dans le cas d'une structure, les conditions aux extrémités ne sont pas souvent des rotules pures. La détermination de la longueur de flambement fera l'objet d'une partie spécifique de ce cours.
- L'effort critique de flambement : effort limite à partir duquel se manifestent les grandes déformations allant jusqu'à l'instabilité, noté  $N_c$ .

### 1.2 – Effort critique de flambement

Considérons un poteau dont la ligne moyenne n'est pas rigoureusement rectiligne, mais possède une excentricité initiale  $e_0(x)$ . Ce poteau est soumis à un effort axial de compression  $N$ .

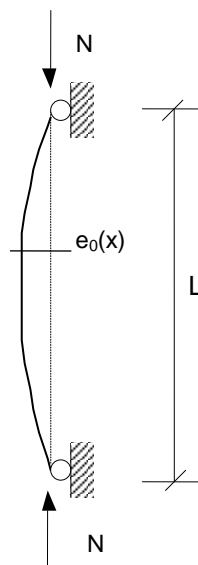


Fig. 48 – Poteau bi-articulé

Cette excentricité initiale engendre en tout point un moment  $M(x) = N \cdot e_0(x)$

Ce moment engendre une rotation :  $\omega = \int \frac{N \cdot e_0(x) \cdot dx}{EI}$  et une déformation  $y = \int \omega \cdot dx$

Cette déformation est assimilable à une excentricité supplémentaire qui elle-même engendre à son tour un moment supplémentaire  $M = N \cdot y$

Si la somme de toutes ces excentricités supplémentaires converge vers une limite finie, il existe un équilibre, sinon on parle « d'instabilité de forme » dite flambement.

A l'équilibre, s'il existe, on aura pour excentricité finale et totale :  $e_t = y(x)$   
Et pour moment :  $M = N \cdot y(x)$

La relation moment-courbure de la théorie des poutres s'écrit :

$$\frac{1}{r} = \frac{y''}{(1+y'^2)^{\frac{3}{2}}} = \frac{-M}{EI}$$

En négligeant le terme  $y'^2$  devant 1 on obtient :  $M = -E.I.y'' = N.y$

D'où :  $y'' + \frac{N}{EI} \cdot y = 0$

Cette équation différentielle du deuxième ordre sans second membre a pour solution :

$$y = y_0 \cdot \sin\left(\sqrt{\frac{N}{EI}} \cdot x\right)$$

Les conditions aux limites, à savoir déformée nulle aux deux extrémités pour  $x=0$  et  $x=L$ , entraînent :

$$\sin\left(\sqrt{\frac{N}{EI}} \cdot L\right) = 0 \text{ soit } \sqrt{\frac{N}{EI}} \cdot L = \pi \text{ ou encore } N = \frac{\pi^2 \cdot EI}{L^2}$$

L'effort d'équilibre final vaut donc :  $N_c = \frac{\pi^2 \cdot EI}{L^2}$

Cet effort est appelé effort critique de flambement ou effort critique d'Euler.

Remarque :

On a négligé précédemment l'influence du terme  $y'^2$ . Cependant les déformées liées au flambement peuvent être importantes. On obtiendrait alors l'équation différentielle :

$$\frac{y''}{(1+y'^2)^{\frac{3}{2}}} + \frac{N}{EI} \cdot y = 0$$

Ce qui veut dire que pour un même effort normal  $N$ , la déformée  $y$  est plus faible et donc le moment plus faible. Notre simplification va donc dans le sens de la sécurité.

### 1.3 – Déformée critique, dite déformée du deuxième ordre

Supposons que le poteau bi-articulé possède une déformée initiale  $e_0$  à mi hauteur et que la déformée, maximale à mi-hauteur et nulle aux deux extrémités, soit représentée par une demi-onde de sinusoïde.

Celle-ci a pour équation :  $y_0 = e_0 \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{L}\right)$

Cette déformée-excentricité entraîne un moment  $M_0 = N \cdot y_0 = N \cdot e_0 \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{L}\right)$

Ce moment engendre une rotation :  $\omega_1(x) = \int \frac{N \cdot e_0}{EI} \cdot \sin\frac{\pi \cdot x}{L} \cdot dx + A$

Pour satisfaire aux conditions aux limites on écrit :

$$\omega_1(x) = \omega_0 \quad \text{pour } x=0$$

$$\omega_1(x) = 0 \quad \text{pour } x = \frac{L}{2}$$

$$\omega_1(x) = -\omega_0 \quad \text{pour } x=L$$

On trouve alors  $A=0$  et  $\omega_1(x) = -\frac{N.e_0}{EI} \cdot \frac{L}{\pi} \cdot \cos \frac{\pi \cdot x}{L}$

La rotation entraîne la déformée correspondante :  $y_1(x) = \int \omega_1(x) \cdot dx + B$

La condition aux limites pour  $x=0$  donne  $B=0$ .

On a alors :  $y_1(x) = -\frac{N.e_0}{EI} \cdot \frac{L^2}{\pi^2} \cdot \sin \frac{\pi \cdot x}{L}$

Le maximum de la déformée pour  $x = \frac{L}{2}$  vaut  $e_1 = y_1\left(\frac{L}{2}\right)$

$$e_1 = -\frac{N.e_0}{EI} \cdot \frac{L^2}{\pi^2} = K.e_0 \quad \text{en posant } K = \frac{N}{EI} \cdot \frac{L^2}{\pi^2}$$

Cette déformée sinusoïdale  $K.e_0 \cdot \sin \frac{\pi \cdot x}{L}$  entraîne à son tour :

- Un moment supplémentaire  $N.K.e_0 \cdot \sin \frac{\pi \cdot x}{L}$
- Une rotation supplémentaire  $-N.K.e_0 \cdot \frac{L}{\pi \cdot EI} \cdot \cos \frac{\pi \cdot x}{L}$
- Une flèche supplémentaire  $N.K.e_0 \cdot \frac{L^2}{\pi^2 \cdot EI} \cdot \sin \frac{\pi \cdot x}{L} = K^2 \cdot e_0 \cdot \sin \frac{\pi \cdot x}{L}$

Ainsi de suite. L'excentricité totale à l'équilibre, s'il existe, vaut :

$$e_{0,t} = e_0 \cdot (1 + K + K^2 + K^3 + K^4 + \dots + K^n + \dots)$$

Cette série converge si  $K \leq 1$  donc si  $N \leq \frac{\pi^2 \cdot EI}{L^2} = N_c$

On retrouve bien l'effort critique d'Euler. On a alors, pour  $N < N_c$ , une déformée totale :

$$e_{0,t} = \frac{e_0}{1 - K}$$

#### 1.4 – Matériau béton armé

La formulation précédente n'est valable que pour un matériau homogène.

Pour le béton armé, matériau fissuré et qui a un domaine de plastification, il va falloir procéder en écrivant l'équilibre entre les sollicitations agissantes et les sollicitations résistantes d'une section béton comprimé + aciers comprimés + aciers tendus.



## 2. CALCUL DE LA LONGUEUR DE FLAMBEMENT

La longueur de flambement d'un poteau (ou d'un voile) dépend des conditions d'extrémités (conditions d'encastrement).

### 2.1 – Cas d'un poteau seul

Pour un poteau bi-articulé, la longueur de flambement est égale à celle de l'élément, mais pour d'autres cas elle est variable.

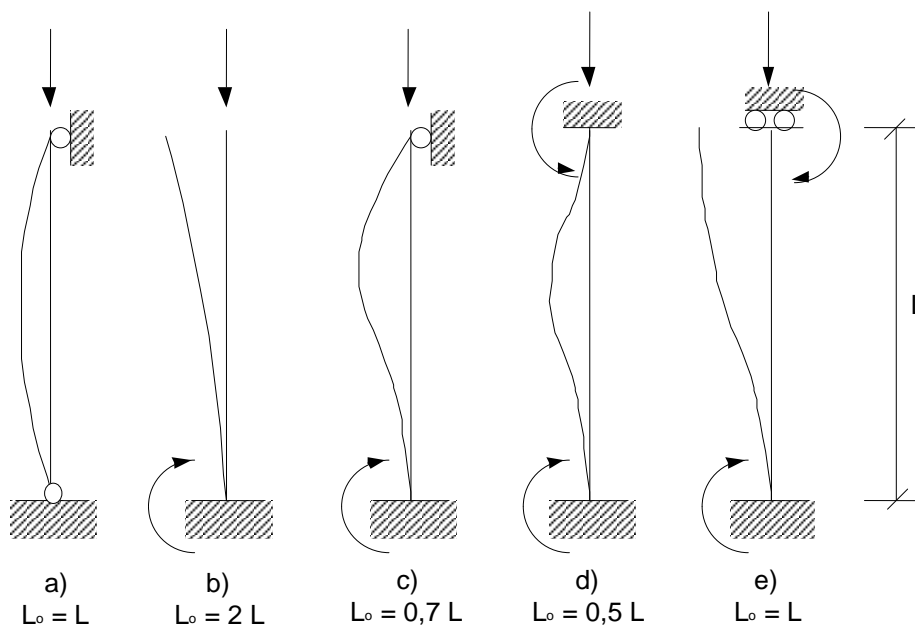


Fig. 49 – Longueurs de flambement pour un élément isolé

### 2.2 – Cas d'un portique

L'EC2 art. 5.8.3.2 (3) donne les expressions suivantes pour le calcul de la longueur de flambement d'un élément vertical au sein d'une ossature en portique.

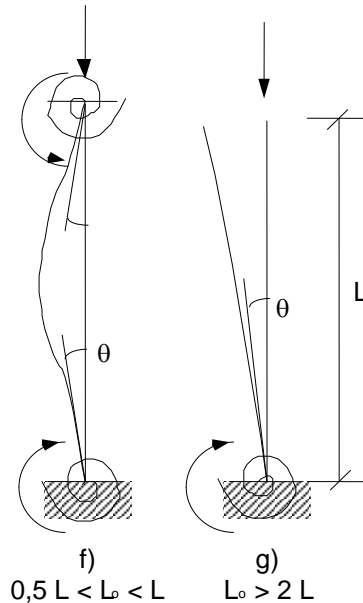


Fig. 50 – Longueurs de flambement pour un élément de portique

### 2.2.1 Éléments contreventés par des voiles – éléments à nœuds non déplaçables (cas f)

$$L_0 = 0,5.L \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)}$$

Avec :

$k_1$  et  $k_2$  : coefficients de souplesse relatifs des encastremets partiels 1 et 2 :  $k = \frac{EI/L}{M/\theta}$

$\theta$  : rotation des éléments (poutres) s'opposant à la rotation pour un moment fléchissant M

EI : rigidité en flexion de l'élément comprimé (du poteau étudié)

L : hauteur libre de l'élément comprimé.

On exprime pour simplifier  $\frac{M}{\theta} = \mu \cdot \frac{EI}{L}$

Avec :  $\mu = 3$  pour une extrémité de poutre articulée  
 $\mu = 4$  pour une extrémité de poutre encastree

Nota : pour un appui parfaitement libre  $k = \infty$

pour un encastrement parfait  $k = 0$ . L'encastrement parfait étant rare dans la réalité on se limitera à  $k=0,1$

### 2.2.2 Éléments non contreventés par des voiles – éléments à nœuds déplaçables (cas g)

$$L_0 = L \cdot \max \left\{ \sqrt{1 + 10 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}}; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \right\}$$

Où les expressions de  $k_1$  et  $k_2$  sont identiques à celles données précédemment.

### 2.2.3 Prise en compte d'un poteau inférieur et/ou supérieur

Lorsque les éléments comprimés des niveaux inférieurs et supérieurs sont susceptibles de contribuer à la rotation au flambement il est nécessaire de tenir compte de leurs caractéristiques dans le calcul de  $k_1$  et de  $k_2$ .

Les expressions deviennent alors :

$$k_1 = \frac{\left(\frac{EI}{L}\right)_{pot,calculé} + \left(\frac{EI}{L}\right)_{pot,sup}}{\left(\frac{\mu.EI}{L}\right)_{pout,sup1} + \left(\frac{\mu.EI}{L}\right)_{pout,sup2}} \quad \text{et} \quad k_2 = \frac{\left(\frac{EI}{L}\right)_{pot,calculé} + \left(\frac{EI}{L}\right)_{pot,inf}}{\left(\frac{\mu.EI}{L}\right)_{pout,inf1} + \left(\frac{\mu.EI}{L}\right)_{pout,inf2}}$$

### 2.2.4 Exemple d'application

**Exemple.** Poteau 0,3 m x 0,5 m de longueur libre  $L = 6,10$  m. Poteau au-dessus et au-dessous : même section mais longueur libre  $L = 3,20$  m. Poutres traversantes de travées intermédiaires en haut et en bas : 0,3 m x 0,4 m de 5 m de longueur de chaque côté.

$$k_1 = \frac{\left(\frac{EI}{\ell}\right)_{pot} + \left(\frac{EI}{\ell}\right)_{pot,sup}}{\left(\frac{\mu.EI}{\ell}\right)_{pout,sup1} + \left(\frac{\mu.EI}{\ell}\right)_{pout,sup2}} = \frac{\frac{0,5 \times 0,3^3}{12 \times 6,1} + \frac{0,5 \times 0,3^3}{12 \times 3,2}}{\frac{3 \times 0,3 \times 0,4^3}{12 \times 5} + \frac{3 \times 0,3 \times 0,4^3}{12 \times 5}} = 0,2792$$

$$k_2 = k_1 = 0,2792$$

$$L_0 = 0,5 L \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)} = 0,5 \times \sqrt{\left(1 + \frac{0,2792}{0,45 + 0,2792}\right) \left(1 + \frac{0,2792}{0,45 + 0,2792}\right)}$$

$$\text{soit} \quad L_0 = 0,691 L = 4,218 \text{ m}$$

## 3. ELANCEMENT

L'élancement est un coefficient de dimension du poteau qui caractérise son risque de flambement. Il est caractérisé par la grandeur :

$$\lambda = \frac{L_0}{i}$$

Avec :  $i$  : rayon de giration de la section dans la direction privilégiée du flambement.

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}}$$

NOTA : la direction privilégiée du flambement n'est a priori pas connue d'emblée sauf dans les cas évidents de conditions aux extrémités. Il est donc nécessaire, pour les ossatures complexes, de faire un calcul dans les deux directions afin de déterminer la direction privilégiée du flambement qui est caractérisée par l'élancement  $\lambda$  le plus fort.

Élancement d'un poteau rectangulaire :

$$\lambda = \frac{L_0}{i} = \frac{L_0}{\sqrt{I/S}} = \frac{L_0 \cdot \sqrt{12}}{a}$$

Avec :  $L_0$  : longueur de flambement en m  
 $a$  : dimension du poteau parallèle à la direction de flambement considérée en m

Élancement d'un poteau circulaire :

$$\lambda = \frac{L_0}{i} = \frac{L_0}{\sqrt{I/S}} = \frac{4 \cdot L_0}{d}$$

Avec :  $L_0$  : longueur de flambement en m  
 $d$  : diamètre du poteau en m

## 4. CALCUL DES POTEAUX EN BETON ARME

### 4.1 – Élément assimilé à un poteau

On considère un élément en béton armé de dimensions en plan :  $a \times b$

Cet élément sera considéré et calculé comme un poteau s'il respecte la condition suivante :

$$\frac{a}{4} \leq b \leq 4 \cdot a$$

### 4.2 – Excentricité du premier ordre

L'excentricité du premier ordre  $e_1$  est composée de :

- L'excentricité liée au chargement :  
 $N_{Ed}$  : effort normal appliqué au poteau  
 $M_{Ed}$  : moment sollicitant la section au niveau du plan de flambement  
$$e_0 = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}$$
- L'excentricité liée aux imperfections géométriques définie dans l'EC2 et son Annexe Nationale :  
$$e_i = \max \left[ \frac{L_0}{400} ; 0,02m \right]$$

Excentricité du premier ordre :  $e_1 = e_0 + e_i$

### 4.3 – Méthodes de calcul

L'EC2-1-1 propose 5 méthodes de calculs des poteaux au flambement

1. Faibles élancements : pour  $\lambda$  compris entre 10 et 30 et pour une contrainte moyenne de compression du béton pas trop forte, on peut se dispenser du calcul au flambement.
2. Méthode générale : elle reprend les mêmes hypothèses que la méthode déjà utilisée en France (dite méthode de Faessel).
3. Méthode de la rigidité nominale : elle conduit à un moment de calcul majoré et nécessite ensuite un calcul en flexion composée.
4. Méthode de la courbure nominale : elle conduit à une excentricité du second ordre forfaitaire et nécessite ensuite un calcul en flexion composée.
5. Méthode simplifiée des recommandations professionnelles : Il s'agit d'une méthode équivalente à celle utilisée au BAEL, propre à la France et rapide à mettre en œuvre.

#### **Remarques :**

La méthode 1 concerne des éléments peu élancés. Elle ne concerne donc que des cas particuliers. Elle est peu intéressante.

Les méthodes 3 et 4 nécessitent des calculs lourds essentiellement pour la flexion composée et conduisent à des forces portantes inférieures à celles de la méthode générale. Elles sont donc peu économiques.

On aura donc tendance à privilégier les méthodes 2 et 5.

### 4.4 – Méthode des faibles élancements

Elle est précisée dans les articles 5.8.2 (6) ; 5.8.3.1 (1) et 5.8.3.3 (1) de l'EC2-1-1.

Les calculs au flambement ne sont pas exigés si :

➤ **Les effets du second ordre représentent moins de 10% des effets du premier ordre**

➤ **Pour un élément isolé :**

si l'élancement  $\lambda$  est inférieur à  $\lambda_{lim} = \frac{20.A.B.C}{\sqrt{n}}$

avec :

$A = \frac{1}{1 + 0,2 \cdot \varphi_{ef}}$  si le coefficient de fluage effectif  $\varphi_{ef}$  n'est pas connu, on prendra  $A = 0,7$

$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$  si le ratio mécanique d'armatures  $\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$  n'est pas connu,

on prendra :  $B = 1,1$

$C = 1,7 - r_m$  si le rapport des moments d'extrémités du 1<sup>er</sup> ordre  $r_m = M_{01} / M_{02}$  n'est pas connu, on prendra :  $C = 0,7$   
avec  $|M_{02}| \geq |M_{01}|$

n = effort normal relatif  $n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$

Si les moments d'extrémités provoquent des tractions sur une même face, on prendra  $r_m$  positif (donc  $C \leq 1,7$ ), sinon  $r_m < 0$  (et  $C > 1,7$ )

Dans la pratique courante, on pourra retenir :

$$\lambda_{lim} = 20 \times 0,7 \times 1,1 \times 0,7 \times \sqrt{\frac{f_{cd}}{\sigma_c}} = 10,8 \cdot \sqrt{\frac{f_{cd}}{\sigma_c}} \longrightarrow \lambda_{lim} \text{ pour une contrainte de compression du béton } \sigma_c$$

Tab. 75 – Élancement limite sans vérification au flambement

|                   |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
|-------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| $\sigma_c/f_{cd}$ | 0,1  | 0,2  | 0,3  | 0,4  | 0,5  | 0,6  | 0,7  | 0,8  | 0,9  | 1    |
| $\lambda_{lim}$   | 34,2 | 24,1 | 19,7 | 17,1 | 15,3 | 13,9 | 12,9 | 12,1 | 11,4 | 10,8 |

➤ **Pour une structure de bâtiment :**

On peut négliger les effets globaux du 2<sup>o</sup> ordre, si l'on peut vérifier l'inéquation suivante :

$$F_{v,Ed} \leq k_1 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \cdot \frac{\sum E_{cd} \cdot I_c}{L^2}$$

Avec  $F_{v,Ed}$  = charge verticale totale (sur tous les éléments contreventés et non contreventés)

$n_s$  = nombre d'étages

$L$  = hauteur totale du bâtiment au-dessus du niveau d'encastrement du moment

$E_{cd}$  = valeur de calcul du module d'élasticité du béton  $E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{CE}}$  avec  $\gamma_{CE} = 1,20$

$$E_{cm} = 22 \cdot \left[ \frac{f_{cm}}{10} \right]^{0,3} \quad \text{où : } f_{cm} = f_{ck} + 8$$

$I_c$  = moment d'inertie (non fissuré) des éléments de contreventement

$k_1 = 0,31$ . Cette valeur peut être remplacée par  $k_2$  si l'on peut montrer que les éléments de contreventement sont non fissurés à l'ELU :  $k_2 = 0,62$

**sous toutes les conditions suivantes :**

- l'instabilité de torsion n'est pas dominante (la structure est raisonnablement symétrique)
- les déformations globales dues au cisaillement sont négligeables (ce qui est le cas dans un système de contreventement constitué de voiles de contreventement sans grandes ouvertures)
- les éléments de contreventement sont fixés rigidement à la base (les rotations sont négligeables)
- la rigidité des éléments de contreventement est raisonnablement constante sur toute la hauteur
- la charge verticale totale augmente approximativement de la même quantité à chaque étage.

## 4.5 – Méthode générale

Il s'agit d'une analyse non-linéaire : il faut prendre en compte :

- non linéarité géométrique,
- non linéarité des comportements des matériaux,
- effet du fluage.

Diagramme contrainte-déformation du béton (diagramme de Sargin simplifié)

$$\frac{\sigma_c}{f_{cd}} = \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta}$$

avec  $\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}$  ;  $k = 1,05 \cdot \frac{E_{cm} \cdot \varepsilon_{c1}}{\gamma_{CE} \cdot f_{cd}}$  ;  $\gamma_{CE} = 1,2$

Pour l'acier, au choix : diagramme avec palier ou diagramme avec droite inclinée.

En l'absence de modèle plus fin, on pourra prendre une déformation du béton après fluage multipliée par le facteur  $(1 + \varphi_{ef})$

On peut prendre en compte l'effet favorable du béton tendu (compliqué car inertie de section non fissurée entre deux fissures), mais par simplification, on peut aussi le négliger.

Normalement, les conditions d'équilibre et de compatibilité des déformations relatives sont satisfaites dans plusieurs sections. Pour simplifier, on peut ne considérer que la (ou les) section critique en supposant une variation appropriée de la courbure, semblable à celle du 1<sup>er</sup> ordre par exemple (ou sinusoïde).

Pour des charges principalement statiques, les effets des chargements antérieurs peuvent généralement être négligés et on peut admettre une croissance monotone de l'intensité des actions [§5.7 (3)].

## Notations

|                 |                                                                                                                                                                          |
|-----------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| $e_i$           | excentricité due aux imperfections géométriques                                                                                                                          |
| $e_1$           | excentricité du 1 <sup>e</sup> ordre                                                                                                                                     |
| $e_2$           | excentricité du 2 <sup>e</sup> ordre = $\frac{1}{r} \cdot \left(\frac{L_0}{\pi}\right)^2 = \frac{\varepsilon_h - \varepsilon_b}{h} \cdot \left(\frac{L_0}{\pi}\right)^2$ |
| $h$             | épaisseur du poteau dans le sens du flambement                                                                                                                           |
| RH              | humidité relative en %                                                                                                                                                   |
| $L_0$           | longueur de flambement                                                                                                                                                   |
| $M_{Ed}$        | moment agissant en ELU                                                                                                                                                   |
| $N_{Ed}$        | effort normal agissant en ELU                                                                                                                                            |
| $M_{Rd}$        | moment résistant de la section critique                                                                                                                                  |
| $N_{Rd}$        | effort normal résistant de la section critique                                                                                                                           |
| $r$             | rayon de courbure de la section critique et $\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_h - \varepsilon_b}{h} = \text{courbure}$                                                    |
| $\varepsilon_h$ | déformation en fibre la plus comprimée                                                                                                                                   |
| $\varepsilon_b$ | déformation en fibre tendue ou la moins comprimée                                                                                                                        |
| $\varepsilon_n$ | déformation au point C de la figure ci-après                                                                                                                             |
| $\varepsilon_m$ | déformation de rotation telle que la déformation en fibre supérieure soit égale à :                                                                                      |
|                 | $\varepsilon_h = \varepsilon_n + \varepsilon_m$                                                                                                                          |
| $\varphi_{ef}$  | coefficient de fluage effectif (voir chapitre 6 de ce cours)                                                                                                             |

Dans le prolongement de la pratique française pour les poteaux élancés, il est possible d'utiliser une méthode dérivée de la méthode Faessel, avec les hypothèses suivantes :

- les sections planes restent planes
- le béton tendu est négligé ;  
l'EC2 autorise de prendre éventuellement en compte le béton tendu, (art. 5.8.6 (5))
- les effets du retrait du béton sont négligés
- on adopte pour le béton le diagramme contrainte-déformation donné par l'équation 3.14, art. 3.1.5 et la figure 3.2 (formule de Sargin simplifiée) de l'EC2-1-1, avec une affinité  $(1 + \varphi_{ef})$  de l'axe des déformations pour tenir compte des effets du fluage, et pour l'acier, **au choix**, un diagramme bilinéaire à palier de plasticité horizontale ou incliné
- en choisissant l'option simplifiée de ne considérer les conditions d'équilibre que dans la (les) section(s) critique(s) (art. 5.8.6 (6))

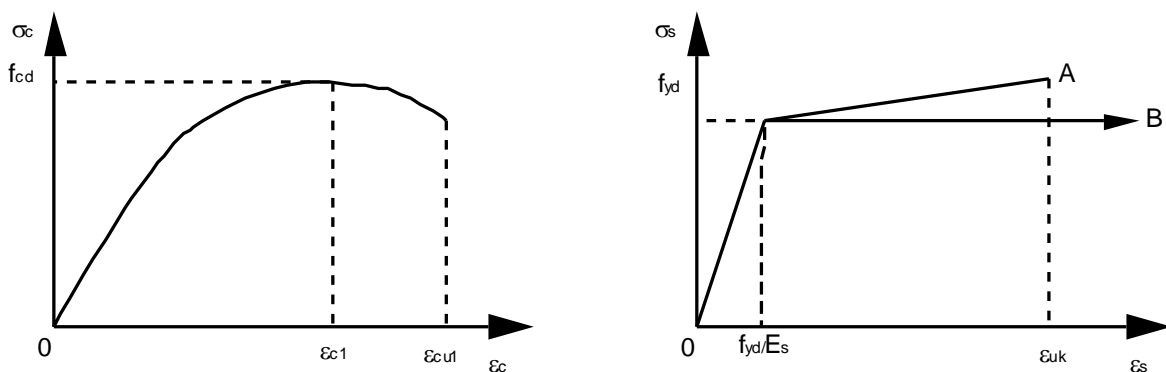


Fig. 51 – Diagramme contrainte déformation du béton et de l'acier



Le principe consiste à rechercher parmi toutes les déformations de sections possibles qui satisfont l'équilibre : **excentricité agissante = excentricité résistante**

$$e_i + \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} + e_2 - \frac{M_{Rd}}{N_{Rd}} = 0 \quad (1)$$

celle qui donne l'effort normal résistant  $N_{Rd}$  maximal, en utilisant les deux paramètres déformations  $\varepsilon_n$  et  $\varepsilon_m$  tels que la déformation en fibre supérieure soit égale à :  $\varepsilon_h = \varepsilon_n + \varepsilon_m$

et la déformation en fibre inférieure  $\varepsilon_b = \varepsilon_n - \frac{\varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{cut1} - \varepsilon_{c1}} \cdot \varepsilon_m$

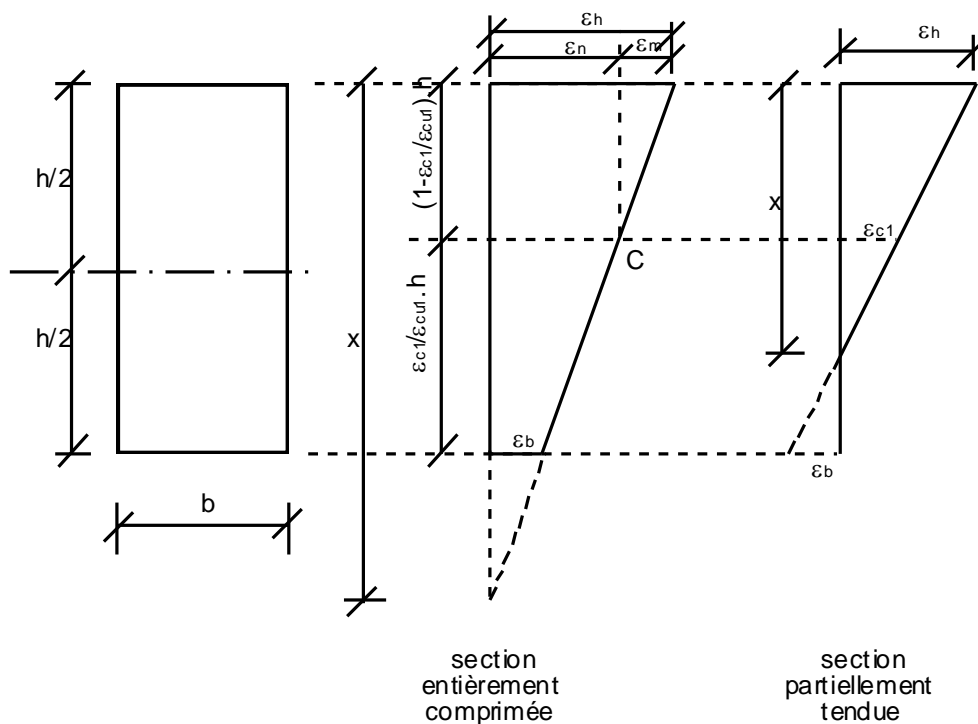


Fig. 52 – Diagramme des déformations de la section rectangulaire

On supposera que :

- la déformée à l'équilibre est sinusoïdale (demi-onde sur la hauteur  $L_0$ )
- le moment du premier ordre est constant sur toute la hauteur (conséquence de l'hypothèse précédente), l'excentricité du 1<sup>er</sup> ordre valant :  $\varepsilon_1 = e_i + \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}$

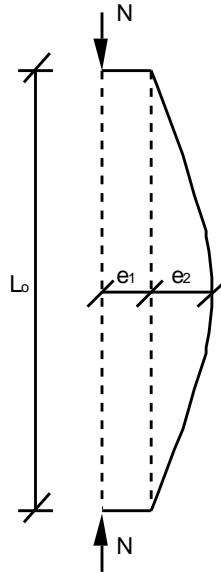


Fig. 53 – Déformation du poteau en sinusoïde complète sur la longueur  $L_0$

### Méthodes de résolution du problème :

#### 1<sup>ère</sup> solution : programme EXCEL

Un programme de calcul, sur Excel par exemple, peut rechercher, pour une valeur donnée de  $\varepsilon_n$ , la valeur  $\varepsilon_m(\varepsilon_n)$  qui annule l'équation (1) et l'effort normal résistant correspondant  $N_{Rd}(\varepsilon_n)$  pour trouver l'effort normal maximal.

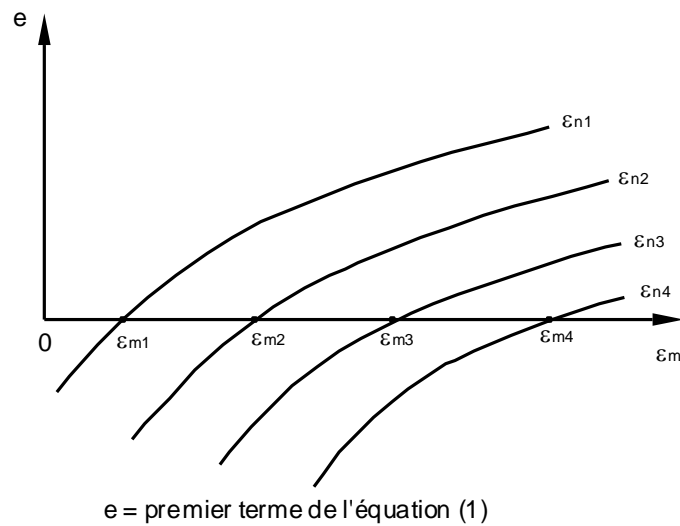


Fig. 54 – Recherche des déformations pour  $e=0$

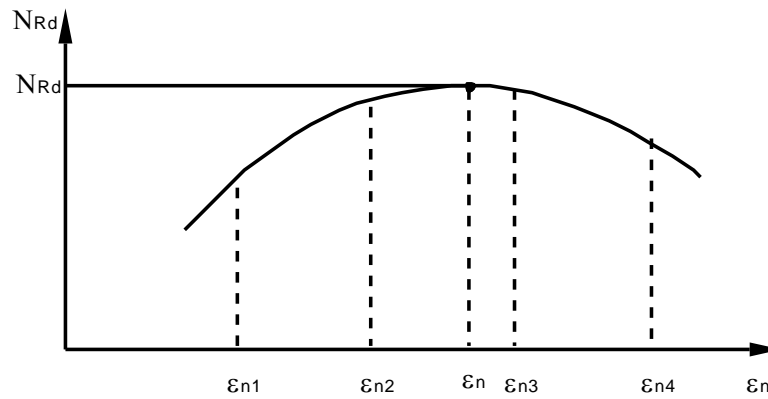


Fig. 55 – Recherche de  $N_{Rd}$  maximal

## 2<sup>ème</sup> solution : méthode semi-graphique

En remarquant que la courbure est exprimée par :

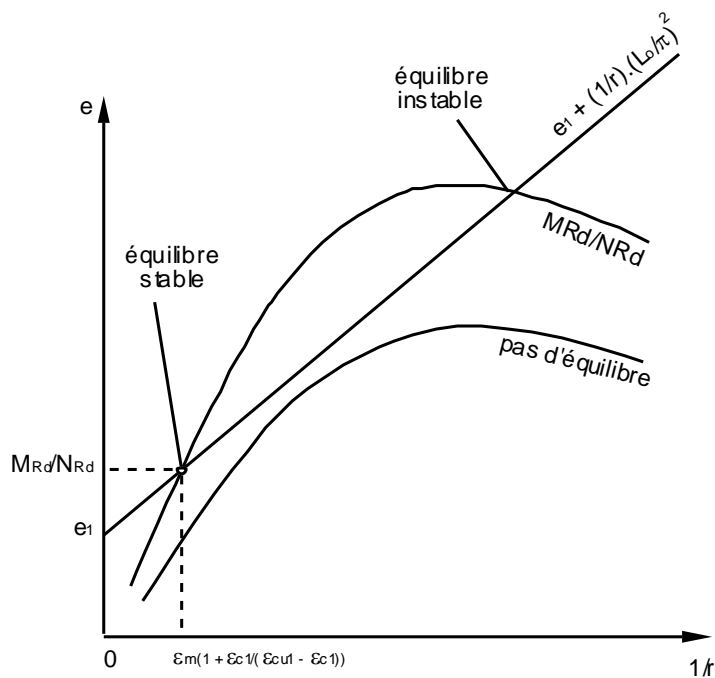
$$\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_h - \varepsilon_b}{h} = \varepsilon_m \left( 1 + \frac{\varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{cu1} - \varepsilon_{c1}} \right)$$

on peut représenter la recherche de l'équilibre graphiquement :

Pour toute droite  $e = e_1 + \frac{1}{r} \left( \frac{L_0}{\pi} \right)^2$  coupant la courbe  $\frac{M_{Rd}}{N_{Rd}}$ , on a deux points d'équilibre (ou aucun) :

Pour le point de gauche, une augmentation de la courbure  $1/r$  donne un rapport « moment résistant/effort normal » qui croît plus vite que  $e$ . On est en équilibre stable.

Pour le point de droite, c'est l'inverse.



$e$  = premier terme de l'équation (1)

Fig. 56 – Équilibre des excentricités agissantes

## En pratique :

Dans la pratique, en supposant  $N_{Rd} = N_{Ed}$ , on recherche, parmi tous les équilibres possibles entre le moment agissant  $N_{Rd} (e_1 + e_2)$  et le moment résistant  $M_{Rd}$ , celui qui correspond à un équilibre stable

On supposera une déformation sinusoïdale, ainsi,  $e_2 = \frac{1}{r} \cdot \left( \frac{L_0}{\pi} \right)^2$  pour une excentricité du 1<sup>er</sup> ordre

$e_0 = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}$  et une excentricité additionnelle due aux imperfections géométriques que l'on peut prendre

égale à :  $e_i = \frac{L_0}{400}$  pour les éléments isolés de structures contreventées (art. 5.2 (9))

avec  $L_0$  = longueur de flambement.

Cette valeur étant faible pour les poteaux de faible élancement, l'ANF a introduit la condition la plus défavorable :  $e_i = \max \left[ \frac{L_0}{400} ; 0,02m \right]$  (art. 5.2(1)P)

On peut utiliser un programme Excel recherchant l'effort normal maximal satisfaisant l'équation d'équilibre  $\frac{M_{Rd}}{N_{Rd}} - (e_0 + e_i + e_2) = 0$ .

Ou bien un programme Excel, semi-graphique recherchant la valeur maximale que peut supporter le poteau correspond au cas où la courbe Excentricité/Courbure résistantes est tangente à la droite des excentricités

## 4.6 – Méthode de la rigidité nominale

Cette méthode est utilisable pour des éléments isolés ou pour la structure complète, mais elle ne s'applique pas aux structures hyperstatiques.

La rigidité nominale (béton + aciers) peut être estimée par :

$$E.I = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s$$

avec :

$E_{cd}$  = valeur de calcul du module d'élasticité du béton  $E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{CE}}$  avec  $\gamma_{CE} = 1,20$

$I_c$  = moment d'inertie de la section droite du béton

$E_s$  = module d'élasticité de l'acier (200 GPa)

$K_c$  = coefficient tenant compte des effets de la fissuration, du fluage,

$$K_c = \frac{k_1 \cdot k_2}{1 + \varphi_{ef}}$$

$$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}}$$

$$k_2 = \frac{n \cdot \lambda}{170} \leq 0,20$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Si  $\lambda$  n'est pas défini, on prendra  $k_2 = 0,3$  et  $n \leq 0,20$

On pourra prendre :  $K_s = 1$  et  $I_s = \frac{A_s \cdot \delta^2}{2}$  pour deux armatures de section  $A_s$ , chacune espacées de  $\delta$

Sous réserve que le pourcentage d'acier  $\rho = \frac{A_s}{A_c} \geq 0,01$   $c \geq 0,01$ , on peut adopter :

$$K_s = 0 \quad \text{et} \quad K_c = \frac{0,3}{1 + 0,5 \cdot \varphi_{ef}} \quad (\text{au moins pour le 1}^{\text{er}} \text{ cas d'itération}).$$

### Majoration des moments :

Le moment de calcul total (incluant l'excentricité du 2<sup>e</sup> ordre) peut être calculé par :

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \cdot \left[ 1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N_{Ed}} - 1} \right]$$

avec :

$M_{0Ed}$  = moment du premier ordre (y compris les effets des imperfections géométriques)

$N_B$  = charge de flambement basée sur la rigidité nominale = charge critique d'Euler

$$N_B = \frac{\pi^2 \cdot EI}{L_0^2}$$

$N_{Ed}$  = effort normal agissant de calcul

$\beta$  = coefficient dépendant de la distribution des moments du 1<sup>er</sup> et du 2<sup>e</sup> ordre

$\beta = \frac{\pi^2}{c_0}$  pour un élément isolé de section constante et effort normal constant

(distribution sinusoïdale)

$c_0$  = coefficient dépendant de la distribution de la courbure du 1<sup>er</sup> ordre

Tab. 76 – Coefficient  $c_0$

| pour un moment du 1 <sup>er</sup> ordre : | Constant ou avec double courbure | Parabolique | Triangulaire symétrique | À défaut |
|-------------------------------------------|----------------------------------|-------------|-------------------------|----------|
| $c_0 =$                                   | 8                                | 9,6         | 12                      | $\pi^2$  |

#### 4.7 – Méthode de la courbure nominale

Cette méthode convient aux éléments isolés, à effort normal constant elle donne une valeur approchée par excès de la déformée du 2<sup>e</sup> ordre.

Le moment de calcul vaut :  $M_{Ed} = M_{0Ed} + N_{Ed} \cdot e_2$

avec :  $M_{0Ed}$  = moment du premier ordre (y compris les effets des imperfections géométriques)

$N_{Ed}$  = effort normal agissant de calcul

$$e_2 = \frac{1}{r} \cdot \frac{L_0^2}{c}$$

$L_0$  = longueur de flambement (efficace)

$c$  = coefficient dépendant de la distribution de la courbure totale

( $c = 8$  pour une courbure constante)

On prendra en général :

$c = 10$  ( $\sim \pi^2$ ) pour une sinusoïde des courbures (déformée sinusoïdale)

$c = 8$  pour une courbe constante (déformée parabolique)

Des moments du 1<sup>er</sup> ordre différents aux extrémités peuvent être remplacés par :

$$M_{0Ed} = 0,6.M_{02} + 0,4.M_{01} \text{ avec } |M_{02}| \geq |M_{01}|$$

Les deux moments sont de même signe s'ils provoquent une traction sur la même face.

#### Calcul de la courbure :

Pour des éléments de section droite constante et symétrique (y compris le ferrailage), on peut adopter :

$$\frac{1}{r} = K_r \cdot K_\varphi \cdot \frac{1}{r_0}$$

Avec :  $K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \leq 1$

$$K_\varphi = 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} \geq 1$$

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45 \cdot d}$$

$$n_u = 1 + \omega$$

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$n_{bal} = 0,4$$

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150}$$

$\varphi_{ef}$  = coefficient de fluage effectif

Si toutes les armatures ne sont pas concentrées sur les faces opposées, mais qu'une partie est distribuée parallèlement au plan de flexion (dans les voiles par exemple),  $d$  est défini par :

$$d = 0,5 h + i_s$$

avec  $i_s$  = rayon de giration de la section totale d'armatures :  $i_s = \sqrt{\frac{I_s}{A_s}}$

#### 4.8 – Méthode simplifiée des recommandations professionnelles

Les recommandations professionnelles françaises recommandent de dimensionner les poteaux avec les formules suivantes :

$$N_{Rd} = \alpha \cdot k_h \cdot k_s \cdot [A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd}]$$

Ou encore :

$$N_{Rd} = \alpha \cdot k_h \cdot k_s \cdot A_c \cdot [f_{cd} + \rho \cdot f_{yd}]$$

Ou encore :

$$N_{Rd} = \sigma_0 \cdot A_c \cdot [1 + \rho \cdot \mu]$$

Avec :

$$\sigma_0 = \alpha \cdot k_h \cdot k_s \cdot f_{cd}$$

$$\mu = \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_c}$$

Tab. 77 – Formule simplifiée de calcul des poteaux rectangulaires et circulaires

| Section rectangulaire                                                                                                  | Section circulaire                                                                                                      |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| $N_{Rd} = \alpha \cdot k_h \cdot k_s \cdot [b \cdot h \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd}]$                                | $N_{Rd} = \alpha \cdot k_h \cdot k_s \cdot \left[ \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd} \right]$      |
| $\alpha = \frac{0,86}{1 + \left(\frac{\lambda}{62}\right)^2} \quad \text{si } \lambda \leq 60$                         | $\alpha = \frac{0,84}{1 + \left(\frac{\lambda}{52}\right)^2} \quad \text{si } \lambda \leq 60$                          |
| $\alpha = \left(\frac{32}{\lambda}\right)^{1,3} \quad \text{si } 60 < \lambda \leq 120$                                | $\alpha = \left(\frac{27}{\lambda}\right)^{1,24} \quad \text{si } 60 < \lambda \leq 120$                                |
| $k_h = (0,75 + 0,5 \cdot h)(1 - 6 \cdot \rho \cdot \delta) \quad \text{pour } h < 0,50$<br>sinon $k_h = 1$             | $k_h = (0,7 + 0,5 \cdot D)(1 - 8 \cdot \rho \cdot \delta) \quad \text{pour } D < 0,60$<br>sinon $k_h = 1$               |
| $k_s = 1,6 - 0,6 \cdot \frac{f_{yk}}{500} \quad \text{pour } f_{yk} > 500 \text{ et } \lambda > 40$<br>sinon $k_s = 1$ | $k_s = 1,6 - 0,65 \cdot \frac{f_{yk}}{500} \quad \text{pour } f_{yk} > 500 \text{ et } \lambda > 30$<br>sinon $k_s = 1$ |

Avec :

b = largeur du poteau rectangulaire (grande dimension) ;

D = diamètre du poteau circulaire ;

h = épaisseur du poteau dans le sens du flambement (petite dimension) ;

L<sub>0</sub> = longueur de flambement ;

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,50} \quad , \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15}$$

A<sub>s</sub> = section totale des armatures situées à une distance d' des parois, disposées en deux lits pour une section rectangulaire ou en au moins 6 barres pour une section circulaire ;

$$\delta = \frac{d'}{h} \quad \text{enrobage relatif } (\leq 0,30) ;$$

$\lambda = \frac{L_0 \cdot \sqrt{12}}{a}$  élancement pour une section rectangulaire de côté h dans le sens du flambement ;

$\lambda = \frac{4 \cdot L_0}{D}$  élancement pour une section circulaire de diamètre D dans le sens du flambement ;

$\rho = \frac{A_s}{b \cdot h}$  % d'armature totale pour une section rectangulaire ( $\leq 3\%$ )

$\rho = \frac{A_s}{\left(\frac{\pi \cdot D^2}{4}\right)}$  % d'armature totale pour une section circulaire ( $\leq 3\%$ )

Remarque : Limite d'emploi de la méthode simplifiée :

Élancement  $\lambda \leq 120$

$20 \leq f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$

$h \geq 0,15 \text{ m}$

Remarque : si on ne connaît pas les valeurs de  $\rho$  et  $\delta$ , on peut prendre à titre conservatoire :

$$k_h = (0,75 + 0,5 \cdot h)(1 - 6 \cdot \rho \cdot \delta) = 0,93$$

Tab. 78 – Coefficient  $\alpha$  pour le dimensionnement des poteaux rectangulaires

| $\lambda =$ | 0     | 20    | 40    | 60    | 80    | 100   | 120   |
|-------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| $\alpha =$  | 0,860 | 0,779 | 0,607 | 0,444 | 0,304 | 0,227 | 0,179 |

## 5. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

On respectera en outre les dispositions suivantes :

- Pourcentage minimal d'armatures :  $A_{s,\min} = \text{Max} \left[ \frac{0,1 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} ; 0,002 \cdot A_c \right]$  ;
- Pourcentage maximal d'armatures :  $0,04 \cdot A_c$  sauf sur les zones de recouvrement ( $0,08 \cdot A_c$ ) ;
- Au moins une barre dans chaque angle et, pour les poteaux circulaires, au moins 4 barres ;
- Diamètre minimal des armatures longitudinales :  $\varnothing_L \geq 8 \text{ mm}$  ;
- Diamètre minimal des armatures transversales :  $\varnothing_t \geq \frac{\varnothing_L}{4}$  et 6mm, sauf pour les treillis soudés (5mm) ;
- Recouvrement des armatures longitudinales (attentes) :  $L_0 = 15 \cdot \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \geq 15 \cdot \varnothing$  avec un minimum de 200mm.

avec :  $f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$

$\eta_1 = 1,0$  lorsque les conditions d'adhérence sont bonnes et 0,7 dans tous les autres cas.

$\eta_2 = 1,0$  pour  $\varnothing \leq 32 \text{ mm}$  et  $\eta_2 = \frac{(132 - \varnothing)}{100}$  pour  $\varnothing > 32 \text{ mm}$ .

$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = \frac{1,80}{1,50} = 1,20$  pour un béton C25/30

Ce critère est relativement contraignant car si on considère un béton C25/30 la longueur



d'ancrage nécessaire est proche de  $60\varnothing$  ce qui est bien supérieur aux habitudes actuelles dans les éléments comprimés.

On pourra réduire cette longueur forfaitaire en réalisant un calcul des attentes strictement nécessaires (Voir l'Eurocode 2 pratique – Annexe du chapitre 11) ;

- Ecartement maximal des armatures transversales :

$$s_{cl,tmax} = \text{Mir}[20.\varnothing_L; b; 400mm]$$

Cette valeur doit être multipliée par 0,60 dans :

- o Les zones de hauteur h (petite dimension du poteau) au-dessus et en-dessous des planchers,
  - o Les zones de recouvrement si  $\varnothing_L > 14$  en y prévoyant au moins 3 cadres.
- Dans les zones de changement de direction des barres, prévoir des armatures transversales pour reprendre l'effort associé si la pente du changement de direction est supérieure à 1/12 ;
  - Une barre longitudinale non tenue par des armatures transversales ne peut être à plus de 150mm d'une barre longitudinale tenue.

## 6. PRECISIONS CONCERNANT LE FLUAGE

La déformation du second ordre correspond à des charges de courte et de longue durée.

On doit prendre en compte l'amplification de cette déformation due au fluage au prorata des charges de longue durée sur les charges totales et de leur durée d'application.

- Le coefficient de fluage effectif  $\varphi_{ef}$ , intervenant par l'expression  $(1 + \varphi_{ef})$  dans le calcul des déformations, peut être calculé de façon simplifiée par :

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}}$$

$\varphi(\infty, t_0)$  est la valeur finale du coefficient de fluage

$M_{0Eqp}$  = moment fléchissant du 1<sup>er</sup> ordre en combinaison quasi-permanente ELS

$M_{0Ed}$  = moment fléchissant du 1<sup>er</sup> ordre en combinaison de calcul ELU

- Si le rapport  $M_{0Eqp} / M_{0Ed}$  varie dans l'élément ou dans la structure, on peut, soit calculer le rapport pour la section de moment maximal, soit utiliser une valeur moyenne représentative.
- L'effet du fluage peut être ignoré si les trois conditions suivantes sont satisfaites :

$$\varphi(\infty, t_0) \leq 2 \quad (\text{coefficient de fluage})$$

$$\lambda \leq 75 \quad (\text{élancement})$$

$$\frac{M_{0Ed}}{N_{Ed}} \geq h \quad (h = \text{hauteur de la section dans la direction correspondante})$$

- Le fluage peut aussi s'exprimer en fonction des charges (les moments étant proportionnels aux charges) :

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{G + \psi_2 \cdot Q}{1,35 \cdot G + 1,50 \cdot Q}$$

- **Note.** Si les conditions permettant de négliger les effets du second ordre sont à peine satisfaites, négliger à la fois les effets du 2<sup>e</sup> ordre et le fluage peut ne pas être assez conservateur, sauf si le

$$\text{ratio mécanique d'armatures } \omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} \geq 0,25$$

Le calcul de  $\varphi(\infty, t_0)$  est explicité dans l'Annexe B de l'EC2.

Les formules sont basées sur des séries d'essais réalisés sur des bétons qui ont ainsi permis de déterminer des courbes de fluage et d'en extraire des équations.

$\varphi(\infty, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(\infty, t_0)$  : valeur finale du coefficient de fluage

Avec :

$\beta_c(\infty, t_0) = \beta_c(t, t_0)$  pour  $t = \infty$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[ \frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{-0,3}$$

$$\beta_H = 15 \cdot \left[ 1 + (0,012 \cdot RH)^{18} \right] h_0 + 250 \leq 1500 \text{ pour } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$$

$$\beta_H = 15 \cdot \left[ 1 + (0,012 \cdot RH)^{18} \right] h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 \text{ pour } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

$$\alpha_3 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{-0,5}$$

On remarque que  $\beta_c(t, t_0)$  tend vers 1 pour  $t = \infty$  donc  $\varphi(\infty, t_0) = \varphi_0$

$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \text{ pour } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$$

$$\varphi_{RH} = \left[ 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \right] \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \text{ pour } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

$$\alpha_1 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \text{ et } \alpha_2 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2}$$

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} \quad (A_c : \text{section de béton} \quad u : \text{périmètre béton})$$

$RH$  : taux d'humidité relative ;

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}}$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_{0c}^{0,2}}$$

$$t_{0c} = t_{0,T} \cdot \left( \frac{9}{2 + t_{0,T}^{0,2}} \right)^\alpha$$

$t_{0,T}$  : âge du béton au moment du chargement ;

on pourra considérer par hypothèse 28 jours.

$\alpha$  : coefficient dépendant du type de ciment utilisé

$\alpha = -1$  pour les ciments de la classe S

$\alpha = 0$  pour les ciments de la classe N

$\alpha = 1$  pour les ciments de la classe R

## 7. CALCUL DES VOILES EN BETON ARME

On distingue 2 types de voiles en bâtiment :

- Les voiles dits non armés, qui ne possèdent pas d'armatures de traction sous sollicitation de flexion composée dans leur plan et qui respectent les conditions de voiles non armées données dans les paragraphes qui suivent.  
En compression simple, les voiles dits non armés sont ceux pour lesquels l'effort normal résistant, sans armatures, calculé en tenant compte des effets du second ordre est supérieur à l'effort normal agissant. Cette vérification doit être vraie quelque soit la bande verticale de voile considérée.
- Les voiles armés qui sont calculés comme des poutres en flexion composée dans le cas des murs de contreventement.  
En compression simple, les voiles armés sont ceux pour lesquels il existe une bande verticale de voile où l'effort normal résistant, sans armatures, calculé en tenant compte des effets du second ordre est inférieur à l'effort normal agissant.

Les dispositions concernant le flambement sont très similaires à celles des poteaux. La prise en compte des règles particulières listées dans les paragraphes qui suivent est tout de même nécessaire.

### 7.1 – Définition

On considère un élément en béton armé de dimensions en plan :  $a \times b$

Cet élément sera considéré et calculé comme un voile s'il respecte la condition suivante :

$$\frac{a}{4} > b > 4.a$$

### 7.2 – Voiles non armés

#### 7.2.1 Résistance aux forces axiales et aux moments en ELU en béton non armé

Les déformations imposées dues à la température ou au retrait peuvent être négligées, sous réserve de prévoir des dispositions constructives spécifiques (joint de dilatation, dispositions visant à limiter les effets du retrait, cure du béton...).

Les efforts à prendre en compte sont donc :

- Les charges gravitaires (charges permanentes, charges d'exploitation, charges climatique de neige...)
  - Les charges horizontales induisant un moment dans le voile (sous l'effet du vent, d'un séisme, ou de la poussée des terres...).
- Les voiles reprenant ainsi des efforts horizontaux sont aussi appelés voiles de contreventement. Nous aborderons plus particulièrement ces voiles dans un chapitre ultérieur.

Le béton sera pris en compte en considérant :

- Soit le diagramme parabole –rectangle
- Soit le diagramme rectangulaire simplifié.

On exprime la résistance d'un voile non armé en fonction de l'excentricité de la charge appliquée.

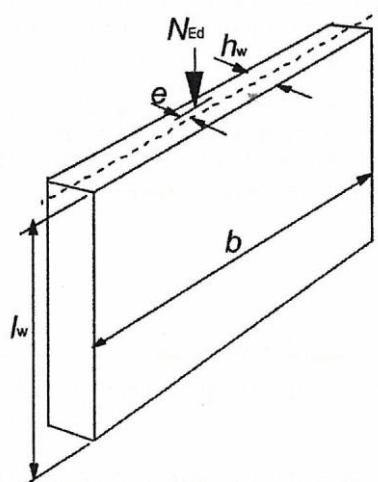


Fig. 57 – Notation pour les voiles non armés

$$N_{Rd} = \eta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h_w \cdot \left( 1 - 2 \cdot \frac{e}{h_w} \right)$$

Avec :

$$\eta = 1 \text{ pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1 - \frac{(f_{ck} - 50)}{200} \text{ pour } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$$

Dans le cas d'un voile en béton non armé on considèrera l'expression :

$$\eta \cdot f_{cd} = \eta \cdot \alpha_{cc,pl} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \text{ avec } \alpha_{cc,pl} = 0,80$$

De plus :

- L'excentricité maximale  $e$  doit être limitée pour éviter l'apparition de fissures à moins de prendre des dispositions constructives spécifiques visant à éviter une rupture locale de la section par traction.

On pourra considérer la résistance à la traction dans le cas d'un voile en béton non armé :

$$f_{ctd} = \alpha_{ct,pl} \cdot \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \text{ avec } \alpha_{ct,pl} = 0,80$$

- L'épaisseur minimale des voiles doit être prise à 12cm
- Une étude spécifique doit être menée dans le cas d'un effort tranchant sollicitant le voile non armé.

On vérifiera en particulier que les contraintes compression  $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_{cc}}$  et de cisaillement

$$\tau_{cp} = \frac{k \cdot V_{Ed}}{A_{cc}} \text{ satisfont les inéquations suivantes :}$$

$$\tau_{cp} \leq f_{cvd}$$

avec :

$$f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} \text{ si } \sigma_{cp} \leq \sigma_{c,lim} = f_{cd} - 2 \cdot \sqrt{f_{ctd} \cdot (f_{ctd} + f_{cd})}$$

$$f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd} - \left( \frac{\sigma_{cp} - \sigma_{c,lim}}{2} \right)^2} \quad \text{si } \sigma_{cp} > \sigma_{c,lim} = f_{cd} - 2 \cdot \sqrt{f_{ctd} \cdot (f_{ctd} + f_{cd})}$$

$A_{cc}$  : section de béton comprimé (la zone tendue n'est pas prise en compte)

$f_{cvd}$  : résistance de calcul en cisaillement et compression du béton

$N_{Ed}$  ;  $V_{Ed}$  : effort normal et effort tranchant de calcul.

## 7.2.2 Calcul au flambement des voiles non armés

### Détermination de l'élanement d'un voile non armé

Les méthodes de prise en compte des effets du second ordre exposées précédemment pour les poteaux sont applicables en considérant les paramètres géométriques suivants :

Elancement du voile :  $\lambda = \frac{\beta \cdot L_w}{i}$   $\lambda$  ne peut pas dépasser 86 dans le cas d'un voile non armé.

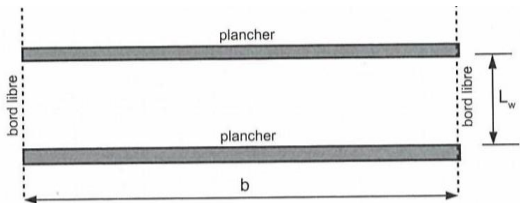
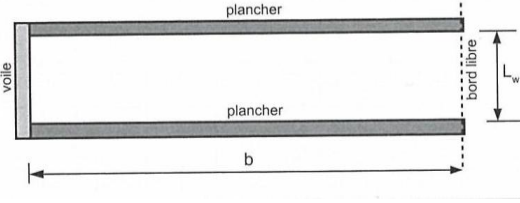
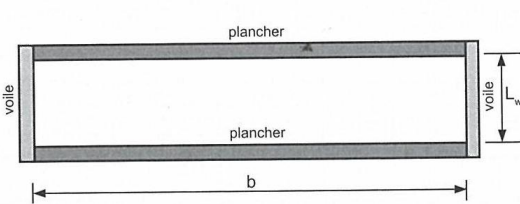
Rayon de giration :  $i = \frac{h_w}{\sqrt{12}}$

$h_w$  : épaisseur du voile

$L_w$  : hauteur libre du voile

On définit  $\beta$  coefficient d'élanement défini dans le tableau suivant :

Tab. 79 – Coefficient d'élanement  $\beta$

| Élément                                                            | Schéma                                                                               | Coefficient $\beta$                                                       |
|--------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------|
| Poteaux                                                            | -                                                                                    | $\beta = 1$                                                               |
| Poteaux et voiles libres à une extrémité                           | -                                                                                    | $\beta = 2$                                                               |
| Voiles encastrés sur 2 rives (2 planchers)                         |  | $\beta = 1$                                                               |
| Voiles encastrés sur 3 rives (2 planchers + 1 voile transversal)   |  | $\beta = \frac{1}{1 + \left( \frac{L_w}{3 \cdot b} \right)^2}$            |
| Voiles encastrés sur 4 rives (2 planchers + 2 voiles transversaux) |  | $\beta = \frac{1}{1 + \left( \frac{L_w}{b} \right)^2}$<br>si $b \geq L_w$ |
|                                                                    |                                                                                      | $\beta = \frac{b}{2 \cdot L_w}$<br>si $b < L_w$                           |

### Remarque :

- les valeurs ci-dessus s'appliquent si le voile n'a pas d'ouverture de hauteur supérieure à  $L_w/3$  ou de surface supérieure au  $1/10^{\text{ème}}$  de la surface du voile. Dans le cas contraire, on ne peut pas considérer les encastremets dans les voiles perpendiculaires.
- un voile transversal peut être pris en compte si :
  - o son épaisseur  $\geq 0,50 \cdot h_w$
  - o sa hauteur =  $L_w$
  - o sa longueur transversalement (ne comportant pas d'ouverture)  $\geq 0,20 \cdot L_w$

Dans le cas de voiles liés monolithiquement aux planchers haut et bas avec du béton coulé en place et un ferrailage approprié (pour équilibrer les moments), les valeurs de  $\beta$  du tableau 5 peuvent être minorées.

On retient ainsi habituellement pour un voile non armé et non raidi le tableau des valeurs de  $\beta$  qui suit :

Tab. 80 – Coefficient d'élanement  $\beta$  admis pour un voile non armé et non raidi

| Liaisons avec les planchers                                   |                    | Coefficient $\beta$ |
|---------------------------------------------------------------|--------------------|---------------------|
| Avec continuité de moment en tête et en pied avec un plancher | de part et d'autre | 0,90                |
|                                                               | d'un seul côté     | 0,95                |
| Sans continuité de moment en tête et en pied avec un plancher |                    | 1,00                |

#### Méthode de calcul simplifiée pour les voiles en béton non armé

L'effort résistant d'un voile non armé tenant compte des effets du second ordre peut être calculé par :

$$N_{Rd,12} = b \cdot h_w \cdot f_{cd} \cdot \Phi$$

Avec :

$b$  = largeur totale de la section ;

$h_w$  = épaisseur de la section ;

$f_{cd} = \alpha_{cc,pl} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$  avec  $\alpha_{cc,pl} = 0,80$  ;  $\Phi$  = facteur d'excentricité du 2<sup>ème</sup> ordre et de fluage :

$$\Phi = 1,14 \cdot \left( 1 - \frac{2 \cdot e_{tot}}{h_w} \right) - 0,02 \cdot \frac{L_0}{h_w} \leq 1 - \frac{2 \cdot e_{tot}}{h_w}$$

$$e_{tot} = e_0 + e_i$$

$e_0$  = excentricité du 1<sup>er</sup> ordre (incluant le cas échéant les effets des planchers et les actions horizontales)

$e_i$  = excentricité additionnelle due aux imperfections géométriques.  $e_i = \max \left[ \frac{L_0}{400} ; 0,02m \right]$

pour les poteaux et les voiles isolés dans les structures contreventées.

$$L_0 = \beta \cdot L_w$$

$L_w$  = hauteur libre entre planchers.

Cette méthode est applicable également pour les poteaux en béton non armé.

### Remarques :

- cette formule n'est pas sécuritaire pour des excentricités  $e_0 > 0,15.h_w$  et pour des élancements supérieurs à 35. Il convient de remplacer le coefficient 0,02 par 0,026 pour des élancements  $\leq 90$  et des excentricités  $\leq 0,20.h_w$

Dans le cadre des amendements futurs la formule devrait être transformée ainsi :

$$\Phi = 1,07 \cdot \left( 1 - \frac{2 \cdot e_{tot}}{h_w} \right) - 0,026 \cdot \frac{L_0}{h_w} \leq 0,96 - \frac{2 \cdot e_{tot}}{h_w} \quad \text{valable pour } \lambda \leq 86$$

- La formule simplifiée BAEL est fausse et insécuritaire jusqu'à majorer de 35% la capacité portante par rapport à la méthode de Faessel.

### Conclusion :

Un voile peut être considéré comme non armé si :

- Sous sollicitations ( $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ) dans son plan il ne nécessite pas d'armatures de traction,
- Il vérifie les conditions du paragraphe 7.2.1 précédent,
- Il vérifie les conditions du paragraphe 7.2.2 précédent ( $N_{Ed} \leq N_{Rd,12}$ ).

### Dispositions constructives :

Les armatures minimales à mettre en place sont :

Pour les voiles intérieurs :

- Chainages horizontaux au niveau des planchers,
- Chainages verticaux aux abouts et aux croisements de voiles,
- Renforts de baies.

Pour les voiles de façade :

- Treillis soudé anti-fissuration sur la face extérieure,
- Chainages horizontaux au niveau des planchers,
- Chainages verticaux aux abouts et aux croisements de voiles,
- Renforts de baies.

### 7.3 – Voiles armés

Dès qu'un voile ne respecte pas l'un des conditions précédentes et en particulier dès que l'effort normal agissant  $N_{Ed}$  est supérieur à l'effort résistant d'un voile non armé  $N_{Rd,12}$  calculé précédemment il est nécessaire de considérer un voile armé et de calculer les armatures d'après la méthode qui suit.

#### 7.3.1 Détermination de l'élanement d'un voile armé

Les règles du paragraphe 7.2.2 restent applicables pour tenir compte des raidisseurs éventuels.

Le tableau Tab.6 est modifié comme suit pour tenir compte de la meilleure ductilité des voiles armés :

Tab. 81 – Coefficient d'élanement  $\beta$  admis pour un voile armé et non raidi

| Liaisons avec les planchers                                   |                    | Coefficient $\beta$ |
|---------------------------------------------------------------|--------------------|---------------------|
| Avec continuité de moment en tête et en pied avec un plancher | de part et d'autre | 0,85                |
|                                                               | d'un seul côté     | 0,90                |
| Sans continuité de moment en tête et en pied avec un plancher |                    | 1,00                |

#### 7.3.2 Calcul des armatures verticales

Les armatures verticales nécessaires à la résistance à la compression sont calculées suivant l'une ou l'autre des méthodes des poteaux en béton armé (voir paragraphe 4.3).

Le calcul est effectué en découpant le voile en bandes verticales de largeur suffisamment faible pour que la contrainte de compression puisse être considérée comme constante sur chaque bande. On détermine ensuite pour chaque bande la section d'armatures comprimées nécessaire à la résistance.

#### 7.3.3 Justifications au cisaillement des voiles armés

Deux approches sont possibles en fonction de la situation :

**Cas d'un voile armé comprenant des armatures de traction :**

Ce voile peut être assimilé à une poutre en flexion composée et on considèrera alors la totalité de la section pour faire la justification.

La sollicitation  $V_{Ed}$  doit être comparée à  $V_{Rd,c}$  l'effort tranchant résistant de calcul en l'absence d'armatures horizontales d'effort tranchant :

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

avec comme valeur minimale :

$$V_{Rd,c} = \left[ V_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$



Il n'y a pas lieu de prévoir des armatures d'effort tranchant si la condition  $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$  est vérifiée (résistance par le béton seul). Si cette condition n'est pas vérifiée il convient de disposer des armatures horizontales d'effort tranchant.

**Cas d'un voile armé sans armature de traction :**

La justification peut être menée de la même manière que pour les voiles non armés en considérant uniquement la section de béton comprimée.

On vérifiera en particulier que les contraintes compression  $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_{cc}}$  et de cisaillement  $\tau_{cp} = \frac{k \cdot V_{Ed}}{A_{cc}}$

satisfont les inéquations suivantes :

$$\tau_{cp} \leq f_{cvd}$$

avec :

$$f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} \quad \text{si } \sigma_{cp} \leq \sigma_{c,lim} = f_{cd} - 2 \cdot \sqrt{f_{ctd} \cdot (f_{ctd} + f_{cd})}$$

$$f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd} - \left( \frac{\sigma_{cp} - \sigma_{c,lim}}{2} \right)^2} \quad \text{si } \sigma_{cp} > \sigma_{c,lim} = f_{cd} - 2 \cdot \sqrt{f_{ctd} \cdot (f_{ctd} + f_{cd})}$$

$A_{cc}$  : section de béton comprimé (la zone tendue n'est pas prise en compte)

$f_{cvd}$  : résistance de calcul en cisaillement et compression du béton

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{avec } \alpha_{cc} = 1,00 \quad \text{dans le cas d'un voile armé}$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad \text{avec } \alpha_{ct} = 1,00 \quad \text{dans le cas d'un voile armé}$$

$N_{Ed}$  ;  $V_{Ed}$  : effort normal et effort tranchant de calcul.

Il n'y a pas lieu de prévoir des armatures d'effort tranchant si la condition  $\tau_{cp} \leq f_{cvd}$  est vérifiée (résistance par le béton seul). Si cette condition n'est pas vérifiée il convient de disposer des armatures horizontales d'effort tranchant.

**7.3.4 Dispositions constructives concernant les armatures verticales**

On disposera au minimum la section d'armatures verticales  $A_{s,vmin}$  calculée comme suit :

On note :

$N_{Ed}$  : Effort normal agissant ;

$A_c$  : section béton en plan du voile ou de la bande verticale de voile considérée ;

$N_{Rd,6}$  : Effort normal résistant de la bande de voile calculé suivant les prescriptions des poteaux en béton armé en tenant compte des effets du second ordre (voir paragraphe 4.3) ;

**$N_{Rd,6}$  est évalué avec une section d'armatures comprimées nulle ;**

$N_{Rd,12}$  : Effort normal résistant de la bande de voile calculé suivant les prescriptions des voiles non armés (voir paragraphe 7.2.2) ;

Nota :

Le terme  $N_{Rd,6}$  renvoie normalement à l'effort normal résistant calculé au flambement dans la section 6 de l'EC2 or le flambement est traité dans la section 5.

Les armatures nécessaires sont données par :

$$A_{s,vmin} = 0 \text{ si } N_{Ed} \leq N_{Rd,12}$$

$$A_{s,vmin} = 0,001 \cdot A_c \cdot \left( 1 + 2 \cdot \frac{N_{Ed} - N_{Rd,12}}{N_{Rd,6} - N_{Rd,12}} \right) \text{ si } N_{Ed} > N_{Rd,12}$$

Ces armatures seront réparties équitablement sur les deux faces.

On veillera à ne pas dépasser la section d'armatures verticales :

$$A_{s,vmax} = 0,04 \cdot A_c$$

Sauf dans les zones de recouvrement où on peut atteindre  $A_{s,vmax} = 0,08 \cdot A_c$

L'espacement des aciers verticaux devra respecter :

$$s_v \leq \min(3 \cdot h ; 400 \text{ mm}) \quad \text{avec : } h : \text{épaisseur du mur}$$

### 7.3.5 Dispositions constructives concernant les armatures horizontales

Les armatures horizontales nécessaires sont données par :

$$A_{s,hmin} = 0 \text{ si } N_{Ed} \leq N_{Rd,12}$$

$$A_{s,hmin} = \max(0,25 \cdot A_{sv} ; 0,001 \cdot A_c) \text{ si } N_{Ed} > N_{Rd,12}$$

L'espacement des aciers horizontaux devra respecter :  $s_h \leq 400 \text{ mm}$

### 7.3.6 Dispositions constructives concernant les armatures transversales

Il est nécessaire de maintenir les armatures verticales par des armatures transversales (cadres, étriers, épingles) lorsque les armatures verticales sont à l'extérieur des armatures horizontales et lorsque :

$$A_{s,v} > 0,02 \cdot A_c$$

Dans ce cas les armatures transversales doivent respecter l'espacement :

$$s_t \leq \min(20 \cdot \varnothing_L ; h ; 400 \text{ mm})$$

avec :  $h$  : épaisseur du mur ;

$\varnothing_L$  : diamètre des armatures verticales servant à la résistance du voile à la compression.

Nota : dans le cas de l'utilisation d'un treillis soudés constitué de barres verticales  $\varnothing_L \leq 16 \text{ mm}$  et enrobées de  $2 \cdot \varnothing_L$  au moins, il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures transversales même si les armatures verticales sont à l'extérieur des armatures horizontales.

## 8. EXEMPLE NUMERIQUE

### POTEAU RECTANGULAIRE <sup>(14)</sup>

#### Données

|                                                                                                                                                                                       |  |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--|
| <p>Charges permanentes : 0,36 MN,<br/>Charges variables : 0,16 MN<br/>Articulé en tête et en pied<br/>Longueur : 2,60 m<br/>Charge de calcul ELU : <math>N_{Ed} = 0,726</math> MN</p> |  |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--|

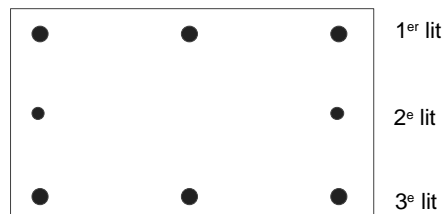
#### CALCUL DES POTEAUX SELON L'EUROCODE 2 et son Annexe nationale française Comparaison des méthodes : générale, rigidité nominale, courbure nominale et simplifiée

#### Données

|          |       |       |                                                                                 |
|----------|-------|-------|---------------------------------------------------------------------------------|
| $f_{ck}$ | 25    | MPa   | résistance béton                                                                |
| $f_{yk}$ | 500   | MPa   | limite élastique acier                                                          |
| $g_c$    | 1,5   |       | coeff. béton                                                                    |
| $g_s$    | 1,15  |       | coeff. acier                                                                    |
| acier    | A2    |       | classe (A, B ou C) & 1 pour droite inclinée ou 2 pour palier                    |
| $b$      | 0,4   | m     | largeur de la section                                                           |
| $h$      | 0,2   | m     | hauteur de la section                                                           |
| $L$      | 2,6   | m     | longueur libre du poteau                                                        |
| $L_o$    | 2,6   | m     | longueur de flambement                                                          |
| $N_g$    | 0,36  | MN    | charge axiale permanente                                                        |
| $N_q$    | 0,16  | MN    | charge axiale variable                                                          |
| $g_g$    | 1,35  |       | coeff. charges permanentes                                                      |
| $g_q$    | 1,5   |       | coeff. charges variables                                                        |
| $e_1$    | 0     | m     | excentricité éventuelle et constante du 1er ordre en ELU                        |
| $t_o$    | 28    | jours | âge du béton lors du chargement                                                 |
| $R_H$    | 50    | %     | taux d'humidité relative (en général 50% en intérieur et 80% en extérieur)      |
| ciment   | 42,5N |       | classe de résistance du ciment : 32,5N ; 32,5R ; 42,5N ; 42,5R ; 52,5N ou 52,5R |
| $\Psi_2$ | 0,3   |       | coefficient de combinaison quasi-permanente                                     |

#### Lits d'armatures

|                            | 1     | 2     |      |      |      |
|----------------------------|-------|-------|------|------|------|
| nbre barres/lit =          | 3     | 3     |      |      |      |
| diamètre =                 | 10    | 10    |      |      | mm   |
| enrobage à l'axe =         | 0,031 | 0,169 |      |      | m    |
| section (cm <sup>2</sup> ) | 2,36  | 2,36  | 0,00 | 0,00 | 0,00 |



<sup>(14)</sup> : Application réalisée sur le programme EXCEL conçu par H. Thonier

## Résultats intermédiaires nécessaires pour la suite des calculs :

|                                                                        |          |                 |                                               |
|------------------------------------------------------------------------|----------|-----------------|-----------------------------------------------|
| $e_i = \text{Max}(0,02 ; L/400)$                                       | 0,02     | m               | imperfection géométrique ANF §5.1.2(1)P       |
| $v = h/2$                                                              | 0,1      | m               | position du centre de gravité                 |
| $A_c = b \cdot h$                                                      | 0,08     | m <sup>2</sup>  | aire de la section droite                     |
| $u = 2(b+h)$                                                           | 1,2      | m               | périmètre au contact de l'atmosphère          |
| $i = h/(12)^{0,5}$                                                     | 0,05774  | m               | rayon de giration                             |
| $\lambda = L_0/i$                                                      | 45,0333  |                 | élancement                                    |
| $f_{cm} = f_{ck} + 8$                                                  | 33       | MPa             | résistance moyenne du béton                   |
| $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_C$                                             | 16,6667  | MPa             | contrainte de calcul du béton                 |
| $E_{cm}$ Tab.3.1                                                       | 31       | GPa             | module d'Young instantané                     |
| $\gamma_{CE}$ §5.8.6 (3) NOTE                                          | 1,2      | MPa             | coefficient de module d'Young                 |
| $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_S$                                             | 434,783  | MPa             | contrainte de calcul de l'acier               |
| $N_{Ed} = \gamma_g \cdot N_g + \gamma_q \cdot N_q$                     | 0,726    | MN              | effort de calcul ELU                          |
| $n = N_{Ed}/(b \cdot h \cdot f_{cd})$                                  | 0,5445   |                 | §5.8.7.2 (2) effort normal relatif            |
| $I_c = b \cdot h^3/12$                                                 | 0,00027  | m <sup>4</sup>  | moment d'inertie                              |
| $h_0 = 2A_c/u$                                                         | 133,333  | mm              | rayon moyen (éq. B.6)                         |
| $t_0 = t_0[9/(2+t_0^{0,5})+1]^\alpha$                                  | 28       | jours           | âge du béton corrigé (éq. B.9)                |
| $\varphi_{RH} = [1+(1-RH/100)/(0,1h_0^{1/3}) \cdot \alpha_1] \alpha_2$ | 1,97872  |                 | coefficient (éq. B.3)                         |
| $\beta(f_{cm}) = 16,8/(f_{cm})^{0,5}$                                  | 2,9245   |                 | coefficient (éq. B.4)                         |
| $\beta(t_0) = 1/(0,1+t_0^{0,2})$                                       | 0,48845  |                 | coefficient (éq. B.5)                         |
| $\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$        | 2,82654  |                 | coefficient de fluage conventionnel (éq. B.2) |
| $\varphi_{ef} = \varphi_0 \cdot (G + \Psi_2 \cdot Q)/(1,35G + 1,5Q)$   | 1,58847  |                 | éq. 5.19                                      |
| $1 + \varphi_{ef}$                                                     | 2,58847  |                 | § 5.8.6 (4)                                   |
| $E_{cd} = E_{cm}/\gamma_{CE}$                                          | 25,83333 | GPa             | § 5.8.6 (3)                                   |
| $E_s$ § 3.2.7 (4)                                                      | 200      | GPa             | module d'Young acier                          |
| $A_s = \Sigma A_{si}$                                                  | 4,71     | cm <sup>2</sup> | aire totale des armatures                     |
| $\rho = \Sigma A_{si}/A_c$                                             | 0,59%    |                 | pourcentage d'armature                        |
| $d = d_{i,max}$                                                        | 0,169    | m               | hauteur utile maximale des armatures          |
| $\omega = (A_s \cdot f_{yd})/(A_c \cdot f_{cd})$                       | 0,15366  |                 | §5.8.8.3 (3)                                  |

## Les effets du second ordre peuvent ils être négligés ?

On vérifie par la méthode des faibles élancements.

|                                                        |         |                            |
|--------------------------------------------------------|---------|----------------------------|
| $\varphi_{ef}$ voir plus haut                          | 1,58847 |                            |
| $A = 1/(1+0,2\varphi_{ef})$                            | 0,7589  |                            |
| $\omega$ voir plus haut                                | 0,15366 |                            |
| $B = (1+2\omega)^{0,5}$                                | 1,14339 |                            |
| $C = 0,7$                                              | 0,7     |                            |
| $n = N_{Ed}/(A_c \cdot f_{cd})$                        | 0,5445  |                            |
| $\lambda_{lim} = 20 A \cdot B \cdot C \cdot (n)^{0,5}$ | 16,5    | < 45 <b>Non applicable</b> |

**Les effets du 2° ordre  
ne peuvent être négligés**

## Méthode de la rigidité nominale :

|                                                                                 |         |                   |                                                   |
|---------------------------------------------------------------------------------|---------|-------------------|---------------------------------------------------|
| $I_s = \Sigma(A_{s_i} \cdot (h/2 - d_i)^2)$                                     | 2,2E-06 | m <sup>4</sup>    | §5.8.7.2 moment d'inertie des armatures           |
| $k_1 = (f_{ck}/20)^{0,5}$                                                       | 1,11803 |                   | §5.8.7.2 (2)                                      |
| $k_2 = n \cdot \lambda / 170$                                                   | 0,14424 |                   | §5.8.7.2 (2)                                      |
| $K_c = k_1 \cdot k_2 / (1 + \varphi_{ef})$                                      | 0,0623  |                   | §5.8.7.2 (2)                                      |
| $K_s = 1$                                                                       | 1       |                   | §5.8.7.2 (2)                                      |
| $E \cdot I = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s$              | 0,8779  | MN.m <sup>2</sup> | §5.8.7.2 rigidité nominale                        |
| $c_0 = \pi^2$ pour courbure sinusoïdale                                         | 9,8696  |                   | §5.8.7.3 coefficient de distribution des moments: |
| $\beta = \pi^2 / c_0$                                                           | 1       |                   | §5.8.7.3 (2)                                      |
| $N_B = \pi^2 \cdot E \cdot I / L_0^2$                                           | 1,28173 | MN                | éq.5.17 charge de flambement                      |
| <b>Couple moment-effort normal de calcul pour diagramme d'interaction (M,N)</b> |         |                   |                                                   |
| $N_{Ed}$ voir plus haut                                                         | 0,726   | MN                |                                                   |
| $M_{Ed} = N_{Ed} \cdot (e_0 + e_i) \cdot (1 + \beta / [(N_B / N_{Ed}) - 1])$    | 0,03349 | MNm               | éq.5.28 moment de calcul total                    |
| <b>marge de : 13,7%</b> sur le moment                                           |         |                   |                                                   |

## Méthode de la courbure nominale :

|                                                                                 |         |                 |                   |
|---------------------------------------------------------------------------------|---------|-----------------|-------------------|
| $n_{bal} = 0,4$                                                                 | 0,4     |                 | §5.8.8.3 (3)      |
| $n_u = 1 + \omega$                                                              | 1,15366 |                 | §5.8.8.3 (3)      |
| $K_f = (n_u - n) / (n_u - n_{bal})$                                             | 0,80827 |                 | éq. 5.36          |
| $\beta = 0,35 + f_{ck} / 200 - \lambda / 150$                                   | 0,17478 |                 | §5.8.8.3 (3)      |
| $K_{\varphi} = 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} \geq 1$                             | 1,27763 |                 | éq.5.37           |
| $\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$                                               | 0,00217 |                 | §5.8.8.3 (3)      |
| $i_s = [\Sigma A_{s_i} (h/2 - d_i)^2] / \Sigma A_{s_i}^{0,5}$                   | 0,069   | m               | §5.8.8.3 (2)      |
| $d = h/2 + i_s$                                                                 | 0,169   | m               | §5.8.8.3 (2)      |
| $1/r_0 = \varepsilon_{yd} / (0,45d)$                                            | 0,02859 | m <sup>-1</sup> | §5.8.8.3 (1)      |
| $1/r = K_f \cdot K_{\varphi} \cdot 1/r_0$                                       | 0,02952 |                 | éq.5.34           |
| $c = \pi^2$ pour section constante                                              | 9,8696  |                 | §5.8.8.2 (4) NOTE |
| $e_2 = (1/r) \cdot L_0^2 / c$                                                   | 0,02022 | m               | §5.8.8.2 (3)      |
| <b>Couple moment-effort normal de calcul pour diagramme d'interaction (M,N)</b> |         |                 |                   |
| $N_{Ed}$ voir plus haut                                                         | 0,726   | MN              |                   |
| $M_{Ed} = N_{Ed} \cdot (e_0 + e_i + e_2)$                                       | 0,0292  | MNm             | éq. 5.33          |
| <b>marge de : 24,7%</b> sur le moment                                           |         |                 |                   |

## Méthode simplifiée des recommandations professionnelles :

|                                                                                                     |         |    |            |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------|---------|----|------------|
| $\delta = \text{Min}(d_i) / h$                                                                      | 0,155   |    |            |
| $k_n = \text{si } h < 0,4 : (0,75 + 0,5 \cdot h) \cdot (1 - 6 \cdot \rho \cdot \delta) \sin \alpha$ | 0,84534 |    |            |
| $k_s = \text{si } (f_{yk} < 500 : 1,6 - 0,6 \cdot f_{yk} / 500) \sin \alpha$                        | 1       |    |            |
| $\alpha = \text{si } \lambda > 60 : (32 / \lambda)^{1,3} \sin \alpha$                               | 0,56    |    | $\leq 120$ |
| $N_{Rd} = \alpha \cdot k_n \cdot k_s \cdot (A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd})$                   | 0,732   | MN |            |
| <b>marge de : 0,83%</b> sur l'effort normal                                                         |         |    |            |

## Méthode générale :

Cette méthode étant itérative, seuls les résultats finaux sont présentés ci-dessous.

|                        |           |                          |
|------------------------|-----------|--------------------------|
| $\varepsilon_{c,haut}$ | 4,16872 ‰ | déformation en haut      |
| $\varepsilon_{c,bas}$  | -0,6529 ‰ | déformation en bas       |
| X                      | 0,17292 m | position axe neutre      |
| $e_2$                  | 0,01651 m | excentricité du 2e ordre |

### Couple moment-effort normal de calcul

|                                             |         |     |                        |
|---------------------------------------------|---------|-----|------------------------|
| $N_{Ed} = N_{Rd}$                           | 0,87866 | MN  |                        |
| $M_{Ed} = M_{Rd}$                           | 0,03207 | MNm | moment de calcul total |
| marge de : <b>17,4%</b> sur l'effort normal |         |     |                        |

Il est possible néanmoins de faire une vérification manuelle approchée des résultats obtenus afin de les valider.

### Rappel de l'ensemble des résultats du calcul :

| Résultats              |               |                  |                                                 |
|------------------------|---------------|------------------|-------------------------------------------------|
| $N_{Ed} =$             | 0,726         | MN               | effort normal ELU (82,6 %)                      |
| $N_{Rd} =$             | <b>0,8787</b> | MN               |                                                 |
|                        | <b>OK</b>     |                  | <b>+21 %</b>                                    |
| $M_{Rd} =$             | 0,032073      | MNm              | moment résistant                                |
| $e_i =$                | 20            | mm               | exc. addit. ( $L_o/400$ et 2 cm)                |
| $e_1 =$                | 0             | mm               | excentricité du 1 <sup>er</sup> ordre           |
| $e_2 =$                | 16,51253      | mm               | excentricité du 2 <sup>e</sup> ordre            |
| $e_t =$                | 36,51253      | mm               | excentricité totale = $e_i + e_1 + e_2$         |
| $N_{Rd} \cdot e_t =$   | 0,032082      | MNm              | à comparer à $M_{Rd}$ = 0,0321 rapport = 1,0003 |
| x =                    | 0,172917      | m                | position de la fibre neutre                     |
| $\varepsilon_{haut} =$ | 4,168725      | ‰                | racourcissement en haut                         |
| $\varepsilon_{bas} =$  | -0,65294      | ‰                | allongement en bas                              |
| 1/r =                  | 24,108        | $10^{-3} m^{-1}$ | courbure                                        |

Les déformées de la section, calculées par le programme, valent :

$$\begin{aligned} \text{en haut : } \quad \varepsilon_h &= 4,1687 \text{ ‰} \\ \text{en bas : } \quad \varepsilon_b &= -0,6529 \text{ ‰} \end{aligned}$$

la section est partiellement comprimée sur la hauteur  $x = 0,1729$  m

La vérification est faite en utilisant l'intégration de Simpson pour intégrer de façon approchée la forme parabolique de la contrainte de béton.

Rappel : intégration approchée de Simpson :

$$\int_a^b f(x).dx = \frac{(b-a)}{3.n} \left( y_0 + 4. \sum_{i-\text{impair}} y_i + 2. \sum_{i-\text{pair}} y_i + y_n \right) \quad \text{avec : } y_i = f(x_i)$$

**Pour le béton** : on découpe la hauteur de béton comprimé en 6 segments de hauteur égale.

On utilise ensuite les propriétés du diagramme contrainte-déformation du béton (diagramme de Sargin simplifié)

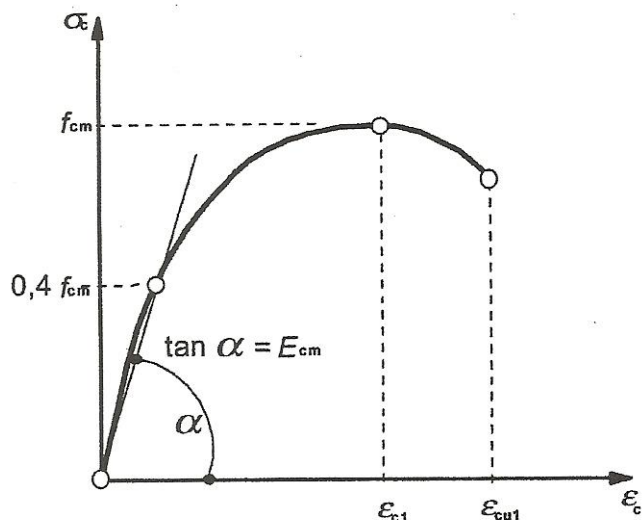


Fig. 58 – Relation contrainte-déformation pour l'analyse structurale non-linéaire

$$\frac{\sigma_c}{f_{cd}} = \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta}$$

Avec :  $\eta = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}}$  ;  $k = 1,05 \cdot \frac{E_{cm} \cdot \epsilon_{c1}}{\gamma_{CE} \cdot f_{cd}}$  ;  $\gamma_{CE} = 1,2$

$$E_{cm} = 22 \cdot \left[ \frac{f_{cm}}{10} \right]^{0,3} \quad \text{où : } f_{cm} = f_{ck} + 8$$

$$\epsilon_{c1} = [1 + \varphi_{ef}] \cdot 0,7 \cdot f_{cm}^{0,31} \leq [1 + \varphi_{ef}] \cdot 2,8$$

$$\epsilon_{cu1} = [1 + \varphi_{ef}] \cdot \text{Min} \left[ 3,5 ; 2,8 + 27 \cdot \left( \frac{99 - f_{cm}}{100} \right)^4 \right]$$

On écrit ensuite pour chacun des n (n=6) segments définis :

$$dN_{Rc} = \frac{x}{3 \cdot n} \cdot C \cdot b \cdot \sigma_c \quad \text{avec : } x : \text{ hauteur de béton comprimé}$$

C : coefficient de l'intégration de Simpson

$$dM_{Rc} = dN_{Rc} \cdot \left( \frac{h}{2} - y \right) \quad \text{avec } y : \text{ ordonnée du point de calcul considéré}$$

**Pour les aciers** : on considère le diagramme contrainte-déformation des aciers avec palier.

$$\text{Si } \epsilon_s \leq \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s \cdot E_s} = \frac{500}{1,15 \times 200000} = 2,17\% \quad \text{on aura } \sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s \leq \frac{f_{yd}}{E_s} \quad \text{sinon } \sigma_s = \frac{f_{yd}}{E_s}$$

Les calculs donnent :

| Béton<br>N°           | y<br>m | $\varepsilon_c$<br>‰ | $\eta$ | $\sigma_c$<br>MPa | coeff.<br>Simpson | $dN_{Rc}$<br>MN    | $dM_{Rc}$<br>MNm   |
|-----------------------|--------|----------------------|--------|-------------------|-------------------|--------------------|--------------------|
| 0                     | 0      | 4,1687               | 0,778  | 16,28             | 1                 | 0,0624             | 0,0062             |
| 1                     | 0,0288 | 3,4739               | 0,649  | 15,59             | 4                 | 0,2393             | 0,0170             |
| 2                     | 0,0575 | 2,7791               | 0,519  | 14,44             | 2                 | 0,1107             | 0,0047             |
| 3                     | 0,0863 | 2,0844               | 0,389  | 12,66             | 4                 | 0,1942             | 0,0027             |
| 4                     | 0,1151 | 1,3896               | 0,259  | 9,99              | 2                 | 0,0766             | -0,0012            |
| 5                     | 0,1438 | 0,6948               | 0,130  | 6,01              | 4                 | 0,0921             | -0,0040            |
| 6                     | 0,1726 | 0                    | 0      | 0                 | 1                 | 0                  | 0                  |
| $\Sigma$<br>Intégrale |        |                      |        |                   |                   | $N_{Rc}$<br>0,7755 | $M_{Rc}$<br>0,0255 |

| Acier<br>N° | d<br>m | $\varepsilon_s$<br>‰ | $\sigma_s$<br>MPa | $A_s$<br>cm <sup>2</sup> | $\Delta N_s$<br>MN | $\Delta M_s$<br>MNm |
|-------------|--------|----------------------|-------------------|--------------------------|--------------------|---------------------|
| 1           | 0,031  | 3,4200               | 434,8             | 2,355                    | 0,102              | 0,00707             |
| 2           | 0,169  | 0,0868               | 18,3              | 2,355                    | 0,004              | -0,0003             |
|             |        |                      |                   |                          | $N_s = 0,1067$     | $M_s = 0,0068$      |

On obtient en définitive :

$$N_{Rd} = 0,7755 + 0,1067 = 0,8822 \text{ MN} \quad \text{et} \quad M_{Rd} = 0,0255 + 0,0068 = 0,0322 \text{ MNm}$$

$$\text{Excentricité du second ordre : } e_2 = \frac{1}{r} \cdot \left( \frac{L_0}{\pi} \right)^2 = \frac{\varepsilon_h - \varepsilon_b}{h} \cdot \left( \frac{L_0}{\pi} \right)^2 = \frac{4,1687 + 0,6529}{0,2} \cdot \left( \frac{2,60}{\pi} \right)^2 = 16,51 \text{ mm}$$

$$\text{Excentricité résiduelle : } e_{res} = e_i + \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} + e_2 - \frac{M_{Rd}}{N_{Rd}} = 0,02 + 0 + 0,01651 - \frac{0,0322}{0,8822} = 0,0000103$$

La valeur étant quasiment nulle, l'équilibre est vérifié.

On vérifie également que  $N_{rd} = 0,8822 \text{ MN} > N_{Ed} = 0,726 \text{ MN}$



### Diagramme d'interaction :

On peut visualiser la position des couples (M,N) sur la courbe d'interaction caractérisant la section étudiée.

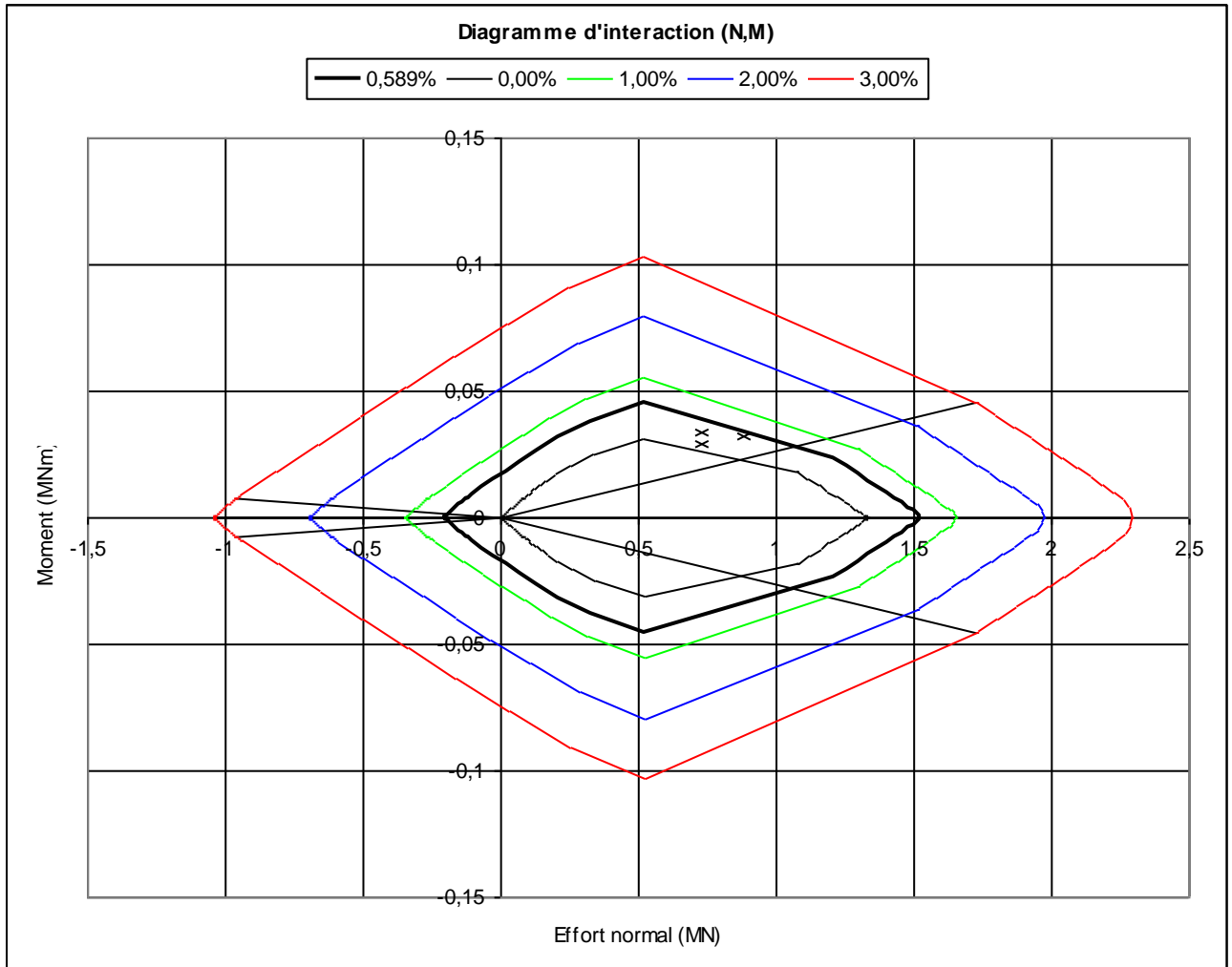


Fig. 59 – Courbe d'interaction (M, N) du poteau 40 x 20 étudié

## Calcul des attentes :

Les calculs ci-dessous précisent la façon d'optimiser la longueur des attentes qui, forfaitairement, sont très longues.

L'objectif est de déterminer la section nécessaire permettant de reprendre le moment dû à l'encastrement partiel en pied.

Il n'y a pas de phénomène de flambement au voisinage immédiat d'un plancher. Le calcul se résume donc à la vérification sur la courbe d'interaction précédente de la section nécessaire d'aciers permettant d'équilibrer ce moment en pied en tenant compte de l'effort normal.

Dans l'exemple traité, nous avons pris l'hypothèse d'un poteau bi-articulé.  $M=0$  en pied par conséquent.

|                                                          |     |                 |            |    |
|----------------------------------------------------------|-----|-----------------|------------|----|
| $\varnothing$ donnée $\geq 8$                            | 10  | mm              |            | OK |
| $\varnothing_t = \text{Max}[6 ; \varnothing/4]$          | 6   | mm              | §9.5.3 (1) |    |
| $A_{s,\min} = \text{Max}[0,002 A_c ; 0,1 N_{Ed}/f_{yk}]$ | 1,6 | cm <sup>2</sup> | §9.5.2 (2) | OK |
| $A_{s,\min} = 0,04 A_c$                                  | 32  | cm <sup>2</sup> | §9.5.2 (3) | OK |

### Attentes

|                                                                                      |              |                 |             |                                           |
|--------------------------------------------------------------------------------------|--------------|-----------------|-------------|-------------------------------------------|
| $\eta_1 = 1$                                                                         | 1            |                 | §8.4.2 (2)  |                                           |
| $\eta_2 = 1$ sauf pour HA40 : = 0,92                                                 | 1            |                 | §8.4.2 (2)  |                                           |
| $f_{ctk,0,05}$                                                                       | 2,6          | MPa             | Tab. 3.1    |                                           |
| $f_{ctd} = 0,7 f_{ctm}/\gamma_c$                                                     | 1,21         | MPa             | §3.1.6 (2)P |                                           |
| $f_{bd} = 2,25 \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$                                    | 2,73         | MPa             | §8.4.2 (2)  |                                           |
| $L_{b,rqd} = (\varnothing/4) \cdot (\sigma_{sd}/f_{bd})$ pour $\sigma_{sd} = f_{yc}$ | 0,398        | m               | §8.4.3 (2)  | longueur d'ancrage de base                |
| soit                                                                                 | <b>39,8</b>  | $\varnothing$   |             |                                           |
| $L_{b,\min} = \text{Max}[15 \varnothing ; 200 \text{ mm}]$                           | 0,200        | m               | §8.7.3 (1)  |                                           |
| $e'_2 = e_2 \cdot \cos(0,5\pi L/L_0)$                                                | -1E-18       | m               |             | excentricité due à l'encastrement partiel |
| $N_{Ed}$                                                                             | 0,726        |                 |             |                                           |
| $M'_{Ed} = N_{Ed} \cdot e'_2$                                                        | -7E-19       | MNm             |             |                                           |
| $A_{s,rqd}$ = interpolation abaque interaction                                       | 0            | cm <sup>2</sup> |             |                                           |
| $\alpha_i \alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = \alpha_4 = \alpha_5 = 1$                  | 1            |                 | Tab. 8.2    |                                           |
| $\alpha_6 = 1,5$                                                                     |              |                 | §8.7.3 (1)  |                                           |
| $L_b = \text{Max}[L_{b,rqd} \cdot A_s/A_{s,rqd} \cdot \alpha_6 ; L_{b,\min}]$        | <b>0,200</b> | m               | §8.7.3      | longueur de recouvrement                  |

### Cadres

|                                                                    |       |   |            |                                       |
|--------------------------------------------------------------------|-------|---|------------|---------------------------------------|
| $s_{courant} = \text{Min}[0,4 ; 10 \varnothing ; \text{Min}(b;h)]$ | 0,2   | m | §9.5.3 (3) | espacement courant des cadres         |
| $s_{extrémités} = 0,6 s_{courant}$                                 | 0,12  | m | §9.5.3 (4) | espacement dans les zones d'extrémité |
| $h_{sup} = \text{Max}[b ; h]$                                      | 0,400 | m | §9.5.3 (4) | zone supérieure d'écartement réduit   |
| $h_{inf} = \text{Max}[b ; h ; L_b]$                                | 0,400 | m | §9.5.3 (4) | zone inférieure d'écartement réduit   |

| Cadres         | nombre espacement |     |
|----------------|-------------------|-----|
|                |                   | mm  |
| tête de poteau | 4                 | 120 |
| zone centrale  | 8                 | 196 |
| pied de poteau | 4                 | 120 |
| total          | 16                |     |

# **CONTREVENTEMENT D'UNE STRUCTURE EN BETON ARME**

## **Sommaire**

|                                                                                                             |     |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 1. PREAMBULE : SYSTEME DE CONTREVENTEMENT .....                                                             | 189 |
| 2. DETERMINATION DES EFFORTS DE VENT .....                                                                  | 189 |
| 2.1 – Résultante de l'action du vent .....                                                                  | 190 |
| 2.2 – Exemple d'application du calcul des pressions de vent .....                                           | 195 |
| 2.3 – Calcul approché des résultantes de vent .....                                                         | 197 |
| 2.3.1 Calcul à l'aide de 2 points (vent trapézoïdal) .....                                                  | 197 |
| 2.3.2 Calcul à l'aide de 3 points (vent parabolique) .....                                                  | 197 |
| 3. ACTION DU SEISME .....                                                                                   | 199 |
| 3.1 – Effort sismique .....                                                                                 | 199 |
| 3.2 – Action du séisme suivant l'Eurocode 8 .....                                                           | 200 |
| 3.2.1 Classes de sol .....                                                                                  | 200 |
| 3.2.2 Spectre de calcul pour l'analyse élastique .....                                                      | 200 |
| 3.2.3 Accélération de calcul .....                                                                          | 202 |
| 3.2.4 Coefficient de comportement de la structure $q$ .....                                                 | 204 |
| 3.2.5 Période $T_1$ du premier mode propre de la structure .....                                            | 204 |
| 3.2.6 Masse de la structure à prendre en compte .....                                                       | 206 |
| 3.2.7 Effort tranchant sismique à la base de la structure .....                                             | 207 |
| 3.2.8 Effort tranchant sismique au niveau $i$ .....                                                         | 207 |
| 3.2.9 Résultante de l'effort horizontal sismique et du moment en pied de bâtiment .....                     | 208 |
| 4. CALCUL D'UN SYSTEME DE CONTREVENTEMENT .....                                                             | 209 |
| 4.1 – Conception du système de contreventement .....                                                        | 209 |
| 4.1.1 Principe de transmission des efforts .....                                                            | 209 |
| 4.1.2 Influence de la position des éléments de contreventement .....                                        | 211 |
| 4.1.3 Influence des règles de dimensions des blocs sur le système de contreventement .....                  | 212 |
| 4.2 – Répartition des efforts horizontaux sur les éléments du système de contreventement :                  |     |
| Méthode du centre de torsion généralisé .....                                                               | 213 |
| 4.2.1 Effet d'un déplacement imposé dans une direction autre que celles des axes principaux d'inertie ..... | 213 |
| 4.2.2 Détermination du centre de torsion $C$ d'un voile ou d'un ensemble de voiles de contreventement ..... | 214 |
| 4.2.3 Etude de la translation due à l'effort extérieur $H$ .....                                            | 216 |

## Figures

|                                                                                           |     |
|-------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Fig. 1 – Quelques types de contreventement.....                                           | 189 |
| Fig. 2 – Valeur de base de la vitesse de référence du vent $v_{b,0}$ suivant ANF.....     | 191 |
| Fig. 3 – Valeur de $c_{dir}$ suivant ANF.....                                             | 192 |
| Fig. 4 – Valeur de $c_{season}$ suivant ANF.....                                          | 193 |
| Fig. 5 – Logigramme de calcul de la pression du vent.....                                 | 194 |
| Fig. 6 – Schéma de vent trapézoïdal.....                                                  | 197 |
| Fig. 7 – Schéma de vent parabolique.....                                                  | 197 |
| Fig. 8 – Spectre de calcul pour l'analyse élastique.....                                  | 201 |
| Fig. 9 – Carte de l'alea sismique en France.....                                          | 203 |
| Fig. 10 – Structure poteaux-poutres avec voiles de contreventement.....                   | 209 |
| Fig. 11 – Principe de fonctionnement d'un système de contreventement.....                 | 210 |
| Fig. 12 – Influence de la conception du système de contreventement.....                   | 211 |
| Fig. 13 – Influence du découpage réglementaire des bâtiments de grandes dimensions.....   | 212 |
| Fig. 14 – Déplacement imposé dans une direction autre que celles des axes principaux..... | 213 |
| Fig. 15 – Convention vectorielle des inerties.....                                        | 215 |
| Fig. 16 – Eléments de définition d'un voile.....                                          | 215 |
| Fig. 17 – Résultantes P et Q.....                                                         | 217 |
| Fig. 18 – Définition de l'angle $\delta$ .....                                            | 217 |
| Fig. 19 – Résultante P.....                                                               | 219 |
| Fig. 20 – distances $r_{xi}$ et $r_{yi}$ .....                                            | 220 |

## Tableaux

|                                                                                   |     |
|-----------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tab. 1 – Valeur de base de la vitesse de référence.....                           | 191 |
| Tab. 2 – Exemple de calcul de la pression du vent sur un bâtiment simple.....     | 195 |
| Tab. 3 – Classes de sols selon l'EC8.....                                         | 200 |
| Tab. 4 – Valeurs de $S$ , $T_B$ , $T_C$ et $T_D$ .....                            | 201 |
| Tab. 5 – Tableau donnant les valeurs du coefficient d'importance $\gamma_I$ ..... | 202 |
| Tab. 6 – Tableau donnant les accélérations maximales de référence $a_{gr}$ .....  | 204 |
| Tab. 7 – Valeurs de $k$ .....                                                     | 206 |

## 1. PREAMBULE : SYSTEME DE CONTREVENTEMENT

Le contreventement d'un bâtiment est constitué par l'ensemble des éléments structuraux capables d'assurer la résistance à un effort horizontal (vent, séisme, poussée des terres). Ces éléments structuraux assurent la transmission de ces efforts jusqu'aux fondations de l'ouvrage et ils participent à la résistance au renversement de la structure dans son ensemble.

Le contreventement des constructions est assuré généralement par un ou plusieurs des dispositifs suivants en association :

- Portiques constitués de poteaux et de poutres ;
- Palées de contreventement (ensemble poteaux-poutre associé à une croix de Saint-André) ;
- Voiles rigides simples ou composés constituants par exemple une cage d'escalier ou d'ascenseur.

Le contreventement peut être :

- Interne : voiles de refend internes, cages d'escalier, noyau central ;
- Externe : voiles de pignons, façades ;
- A la fois interne et externe.

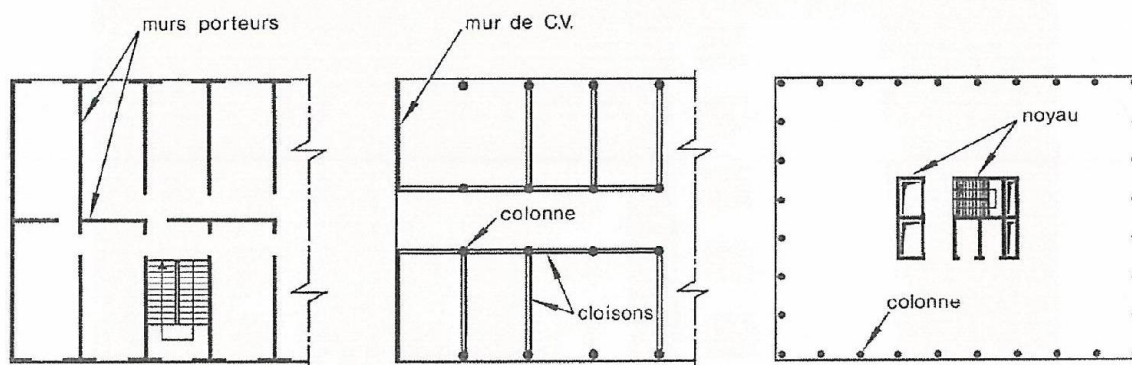


Fig. 60 – Quelques types de contreventement en bâtiment

## 2. DETERMINATION DES EFFORTS DE VENT

La détermination des efforts du vent sur un bâtiment est réalisée suivant l'EC1 partie 1-4. Cette partie permet de déterminer les efforts du vent sur les bâtiments courants jusqu'à une hauteur de 200m.

Les constructions particulières (pylônes en treillis, mâts et cheminées haubanés, IGH à noyau central) ne sont pas traités par les règles données.

Les actions du vent varient en fonction du temps et sont de nature dynamique. Les règles données permettent de modéliser l'action du vent par un ensemble simplifié de pressions ou de forces dont les effets sont équivalents aux effets extrêmes du vent turbulent.

Les efforts du vent exercés sur le bâtiment considéré dépendent en particulier :

- De la région dans laquelle se situe la construction,
- De l'altitude du site de la construction ;
- De la hauteur de la construction ;
- De l'environnement de la construction ;
- De la géométrie de la construction.

## 2.1 – Résultante de l'action du vent

La force exercée par le vent  $F_w$  agissant sur une construction ou un élément de construction peut être déterminée par l'expression :

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \quad [\text{éq. 5.3}]$$

Avec :

$c_s c_d$  : Coefficient structural (voir EC1.1-4 § 6)

$c_f$  : Coefficient de force applicable à la construction (voir EC1.1-4 éq. 7.9)

$q_p(z_e)$  : Pression dynamique de pointe à la hauteur de référence  $z_e$  (voir EC1.1-4 éq. 4.8)

$A_{ref}$  : Aire de référence de la construction ou de l'élément de construction (voir EC1.1-4 § 7 et 8)

L'expression de  $c_s c_d$  caractérise les effets sur la structure de la non simultanité des pointes de pressions à la surface de la construction ( $c_s$ ) et des vibrations engendrées par la turbulence ( $c_d$ ).

$$c_s c_d = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_e) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_e)} \quad [\text{éq. 6.1}]$$

L'expression de  $c_f$  dépend de la géométrie de la construction.

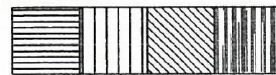
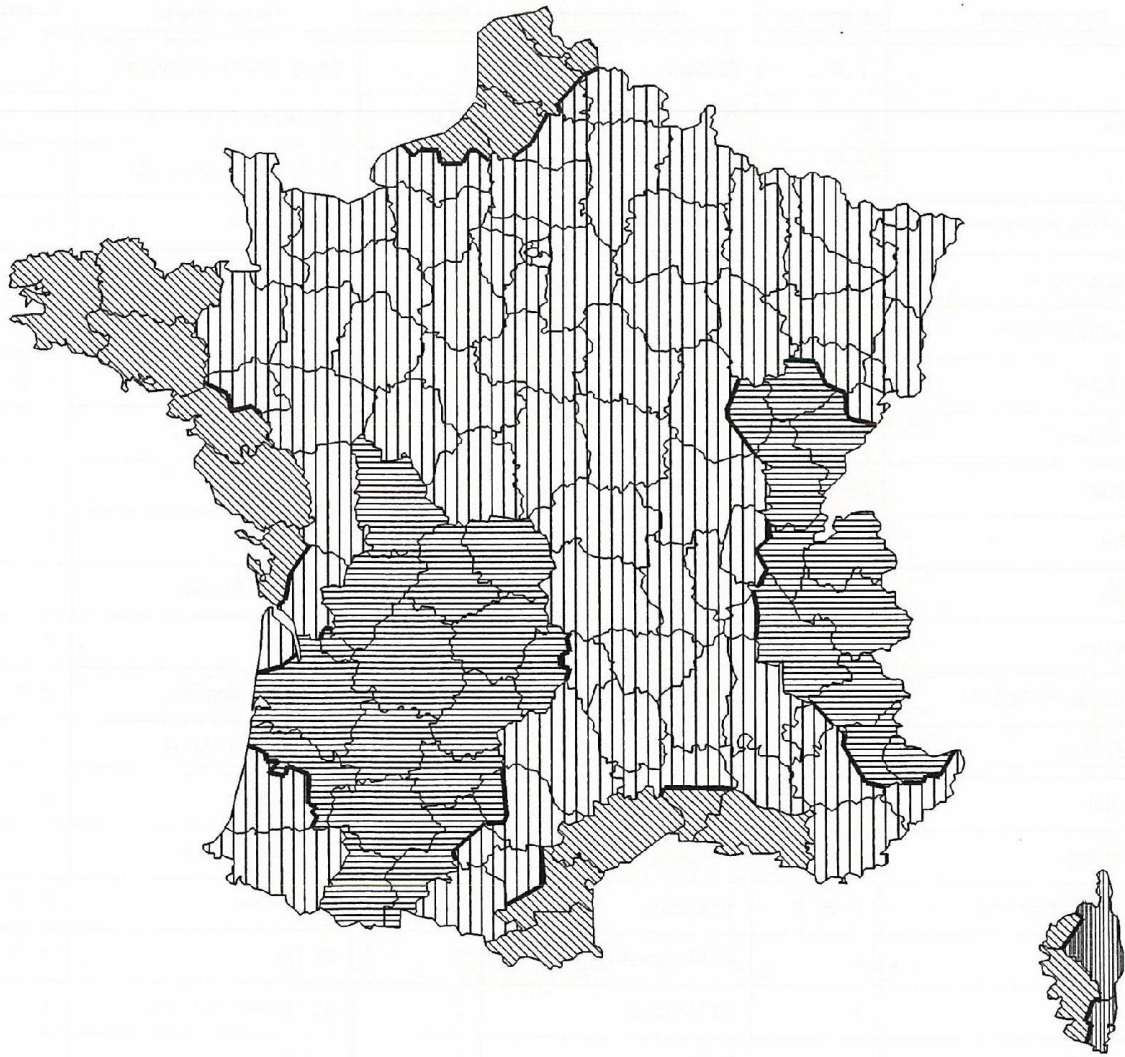
L'expression de  $q_p(z_e)$  dépend en particulier des valeurs de vitesse du vent données par les Annexes Nationales en fonction des régions.

$$q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot I_v(z_e)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z_e) \quad [\text{éq. 4.8}]$$

$$v_m(z_e) = c_r(z_e) \cdot c_0(z_e) \cdot v_b \quad [\text{éq. 4.3}]$$

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad [\text{éq. 4.1}]$$

Les valeurs de  $v_{b,0}$ ,  $c_{dir}$  et  $c_{season}$  sont fixées par les cartes de l'Annexe Nationale qui sont reproduites dans les pages qui suivent.

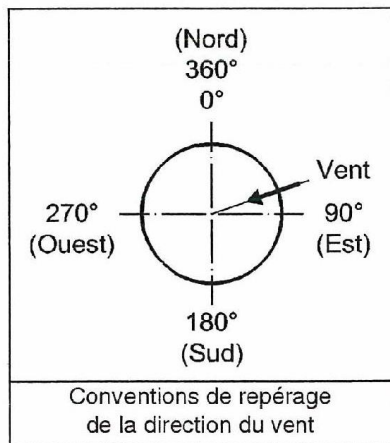
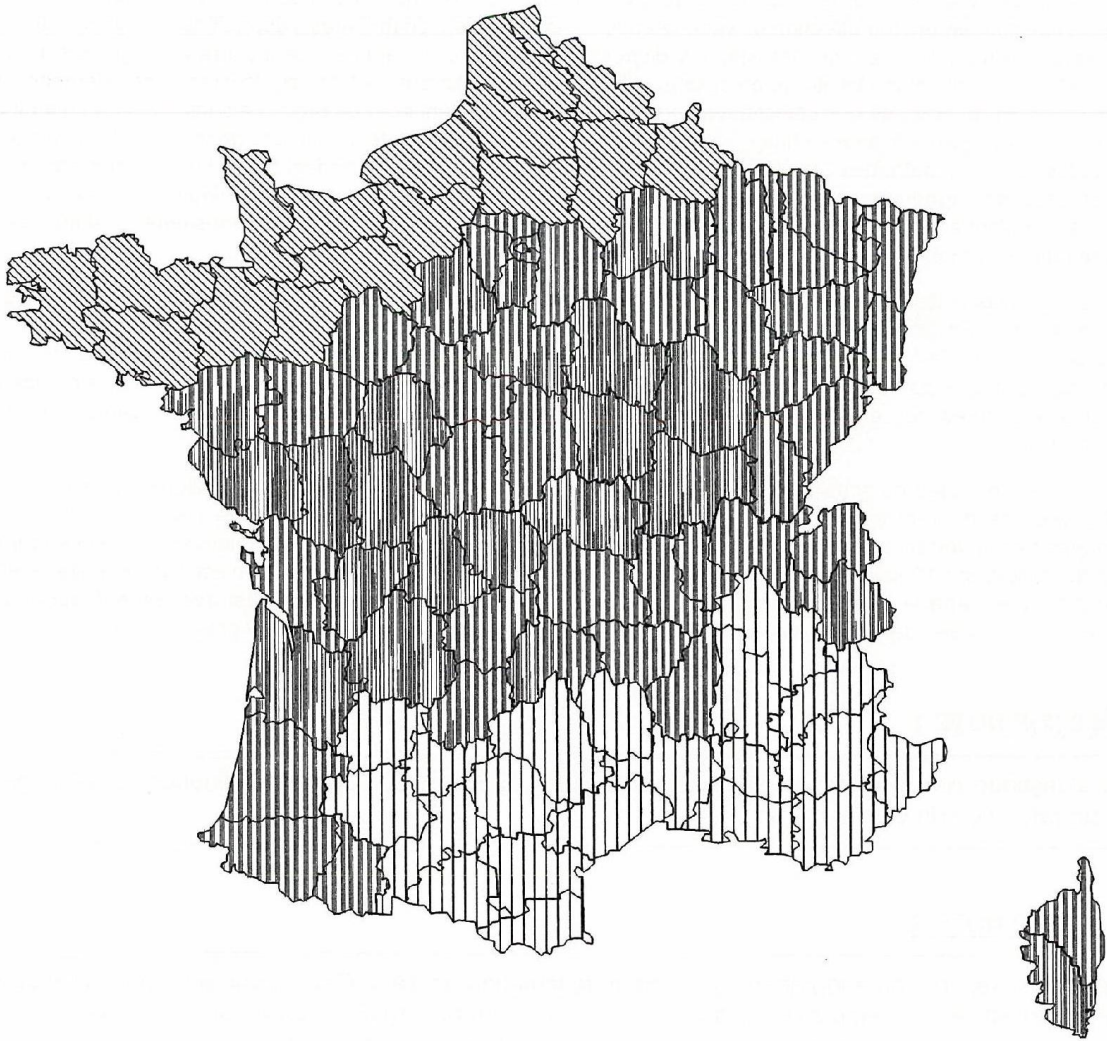


| Régions :                                                         | 1  | 2  | 3  | 4  |
|-------------------------------------------------------------------|----|----|----|----|
| Valeur de base de la vitesse de référence du vent $v_{b,0}$ [m/s] | 22 | 24 | 26 | 28 |

Fig. 61 – Valeur de base de la vitesse de référence du vent  $v_{b,0}$  suivant ANF

Tab. 82 – Valeur de base de la vitesse de référence

| Région                                 | France métropolitaine |    |    |    | Départements d'Outre-Mer |        |            |         |
|----------------------------------------|-----------------------|----|----|----|--------------------------|--------|------------|---------|
|                                        | 1                     | 2  | 3  | 4  | Guadeloupe               | Guyane | Martinique | Réunion |
| Vitesse de référence : $v_{b,0}$ [m/s] | 22                    | 24 | 26 | 28 | 36                       | 17     | 32         | 34      |



| $c_{dir} = 1$ sauf dans les cas suivants |                                                         |           |
|------------------------------------------|---------------------------------------------------------|-----------|
| Zone                                     | Secteur angulaire nominal<br>inclus dans l'intervalle : | $c_{dir}$ |
| 1                                        | [ 10° - 150° ]                                          | 0,70      |
| 2                                        | [ 70° - 150° ]                                          | 0,70      |
| 3                                        | [ 50° - 250° ]                                          | 0,85      |

Fig. 62 – Valeur de  $c_{dir}$  suivant ANF



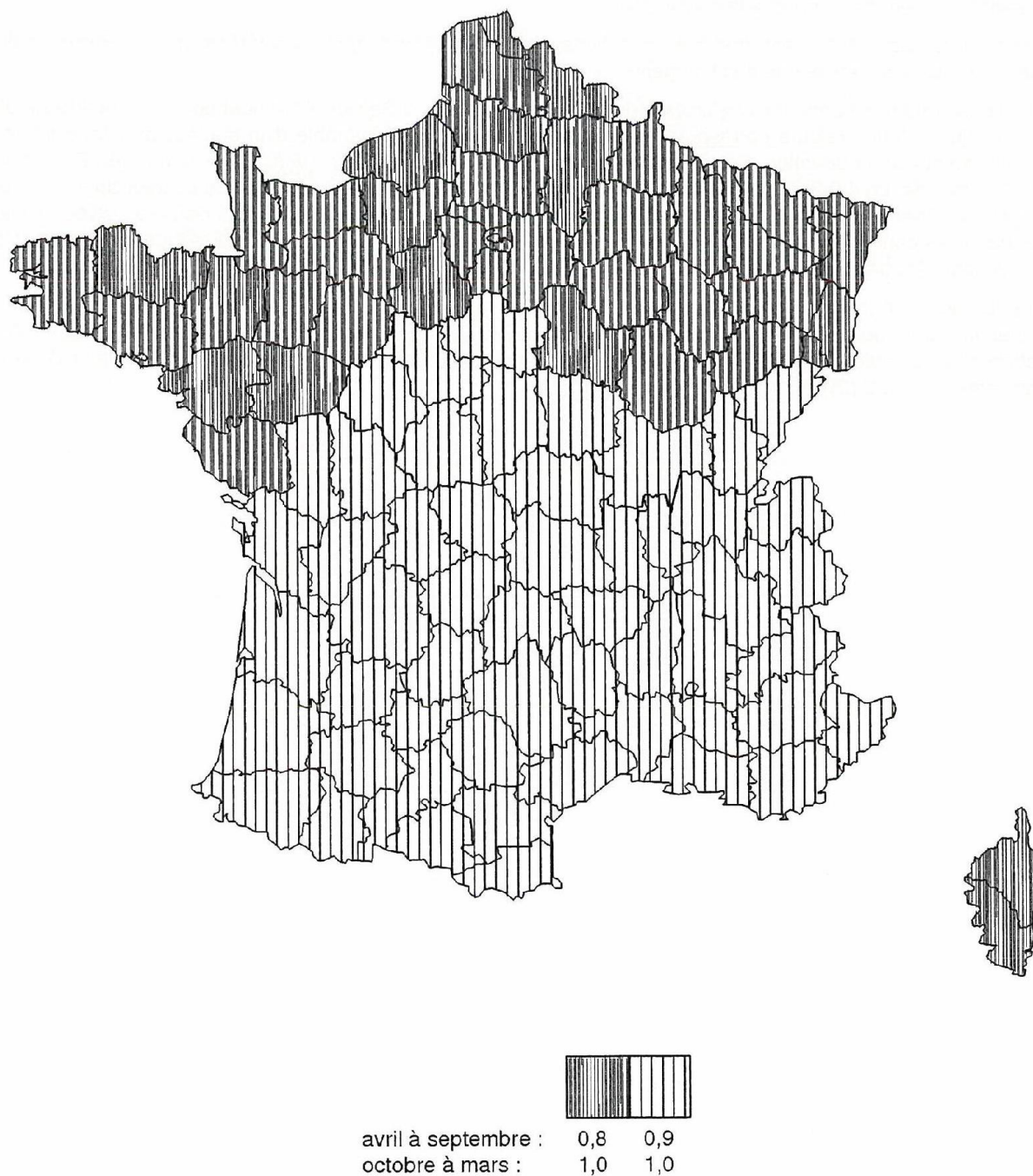


Fig. 63 – Valeur de  $c_{season}$  suivant ANF

Le logigramme de calcul de la pression du vent est donné en page suivante.  
Il se décompose en 49 étapes de calculs en 11 niveaux de renvois

Calcul de la force due à la pression du vent sur un bâtiment parallélépipédique reposant sur le sol

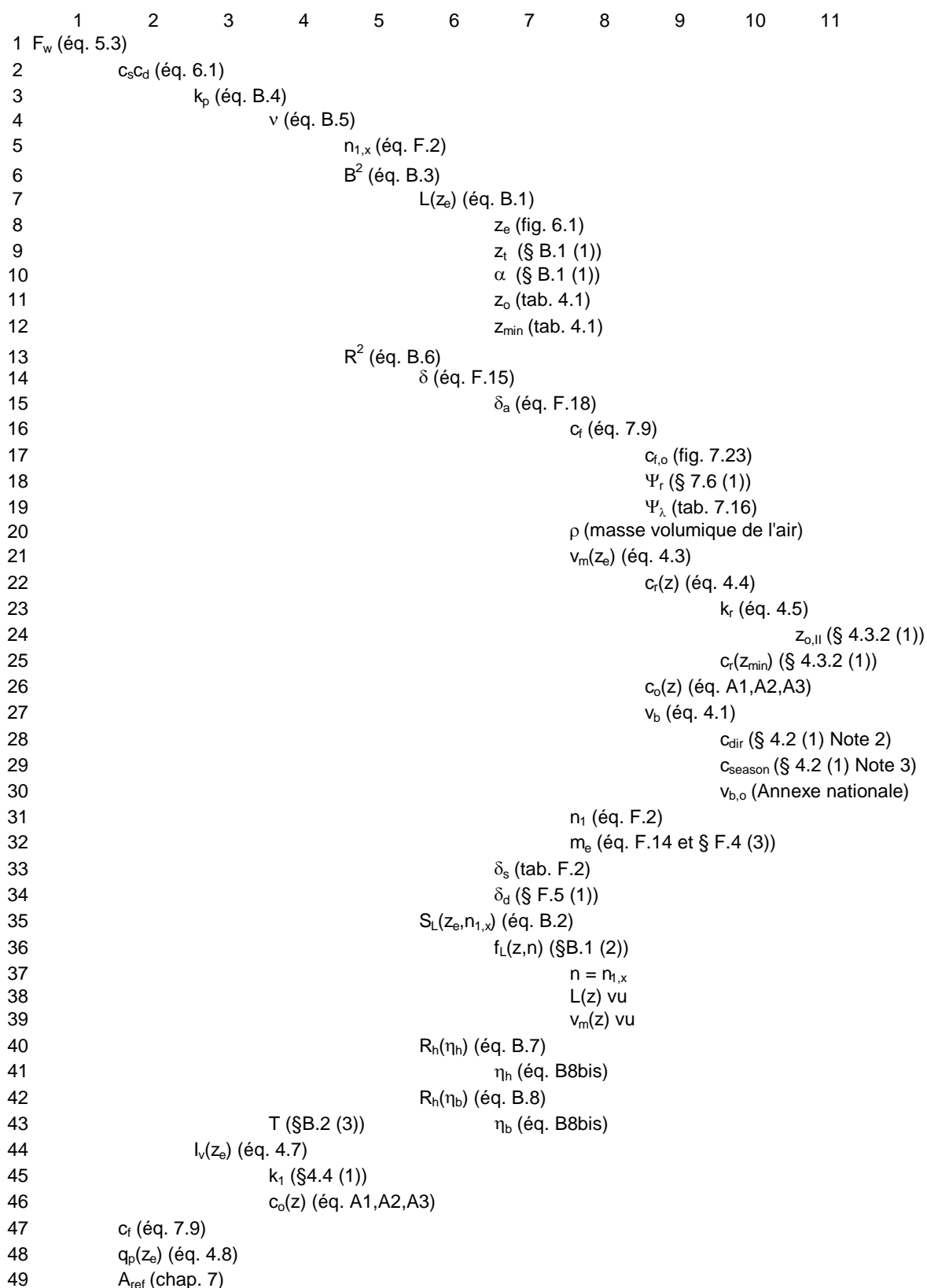


Fig. 64 – Logigramme de calcul de la pression du vent

## 2.2 – Exemple d'application du calcul des pressions de vent

Le tableau Excel qui suit donne le calcul de la pression du vent dans le cas d'un bâtiment de section rectangulaire.

La force du vent  $F_w$  agissant est calculée au sommet du bâtiment pour une surface de 1 m<sup>2</sup>.

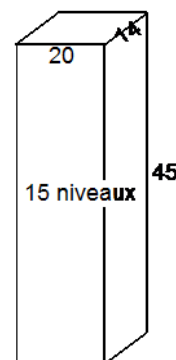
La courbe des pressions sur la hauteur du bâtiment est donnée pour information sur le graphique joint. Elle résulte de plusieurs calculs successifs à l'aide du tableau EXCEL.

Tab. 83 – Exemple de calcul de la pression du vent sur un bâtiment simple

### Exemple de calcul de la pression du vent au sommet d'un bâtiment parallélépipédique suivant l'Eurocode 1-1-4- Actions du vent

H. Thonier

|                      |                  |                                               |                   | Unité | Exemple                               |
|----------------------|------------------|-----------------------------------------------|-------------------|-------|---------------------------------------|
| <b>Données</b>       |                  |                                               |                   |       |                                       |
| Zone                 |                  |                                               |                   |       | 4                                     |
| b                    | fig. 6.1         | largeur au vent                               | m                 | 20    |                                       |
| h                    | fig. 6.1         | hauteur totale                                | m                 | 45    |                                       |
| d                    | fig. 6.1         | profondeur du bâtiment                        | m                 | 14    |                                       |
| n                    |                  | nombre d'étages                               |                   | 15    |                                       |
| z                    |                  | hauteur de calcul                             | m                 | 45    | voir fig. 7.4 et 7.5                  |
| $\varphi$            |                  | opacité                                       |                   | 1     | pas d'ouvertures en façade            |
| $\Phi$               |                  | nature du matériau                            |                   | 1     | 1=béton, 2=acier, 3=mixte acier-béton |
|                      |                  | zone de vent                                  |                   | 1     | 1 à 5 (Ile de France=2, DOMTOM=5)     |
|                      | § A.1            | nature du terrain                             |                   | 4     | 0 (mer) à 4 (ville)                   |
| $\Phi$               |                  | pente du versant au vent                      |                   | 0     |                                       |
| $m_e$                | éq. F.14         | masse équivalente par unité de longueur       | kN/m              | 2100  |                                       |
| <b>Données fixes</b> |                  |                                               |                   |       |                                       |
| $z_{o,II}$           | § 4.3.2 (1)      |                                               | m                 | 0,05  | données fixes                         |
| $z_t$                | § B.1 (1)        | hauteur de référence                          | m                 | 200   | données fixes                         |
| $L_t$                | § B.1 (1)        | échelle de référence                          | m                 | 300   | données fixes                         |
| $\rho$               | § 4.5 (1) Note 2 | masse volumique de l'air                      | kg/m <sup>3</sup> | 0,001 |                                       |
| T                    | § B.2 (3)        |                                               | sec               | 600   |                                       |
| <b>Calculs</b>       |                  |                                               |                   |       |                                       |
| $v_{b,o}$            | A.N.             | valeur de base de la vitesse de référence     | m/s               | 24    | 24 à 34 m/s suivant zones             |
| $z_o$                | tab. 4.1         | longueur de rugosité                          | m                 | 1     | en ville zone IV                      |
| $z_{min}$            | tab. 4.1         | hauteur minimale                              | m                 | 10    | en ville zone IV                      |
| $\alpha$             | § B.1 (1)        |                                               |                   | 0,67  |                                       |
| $L(z_{min})$         | éq. B.1          |                                               |                   | 40,31 |                                       |
| $z_e$                | fig. 6.1         | hauteur de référence                          | m                 | 27    | bâtiment parallélépipédique           |
| $L(z_e)$             | éq. B.1          | échelle de turbulence                         | m                 | 78,42 |                                       |
| $B^2$                | éq. B.3          | coefficient de réponse quasi-statique         |                   | 0,556 |                                       |
| $n_{1,x}$            | éq. F.2          | fréquence fondamentale de flexion             | Hz                | 1,022 | à défaut de précision                 |
| d/b                  |                  |                                               |                   | 0,7   |                                       |
| $c_{f,o}$            | fig. 7.23        | coefficient de force de section rectangulaire |                   | 2,4   |                                       |
| $\Psi_r$             | fig. 7.24        | facteur de réduction                          |                   | 1     | pour les bords arrondis, sinon 1      |
| $\lambda$            | tab. 7.16        | élancement effectif                           |                   | 0,013 |                                       |



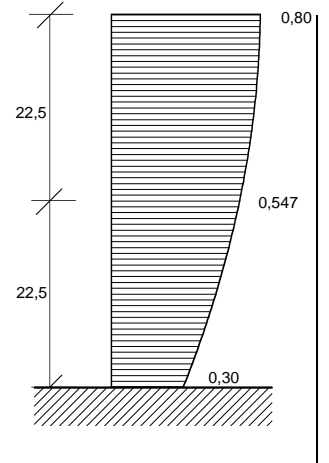
|                    |                      |                                                |     |       |
|--------------------|----------------------|------------------------------------------------|-----|-------|
| $\Psi_\lambda$     | fig. 7.36            | facteur d'effet d'extrémité                    |     | 0,589 |
| $C_f$              | éq. 7.9              | coefficient de force                           |     | 1,414 |
| $k_r$              | éq. 4.5              | facteur de terrain                             |     | 0,234 |
| $c_r(z_{min})$     | éq. 4.4              | coefficient de rugosité                        |     | 0,54  |
| $c_r(z)$           | éq. 4.4              |                                                |     | 0,892 |
| $c_r(z_e)$         | éq. 4.4              |                                                |     | 0,772 |
| $c_o(z)$           | éq. A.1              | coefficient d'orographie                       |     | 1     |
| $C_{dir}$          | § 4.2 (1),<br>note 2 | coefficient de direction                       |     | 1     |
| $C_{season}$       | § 4.2 (1),<br>note 3 | coefficient de saison                          |     | 1     |
| $v_b$              | éq. 4.1              | vitesse de référence du vent                   | m/s | 24    |
| $v_m(z_e)$         | éq. 4.3              | vitesse moyenne du vent                        | m/s | 21,41 |
| $n_1$              | éq. F.2              | fréquence fondamentale                         |     | 1,022 |
| $\delta_a$         | éq. F.18             | décrément logar. d'amortiss. aérodyn.          |     | 2E-04 |
| $\delta_s$         | tab. F.2             | décrément logar. d'amortiss. structural        |     | 0,1   |
| $\delta_d$         | § F.5 (5)            | décr. logar. d'amortiss. dus aux amortisseurs  |     | 1     |
| $\delta$           | éq. F.15             | décrément logar. d'amortiss.                   |     | 1,1   |
| $n$                | = $n_1 \cdot x$      | fréquence                                      |     | 1,022 |
| $L(z)$             | éq. B.1              | échelle de turbulence                          |     | 110,4 |
| $v_m(z)$           | éq. 4.3              | vitesse moyenne du vent à la cote z            | m/s | 21,41 |
| $v_m(z_e)$         | éq. 4.3              |                                                |     | 18,54 |
| $f_L(z, n)$        | § B.1 (2)            | fréquence adimensionnelle                      |     | 5,273 |
| $S_L(z_e, n_1, x)$ | éq. B.2              | densité spectrale de puissance adimensionnelle |     | 0,045 |
| $\eta_h$           | éq. B.8bis           |                                                |     | 13,92 |
| $R_h(\eta_h)$      | éq. B.7              |                                                |     | 0,069 |
| $\eta_b$           | éq. B.8bis           |                                                |     | 6,186 |
| $R_b(\eta_b)$      | éq. B.8              |                                                |     | 0,149 |
| $R^2$              | éq. B.6              | Coefficient de réponse résonnante              |     | 0,002 |
| $\nu$              | éq. B.5              | fréquence                                      | Hz  | 0,063 |
| $k_1$              | § 4.4 (1)            |                                                |     | 1     |
| $I_v(z_{min})$     | éq. 4.7              |                                                |     | 0,434 |
| $I_v(z)$           | éq. 4.7              |                                                |     | 0,263 |
| $I_v(z_e)$         | éq. 4.7              |                                                |     | 0,303 |
| $q_p(z)$           | éq. 4.8              |                                                |     | 0,813 |
| $q_p(z_e)$         | éq. 4.8              |                                                |     | 0,895 |
| $A_{ref}$          | chap. 7              |                                                | m2  | 1     |
| $k_p$              | éq. B.4              |                                                |     | 2,916 |
| $C_s C_d$          | éq. 6.1              |                                                |     | 0,635 |
| $F_w$              | éq. 5.3              | pour 1 m2 à la cote 45                         | kN  | 0,803 |

terrain plat (pente < 5 %)

coefficient de direction

coefficient de saison

0,1=béton, 0,05=acier, 0,08=mixte acier-béton  
pour les amortisseurs spéciaux,  
sinon 1



Annexe nationale

### 2.3 – Calcul approché des résultantes de vent

En avant-projet de dimensionnement il est possible de déterminer la valeur approchée de la résultante horizontale de vent et du moment de renversement associé à partir de 2 ou 3 valeurs de la pression calculées par la méthode exposée précédemment.

#### 2.3.1 Calcul à l'aide de 2 points (vent trapézoïdal)

On utilise les valeurs de pression du vent calculées à la base et en tête du bâtiment.

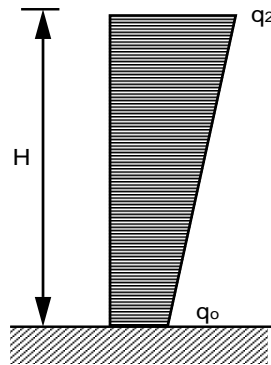


Fig. 65 – Schéma de vent trapézoïdal

On exprime facilement la résultante horizontale du vent à la base du bâtiment :

$$F_{w,tot} = \frac{q_0 + q_2}{2} \cdot H$$

Ainsi que le moment de renversement d'ensemble exercé par le vent sur la structure par rapport à la base du bâtiment :

$$M_{w,tot} = \frac{2 \cdot q_2 + q_0}{6} \cdot H^2$$

#### 2.3.2 Calcul à l'aide de 3 points (vent parabolique)

On utilise les valeurs de pression du vent calculées à la base, à mi-hauteur et en tête du bâtiment.

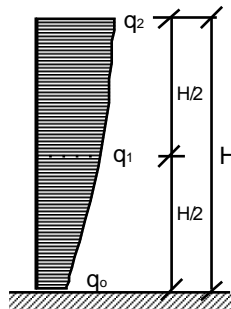


Fig. 66 – Schéma de vent parabolique

La résultante horizontale du vent à la base du bâtiment s'exprime comme l'intégrale sur la hauteur du bâtiment du diagramme des pressions.

On assimile le diagramme à une parabole définie par 3 points.

$$F_{w,tot} = \int_0^H q(z) \cdot dz$$

Le calcul de la résultante est effectué en utilisant la méthode de Simpson.

La résultante horizontale du vent à la base s'exprime alors :

$$F_{w,tot} = \frac{q_0 + 4 \cdot q_1 + q_2}{6} \cdot H$$

Ainsi que le moment de renversement d'ensemble exercé par le vent sur la structure par rapport à la base du bâtiment :

$$M_{w,tot} = \int_0^H q(z) \cdot z \cdot dz = \frac{4 \cdot q_1 \cdot \frac{H}{2} + q_2 \cdot H}{6} \cdot H$$
$$M_{w,tot} = \frac{2 \cdot q_1 + q_2}{6} \cdot H^2$$

### 3. ACTION DU SEISME

#### 3.1 – Effort sismique

L'effort sismique engendré sur une structure est lié à la transmission des ondes sismiques du sol vers la structure. Ces ondes, ou accélérations, agissent sur les masses qui sont accélérées horizontalement et verticalement engendrant ainsi des efforts internes auxquels la structure doit pouvoir résister.

Ces efforts dépendent :

- De la zone sismique considérée et donc des accélérations pouvant être produites par les séismes ;
- De la nature des sols qui peuvent jouer le rôle d'amortisseur ou à l'inverse d'amplificateur de l'onde sismique ;
- De la classification des bâtiments (l'administration exigeant un degré de protection supérieur pour des bâtiments dits sensibles, ce qui implique des efforts plus importants pris en compte dans le calcul) ;
- De la conception de la structure du bâtiment (le comportement d'une structure souple sera différent de celui d'une structure plus rigide tout comme le comportement d'une structure régulière sera différent de celui d'une structure irrégulière).

Il est difficile d'appréhender à priori le meilleur type de contreventement dans une zone sismique. Pour illustrer on peut prendre l'exemple des bâtiments contreventés par portiques qui sont généralement plus souples et dissipent donc plus d'énergie par leur déformation. L'effort sismique qu'ils subissent est donc plus faible qu'un bâtiment contreventé par des voiles qui est plus rigide.

Par contre le comportement des ossatures de portiques en béton armé est moins bon car elles sont moins ductiles et ne résistent pas à une forte fissuration contrairement aux voiles en béton qui peuvent dissiper de l'énergie par fissuration (même importante) tout en conservant une capacité de transmission des descentes de charges et des effort horizontaux.

Les calculs sismiques sont donc complexes et ce, d'autant plus que la structure du bâtiment est irrégulière et mal conçue pour résister au séisme.

Dans le cadre du prédimensionnement que nous abordons, nous allons donner des règles simplifiées de détermination des efforts sismiques. Elles peuvent permettre de réaliser un Avant-Projet Simplifié mais ne sont en aucun cas suffisantes dans le cadre d'une étude d'exécution.

Les études d'exécution de bâtiments en zone sismique conduisent souvent à réaliser des modélisations 3D sur des logiciels éléments finis qui permettent d'extraire ensuite les efforts globaux et locaux servant à calculer les armatures des différents éléments.

Les règles qui suivent sont extraites de l'Eurocode 8 qui traite exclusivement des effets du séisme et des règles de dimensionnement des structures parasismiques.

## 3.2 – Action du séisme suivant l’Eurocode 8

### 3.2.1 Classes de sol

Les classes de sol sont définies dans l’EC8 tab. 3.1

Elles permettent ensuite de déterminer le paramètre de sol  $S$  (coefficient d’amplification topographique) qui intervient dans le calcul de l’accélération sismique.

Tab. 84 – Classes de sols selon l’EC8

| Classe de sol | Description du profil stratigraphique                                                                                                                                                                                  | Paramètres                   |                            |                |
|---------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------|----------------------------|----------------|
|               |                                                                                                                                                                                                                        | $v_{s,30}$<br>(m/s)          | $N_{SPT}$<br>(coups/30 cm) | $c_u$<br>(kPa) |
| A             | Rocher ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d’au plus 5 m de matériau moins résistant                                                                                          | > 800                        | -                          | -              |
| B             | Dépôts raides de sable, de gravier ou d’argile sur-consolidée, d’au moins plusieurs dizaines de mètres d’épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur         | 360-800                      | > 50                       | > 250          |
| C             | Dépôts profonds de sable de densité moyenne, de gravier ou d’argile moyennement raide, ayant des épaisseurs de quelques dizaines à plusieurs centaines de mètres                                                       | 180-360                      | 15 - 50                    | 70 - 250       |
| D             | Dépôts de sol sans cohésion de densité faible à moyenne (avec ou sans couches cohérentes molles) ou comprenant une majorité de sols cohérents mous à fermes                                                            | < 180                        | < 15                       | < 70           |
| E             | Profil de sol comprenant une couche superficielle d’alluvions avec des valeurs de $v_s$ de classe C ou D et une épaisseur comprise entre 5 m environ et 20 m, reposant sur un matériau plus raide avec $v_s > 800$ m/s |                              |                            |                |
| $S_1$         | Dépôts composés, ou contenant, une couche d’au moins 10 m d’épaisseur d’argiles molles/vases avec un indice de plasticité élevé ( $PI > 40$ ) et une teneur en eau importante.                                         | < 100<br>(valeur indicative) | -                          | 10 - 20        |
| $S_2$         | Dépôts de sols liquéfiables d’argiles sensibles ou tout autre profil de sol non compris dans les classes A à E ou $S_1$ .                                                                                              |                              |                            |                |

$v_{s,30}$  : vitesse moyenne des ondes de cisaillement sur 30m, à défaut on prendra le SPT.

### 3.2.2 Spectre de calcul pour l’analyse élastique

Le spectre réglementaire permet de déterminer l’accélération que subit la masse sismique de la structure en fonction de la période de la structure.

En approximation, on verra par la suite la méthode de calcul approchée de la période  $T_1$  du premier mode de vibration de la structure.



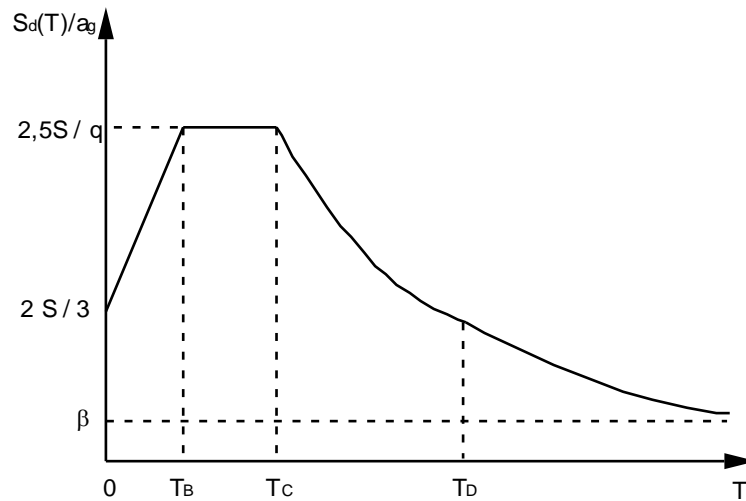


Fig. 67 – Spectre de calcul pour l'analyse élastique

Les équations des diverses branches du spectre sont :

$$\text{Si } 0 \leq T_1 \leq T_B \quad S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T_1}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$\text{Si } T_B \leq T_1 \leq T_C \quad S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$$

$$\text{Si } T_C \leq T_1 \leq T_D \quad S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_C}{T_1} \text{ et } S_d(T_1) \geq \beta \cdot a_g \text{ avec } \beta = 0,2$$

$$\text{Si } T_D \leq T_1 \quad S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T_1^2} \text{ et } S_d(T_1) \geq \beta \cdot a_g \text{ avec } \beta = 0,2$$

La valeur du coefficient d'amplification topographique et des bornes des branches du spectre est prise dans le tableau ci-dessous.

L'hypothèse du type de spectre à prendre en compte est fixée par la classification réglementaire des zones sismiques.

Tab. 85 – Valeurs de S, T<sub>B</sub>, T<sub>C</sub> et T<sub>D</sub>

| Classe de sol | Type 1 (zone de sismicité 5) |                    |                    |                    | Type 2 (zones de sismicité 1 à 4) |                    |                    |                    |
|---------------|------------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|-----------------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
|               | S                            | T <sub>B</sub> (s) | T <sub>C</sub> (s) | T <sub>D</sub> (s) | S                                 | T <sub>B</sub> (s) | T <sub>C</sub> (s) | T <sub>D</sub> (s) |
| A             | 1,0                          | 0,15               | 0,4                | 2,0                | 1,0                               | 0,03               | 0,20               | 2,5                |
| B             | 1,2                          | 0,15               | 0,5                | 2,0                | 1,35                              | 0,05               | 0,25               | 2,5                |
| C             | 1,15                         | 0,20               | 0,6                | 2,0                | 1,5                               | 0,06               | 0,40               | 2,0                |
| D             | 1,35                         | 0,20               | 0,8                | 2,0                | 1,6                               | 0,10               | 0,60               | 1,5                |
| E             | 1,4                          | 0,15               | 0,5                | 2,0                | 1,8                               | 0,08               | 0,45               | 1,25               |

Nota : les valeurs données dans l'EC8 tab. 3.2 et 3.3 ont été modifiées par l'Arrêté du 22 Octobre 2010.

### 3.2.3 Accélération de calcul

L'accélération de calcul  $a_g$  qui intervient dans les spectres s'exprime :

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$$

Avec :

$\gamma_I$  : Coefficient d'importance du bâtiment défini par l'EC8 Tab. 4.3

Ce coefficient pondère les accélérations en fonction de l'importance des bâtiments. Les bâtiments d'importance vitale subissent des accélérations supérieures.

Tab. 86 – Tableau donnant les valeurs du coefficient d'importance  $\gamma_I$

| Catégorie d'importance | $\gamma_I$ | Bâtiments                                                                                                                                                                       |
|------------------------|------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| I                      | 0,8        | Bâtiments d'importance mineure pour la sécurité des personnes, par exemple, bâtiments agricoles, etc.                                                                           |
| II                     | 1,0        | Bâtiments courants n'appartenant pas aux autres catégories                                                                                                                      |
| III                    | 1,2        | Bâtiments dont la résistance aux séismes est importante compte tenu des conséquences d'un effondrement, par exemple : écoles, salles de réunion, institutions culturelles, etc. |
| IV                     | 1,4        | Bâtiments dont l'intégrité en cas de séisme est d'importance vitale pour la protection civile, par exemple : hôpitaux, casernes de pompiers, centrales électriques, etc.        |

$a_{gR}$  : Accélération maximale de référence au niveau d'un sol de classe A. Cette accélération est donnée par la carte de zonage réglementaire et le décret donnant pour chacun des cantons les accélérations à prendre en compte.



# Aléa sismique de la France

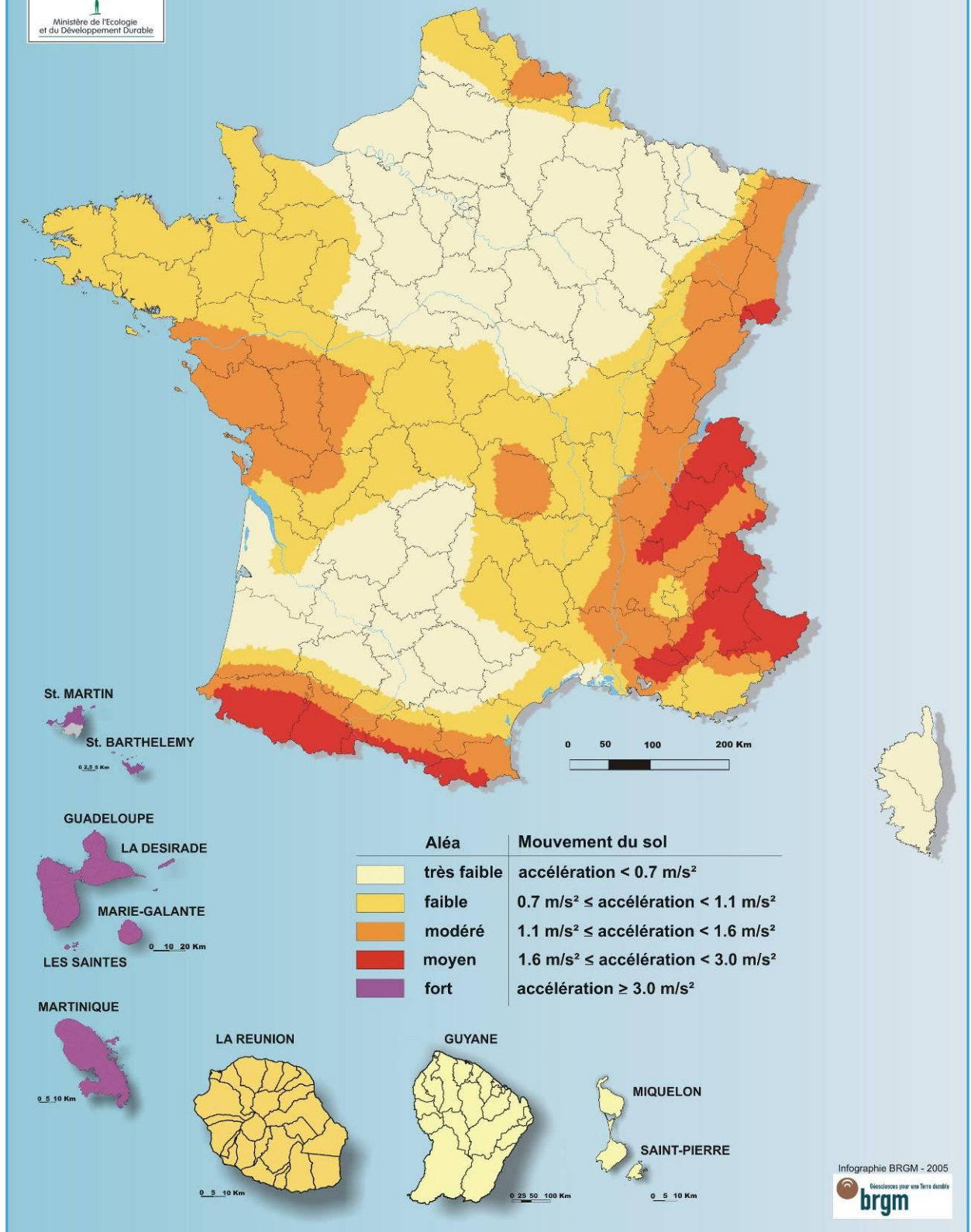


Fig. 68 – Carte de l'alea sismique en France

Tab. 87 – Tableau donnant les accélérations maximales de référence  $a_{gr}$

| Zone de sismicité | $a_{gr}$ |
|-------------------|----------|
| 1 (très faible)   | 0,4      |
| 2 (faible)        | 0,7      |
| 3 (modérée)       | 1,1      |
| 4 (moyenne)       | 1,6      |
| 5 (forte)         | 3,0      |

### 3.2.4 Coefficient de comportement de la structure $q$

Ce coefficient, diviseur des efforts, est une approximation du rapport entre les forces sismiques que la structure subirait si sa réponse était complètement élastique avec un amortissement visqueux de 5% et les forces sismiques qui peuvent être utilisées lors de la conception et du dimensionnement, avec un modèle linéaire conventionnel, en continuant d'assurer une réponse satisfaisante de la structure. Les valeurs du coefficient de comportement  $q$ , incluant également l'influence d'amortissements visqueux différents de 5%, sont indiquées pour divers matériaux et systèmes structuraux, selon divers niveaux de ductilité, dans l'EC8.

Le choix et la justification de ce coefficient est en général délicat et son importance économique (diviseur des efforts) est fondamentale.

Nota : niveaux de ductilité définis par l'EC8 : ils sont fonction de la capacité de dissipation de l'énergie par la structure

- DCL : classe de ductilité limitée (ne concerne pas les structure béton)
- DCM : classe de ductilité moyenne (murs de grandes dimensions en béton peu armé)
- DCH : classe de ductilité haute (avec dissipation d'énergie dans les rotules plastiques).

Le coefficient  $q$  peut varier en fonction des structures de 1,50 (DCM) à 4,50 (DCH).

### 3.2.5 Période $T_1$ du premier mode propre de la structure

Dans le cadre des Avant-projets on définit une méthode de calcul approchée de la valeur de  $T_1$ .

#### Cas d'un pendule avec une seule masse à son extrémité :

Flèche de console :  $x = -\frac{F.H^3}{3.EI}$  avec le signe moins car la force de rappel est

de sens opposé au déplacement, d'où :  $F = -\frac{3.EI}{H^3} x$

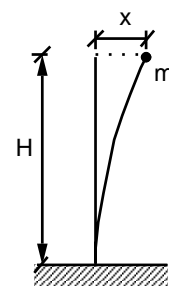
Loi de la dynamique :  $m \ddot{x} - F = 0$

$$\text{d'où } m x'' + \frac{3.EI}{H^3} x = 0$$

$$\Rightarrow x'' + \frac{3.EI}{m.H^3} x = 0 \quad \text{ou} \quad x'' + \omega^2 x = 0$$

de racine  $x = A \cos(\omega t)$

$$\text{avec } \omega^2 = \frac{3.EI}{m.H^3} \quad \Rightarrow \quad T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{m.H^3}{3.EI}}$$

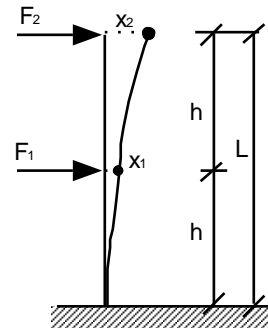


### Cas d'un voile console d'inertie constante avec 2 masses égales et équidistantes :

$$\begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{Bmatrix} = K^{-1} \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \end{Bmatrix} \quad \text{avec} \quad K^{-1} = \frac{L^3}{48EI} \cdot \begin{bmatrix} 2 & 5 \\ 5 & 16 \end{bmatrix}$$

$$\text{L'inverse : } K = \frac{48EI}{7L^3} \cdot \begin{bmatrix} 16 & -5 \\ -5 & 2 \end{bmatrix} = \frac{48EI}{56.h^3} \cdot \begin{bmatrix} 16 & -5 \\ -5 & 2 \end{bmatrix}$$

$$\text{matrice diagonale des masses : } M = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \quad \text{avec} \quad m_1 = m_2 = m$$



$$\text{L'inverse de la matrice M vaut : } M^{-1} = \begin{bmatrix} 1/m & 0 \\ 0 & 1/m \end{bmatrix}$$

$$M^{-1} \cdot K = \frac{48EI}{56.m.h^3} \cdot \begin{bmatrix} 16 & -5 \\ -5 & 2 \end{bmatrix}$$

$$\text{Posons : } A = \frac{m.h^3}{EI} \quad \text{et} \quad J = \frac{48EI}{56.m.h^3} = \frac{48}{56.A} \quad \text{d'où : } M^{-1} \cdot K = \begin{bmatrix} 16J & -5J \\ -5J & 2J \end{bmatrix} \quad \text{en fonction de J dont les racines sont les valeurs propres de :}$$

$$M^{-1} \cdot K \quad ; \quad (M^{-1} \cdot K - \omega^2 \cdot I) = 0 \quad ; \quad (16J - \omega^2)(2J - \omega^2) - 25J^2 = 0$$

$$\text{Équation du 4° degré en } \omega : \quad \omega^4 - 18J\omega^2 + 7J^2 = 0$$

$$\text{de racines : } \quad \omega^2 = J(9 \pm \sqrt{74}) = \frac{48}{56.A} \cdot (9 \pm \sqrt{74})$$

$$\text{Première racine : } \omega^2 = (9 - \sqrt{74}) \cdot \frac{48EI}{56.m.h^3} = 0,34086 \frac{EI}{m.h^3}$$

$$\text{d'où } \omega = 0,58383 \frac{EI}{m.h^3} \quad \text{et} \quad T_1 = \frac{2\pi}{\omega} = 10,7619 \sqrt{\frac{m.h^3}{EI}}$$

$$\text{Deuxième racine : } \omega^2 = (9 + \sqrt{74}) \cdot \frac{48EI}{56.m.h^3} = 15,0877 \frac{EI}{m.h^3}$$

$$\text{d'où } \omega = 3,8843 \frac{EI}{m.h^3} \quad \text{et} \quad T_2 = \frac{2\pi}{\omega} = 1,6176 \sqrt{\frac{m.h^3}{EI}}$$

$$\text{Remarque : } T_2 = 0,1503 T_1$$

### Cas d'un voile console d'inertie constante avec n masses égales et équidistantes :

$$\text{La période du mode 1 peut s'écrire sous la forme : } T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{k^4 \cdot m.h^3}{3000 \cdot EI}}$$

m en tonnes ; h en mètres ; E en MPa ; I en m<sup>4</sup>

Le facteur 1000 en dénominateur tient compte d'une masse en tonnes (au lieu de Mkg = 1000 t)

## Valeur de k calculées par la méthode modale ou par Vianello – Stodola :

Tab. 88 – Valeurs de k

| Nivx<br>N° | Mode n° : |          |          |          |          |          |          |          |
|------------|-----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
|            | 1         | 2        | 3        | 4        | 5        | 6        | 7        | 8        |
| 1          | 1         | 0        | 0        | 0        |          |          |          |          |
| 2          | 1,722403  | 0,667769 | -        | -        | -        | -        | -        | -        |
| 3          | 2,433491  | 0,950999 | 0,580106 | -        | -        | -        | -        | -        |
| 4          | 3,140488  | 1,235022 | 0,736220 | 0,548533 | -        | -        | -        | -        |
| 5          | 3,845620  | 1,521857 | 0,904103 | 0,650390 | 0,532932 | -        | -        | -        |
| 6          | 4,549744  | 1,805274 | 1,073416 | 0,766411 | 0,605639 | 0,524118 | -        | -        |
| 7          | 5,253263  | 2,087901 | 1,242677 | 0,901246 | 0,692114 | 0,579257 | 0,504910 | -        |
| 8          | 5,839549  | 2,390850 | 1,411694 | 1,006096 | 0,783070 | 0,646587 | 0,562683 | 0,515171 |
| 9          | 6,659211  |          |          |          |          |          |          |          |
| 10         | 7,356318  |          |          |          |          |          |          |          |
| 11         | 8,064471  |          |          |          |          |          |          |          |
| 12         | 8,766899  |          |          |          |          |          |          |          |
| 13         | 9,469243  |          |          |          |          |          |          |          |
| 14         | 10,171519 |          |          |          |          |          |          |          |
| 15         | 10,873748 |          |          |          |          |          |          |          |
| 20         | 14,384349 |          |          |          |          |          |          |          |
| 25         | 17,894457 |          |          |          |          |          |          |          |
| 30         | 21,404282 |          |          |          |          |          |          |          |
| 50         | 35,442686 |          |          |          |          |          |          |          |

### Formule approchée (H. Thonier) pour $n \leq 50$ :

$$k = 0,705.n + 0,3$$

### Formule approchée pour les modes suivants :

$$T_2 = 0,155.T_1 \quad ; \quad T_3 = 0,056.T_1 \quad ; \quad T_4 = 0,029.T_1 \quad ; \quad T_5 = 0,018.T_1$$

$$T_6 = 0,013.T_1 \quad ; \quad T_7 = 0,009.T_1$$

### 3.2.6 Masse de la structure à prendre en compte

L'accélération de calcul  $a_g$  s'applique sur une fraction m de la masse de la structure.

$$m = \sum G_{ki} + \sum \varphi \cdot \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Avec :

$G_{ki}$  : part permanente de la masse ;

$Q_{ki}$  : part variable de la masse ;

$\psi_{2i}$  : coefficient de combinaison quasi permanente ;

$\varphi$  : coefficient d'occupation des lieux.

$\varphi = 1$  pour toiture, archives, bâtiments de classe D à F ;

$\varphi = 0,8$  pour locaux de classes A à C à occupations corrélées ;

$\varphi = 0,5$  pour locaux de classes A à C à occupations indépendantes.

### 3.2.7 Effort tranchant sismique à la base de la structure

La valeur de l'effort tranchant sismique à la base est donnée par l'EC8 art. 4.3.3.2.2

$$F_b = S_d(T_1).m.\lambda$$

Avec :

$\lambda$  : coefficient de correction

$\lambda = 0,85$  si  $T_1 \leq 2.T_c$  et si le bâtiment a plus de deux niveaux

$\lambda = 1$  sinon

### 3.2.8 Effort tranchant sismique au niveau i

L'effort tranchant au niveau i est donné par l'expression :  $F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j}$

Avec :

$s_i$  : Déplacement de la masse  $m_i$  dans le mode fondamental.

Pour la méthode statique équivalente de l'EC8, on peut admettre une déformation linéaire sur la hauteur de la construction. On obtient dans ce cas :

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$$

Avec :

$z_i$  : Cote de l'étage.

### 3.2.9 Résultante de l'effort horizontal sismique et du moment en pied de bâtiment

La formule ci-dessous s'applique au cas des bâtiments contreventés par des voiles et pour lesquels tous les niveaux sont identiques (même masses, mêmes hauteurs).

On se place là encore dans le cas de la méthode statique équivalente de l'EC8 qui admet une déformation linéaire de la structure.

#### Résultante horizontale :

Pour le niveau  $i$ , la résultante horizontale provenant des niveaux supérieurs vaut :

$$F_i = F_b \cdot \frac{m_i \cdot s_i}{\sum_0^n m_j \cdot s_j} = F_b \cdot \frac{m_i \cdot z_i}{\sum_0^n m_j \cdot z_j} = F_b \cdot \frac{2 \cdot i}{n \cdot (n+1)}$$

#### Moment à la base :

$$M_b = \sum F_i \cdot z_i = F_b \cdot \sum \frac{2 \cdot i}{n \cdot (n+1)} \cdot i \cdot h = F_b \cdot \frac{2 \cdot h}{n \cdot (n+1)} \cdot \sum i^2$$

$$M_b = F_b \cdot \frac{2 \cdot h}{n \cdot (n+1)} \cdot \frac{n \cdot (n+1) \cdot (2 \cdot n+1)}{6} = F_b \cdot h \cdot \frac{2 \cdot n+1}{3}$$

La résultante de l'effort horizontal est située à la cote :

$$\frac{M_b}{F_b} = H \cdot \frac{2 \cdot n+1}{3 \cdot n}$$

Avec :

$h$  : Hauteur d'étage ;

$n$  : Nombre d'étages ;

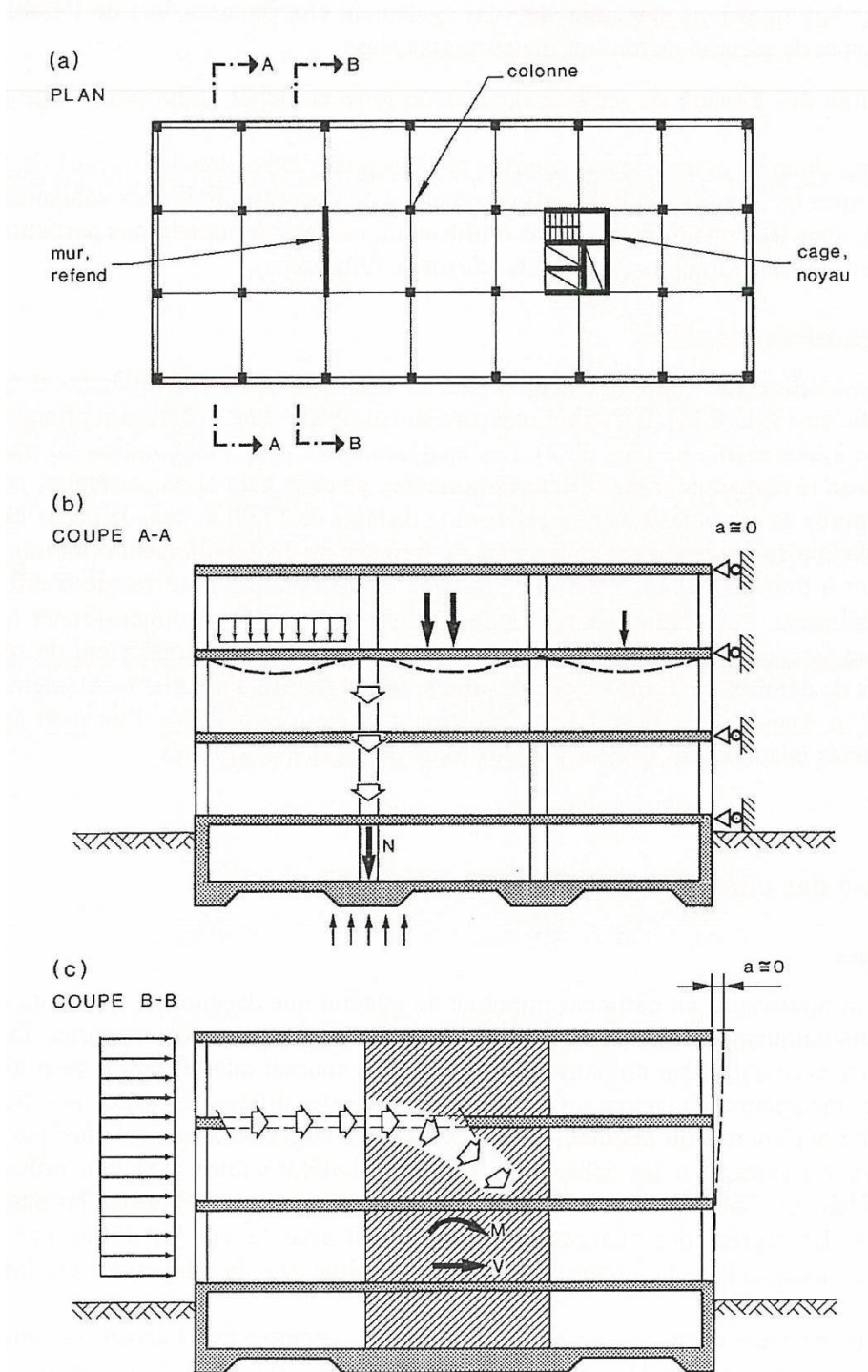
$H = n \cdot h$  : Hauteur totale.



## 4. CALCUL D'UN SYSTEME DE CONTREVENTEMENT

### 4.1 – Conception du système de contreventement

#### 4.1.1 Principe de transmission des efforts

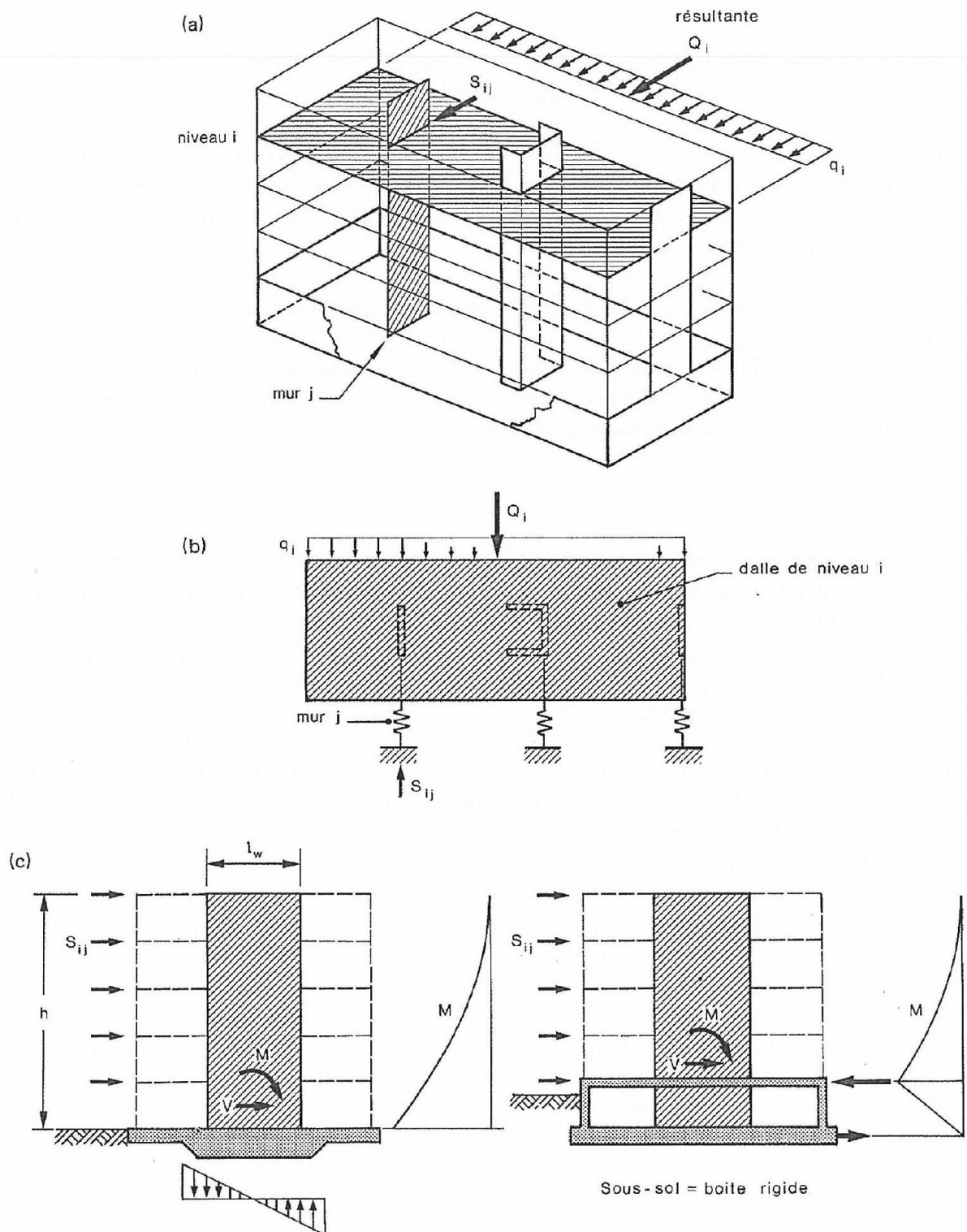


(a) Vue en plan d'un étage type.

(b) Reprise et transmission des efforts verticaux par les poteaux.

(c) Reprise et transmission des efforts horizontaux par les voiles de contreventement.

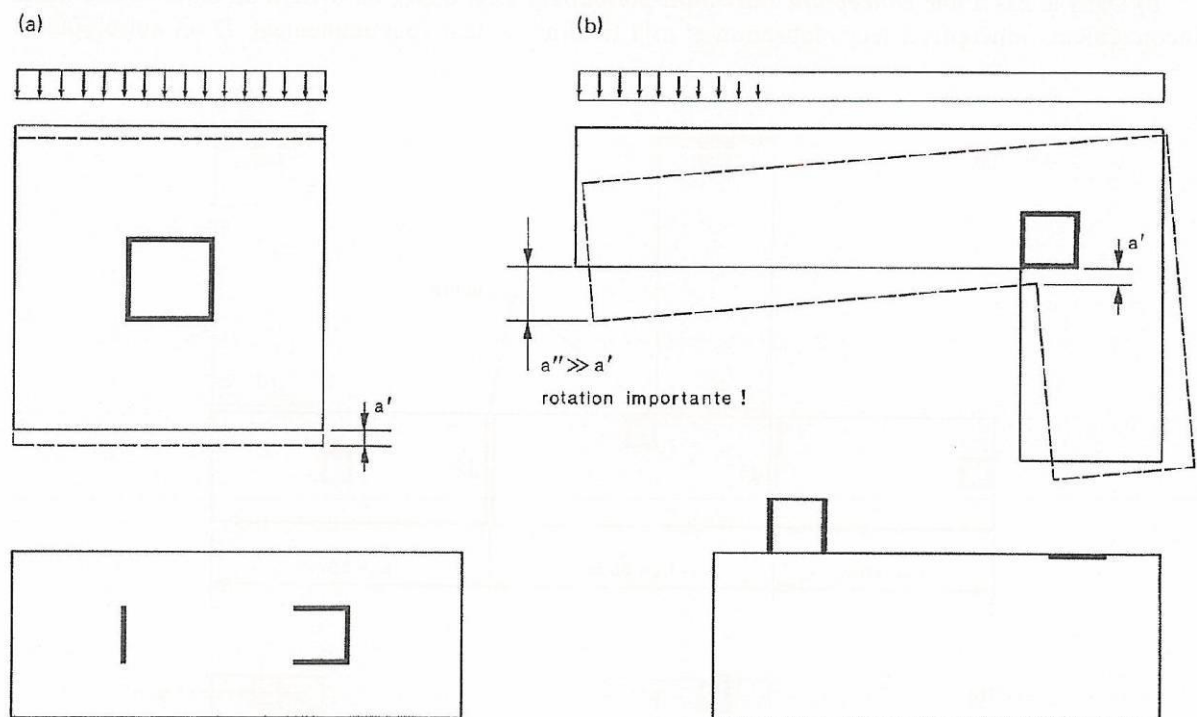
Fig. 69 – Structure poteaux-poutres avec voiles de contreventement



- (a) Vue 3D de la structure.  
 (b) Répartition des efforts horizontaux sur les différents murs par les dalles.  
 (c) Sollicitation des murs.

Fig. 70 – Principe de fonctionnement d'un système de contreventement

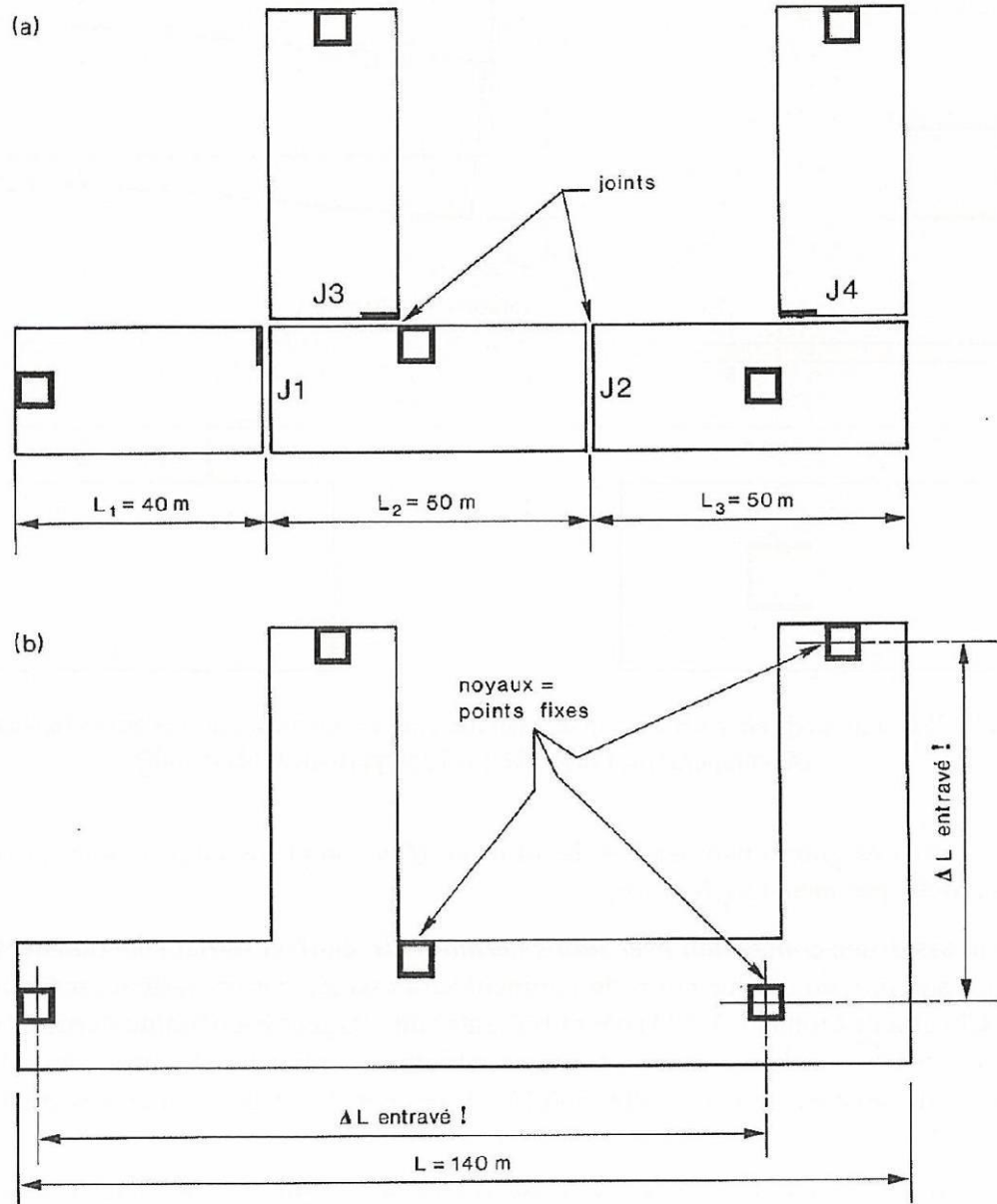
#### 4.1.2 Influence de la position des éléments de contreventement



- (a) Dispositions de contreventement favorables.  
(b) Dispositions de contreventement défavorables.

Fig. 71 – Influence de la conception du système de contreventement

### 4.1.3 Influence des règles de dimensions des blocs sur le système de contreventement



(a) Structure avec joint de dilatation.

(b) Structure sans joint de dilatation.

Fig. 72 – Influence du découpage réglementaire des bâtiments de grandes dimensions

## 4.2 – Répartition des efforts horizontaux sur les éléments du système de contreventement : Méthode du centre de torsion généralisé

La méthode du centre de torsion consiste à décomposer l'action extérieure en :

- un effort  $H$  passant par le centre de torsion  $C$  de l'ensemble des éléments de contreventement et provoquant une **translation sans rotation**,
- un moment  $M = H \cdot e$  de l'effort extérieur  $H$  par rapport au centre de torsion et provoquant une **rotation sans translation**.

Avant de déterminer la répartition des efforts horizontaux sur les différents éléments du système de contreventement, il est nécessaire de déterminer les caractéristiques géométriques de chacun de ces éléments.

On entend par élément du système de contreventement :

- Un portique
- Un voile avec ou sans ouverture non liaisonné à d'autres voiles
- Un voile avec ou sans ouverture liaisonné à d'autres voiles (cage d'ascenseur, cage d'escalier, noyau...)

### 4.2.1 Effet d'un déplacement imposé dans une direction autre que celles des axes principaux d'inertie

Pour une déformation imposée suivant l'axe  $O_y$ , on a une flexion avec contraintes et déformations linéaires, car une section plane reste plane après déformation (hypothèse de Navier-Bernoulli) et les contraintes sont proportionnelles aux déformations (loi de Hooke).

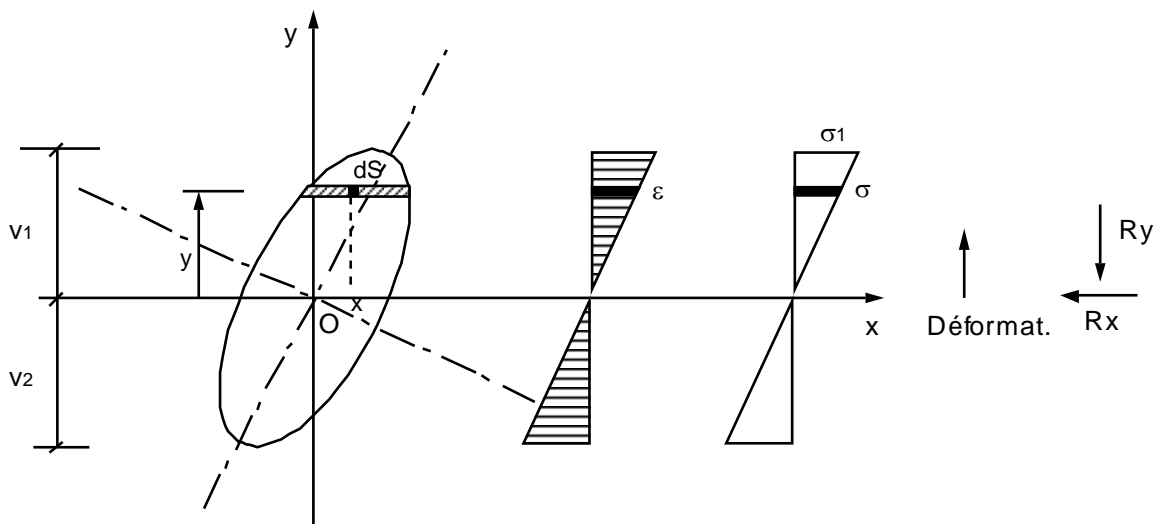


Fig. 73 – Déplacement imposé dans une direction autre que celles des axes principaux

La contrainte à l'ordonnée  $y$  s'écrit :  $\sigma = \frac{y}{v_1} \cdot \sigma_1$

L'effort normal vaut :  $F_x = \iint \sigma \cdot dS = \iint \frac{\sigma_1}{v_1} \cdot y \cdot dS$

et le moment par rapport à  $O_x$  :  $M_x = \iint y \cdot dF_x = \iint y \cdot \sigma \cdot dS = \iint \frac{\sigma_1}{v_1} \cdot y^2 \cdot dS = \frac{\sigma_1}{v_1} \cdot I_x$

de même pour  $M_y = \iint x.dF_x = \iint x.y.\sigma.dS = \iint \frac{\sigma_1}{v_1}.x.y.dS = \frac{\sigma_1}{v_1}.I_{xy}$

Ainsi, un déplacement imposé selon un axe  $O_y$ , autre qu'un axe principal d'inertie, entraîne des moments résistants :

$$M_x = \frac{\sigma_1}{v_1}.I_x \quad \text{et} \quad M_y = \frac{\sigma_1}{v_1}.I_{xy}$$

Or, comme on a proportionnalité entre l'effort extérieur appliqué au voile et le moment, on obtient, pour un déplacement unité positif suivant  $O_y$ , une réaction proportionnelle à l'inertie  $I_x$  suivant l'axe  $O_y$  et à l'inertie  $I_{xy}$  suivant l'axe  $O_x$ .

De même, pour un déplacement imposé unité suivant  $O_x$ , on obtient une réaction proportionnelle à  $I_y$  suivant l'axe  $O_x$  et une réaction proportionnelle à  $I_{xy}$  suivant l'axe  $O_y$ .

#### 4.2.2 Détermination du centre de torsion C d'un voile ou d'un ensemble de voiles de contreventement

Pour un voile ou un ensemble de voiles assurant le contreventement d'une structure et liés par des planchers rigides, le centre de torsion C est un point tel que :

- toute force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à la force et sans rotation,
- tout moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion C d'un ensemble de voiles a les propriétés suivantes :

- le centre de torsion d'un voile simple (rectangulaire) est confondu avec son centre géométrique ou son centre de gravité,
- pour un voile composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie,
- pour un voile composé de plusieurs voiles simples concourant au même point, ce point est le centre de torsion,
- pour un voile en U symétrique, le centre de torsion est situé à l'extérieur de l'âme.

Par simplification, pour des voiles composés ne jouant pas un rôle prépondérant dans le contreventement, on pourra prendre leur centre de gravité comme centre de torsion.

Un voile (numéroté i) est caractérisé par les propriétés géométriques suivantes :

- son centre de gravité  $G_i$
- son centre de torsion  $O_i$
- ses axes principaux d'inertie par rapport à son centre de gravité  $G_i$  :  $O_i x'_i$  et  $O_i y'_i$
- ses moments d'inertie principaux :  $I'_{x_i} = \iint y'^2.dS$  et  $I'_{y_i} = \iint x'^2.dS$  par rapport à  $G_i$
- l'orientation  $\theta_i$  avec le repère général :  $\theta_i =$  angle de l'axe principal de l'inertie la plus grande avec l'axe  $O_i y_i$

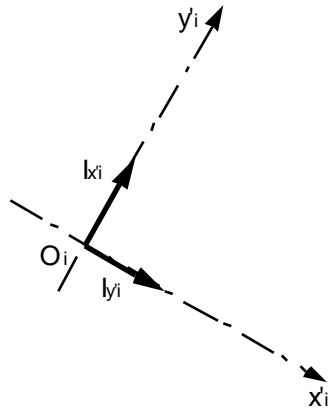


Fig. 74 – Convention vectorielle des inerties

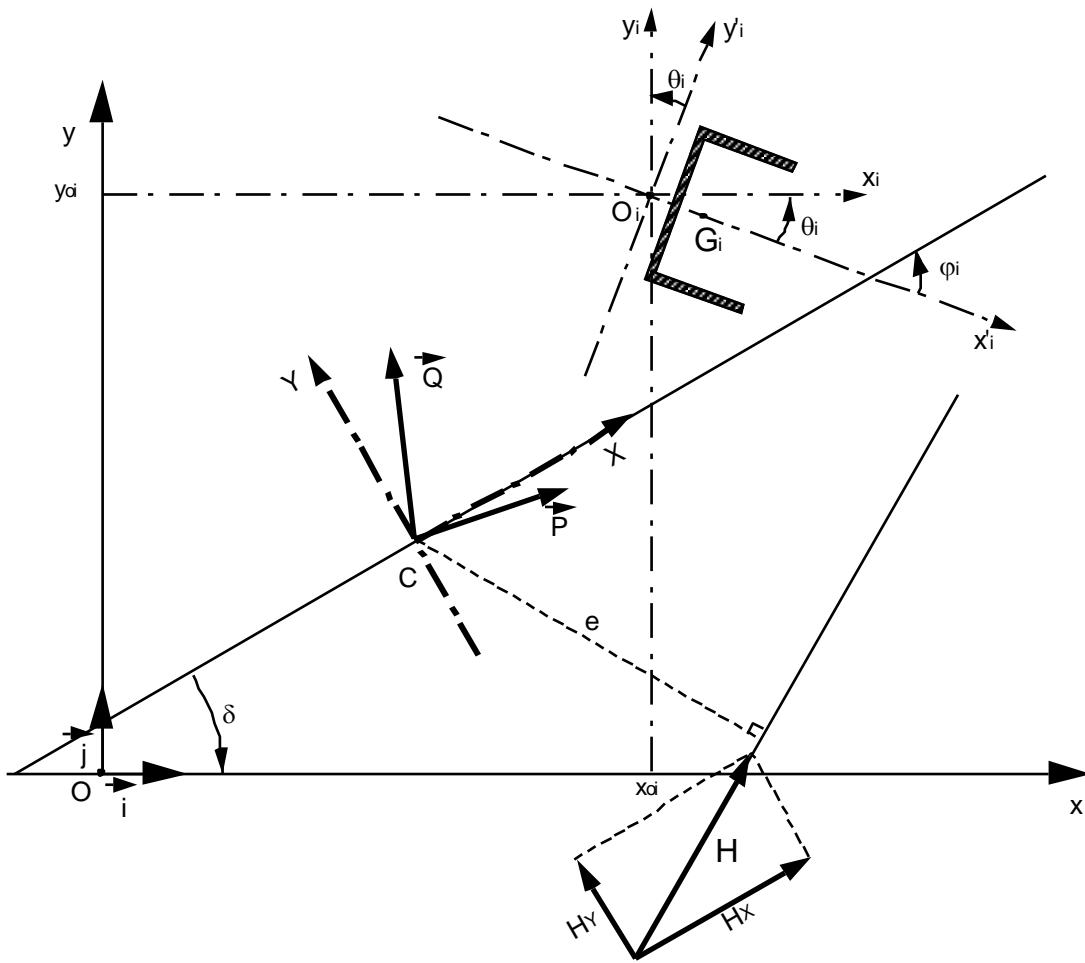


Fig. 75 – Eléments de définition d'un voile

### 4.2.3 Etude de la translation due à l'effort extérieur H

#### Hypothèses :

Nous supposons que :

- les voiles sont de sections constantes sur toute la hauteur du bâtiment, ou au moins que les inerties varient toutes dans les mêmes proportions et aux mêmes niveaux,
- pour des voiles avec ouvertures, on prendra leur inertie équivalente,
- les planchers sont infiniment rigides dans leur plan,
- les voiles ont les mêmes conditions d'encastrement en pied et même module d'élasticité,
- la répartition de l'effort H sera faite au prorata des rigidités, donc des inerties des voiles, car le rapport rigidité/inertie est le même pour une même déformation à une même altitude et que les déformées sont de la forme  $\frac{k.f(z)F}{E.I}$  pour une force F appliquée à la cote z.

Dans ce qui suit, nous utiliserons la notation des inerties au lieu de celle des rigidités.

#### Action d'une translation sur un voile :

Pour toute translation unitaire du voile n° i parallèlement à  $O_x$ , on obtient deux forces de rappel :

- l'une parallèle à  $O_x$  et proportionnelle à l'inertie  $I_{y_i}$  par rapport à  $O_i y_i$
- l'autre perpendiculaire à  $O_x$  et proportionnelle à l'inertie composée  $I_{x y_i}$

De même, pour toute translation du voile n° i parallèlement à  $O_y$ , on obtient deux forces de rappel :

- l'une parallèle à  $O_y$  et proportionnelle à l'inertie  $I_{x_i}$  par rapport à  $O_i x_i$
- l'autre perpendiculaire à  $O_y$  et proportionnelle à l'inertie composée  $I_{x y_i}$

Les inerties  $I_{x_i}$ ,  $I_{y_i}$  et  $I_{x y_i}$  sont obtenues à partir des inerties principales  $I'_{x_i}$ ,  $I'_{y_i}$  avec :  $\theta_i = (O_i x'_i ; O_i x_i)$

On obtient ainsi :

$$\begin{aligned}I_{x_i} &= I'_{x_i} \cdot \cos^2 \theta_i + I'_{y_i} \cdot \sin^2 \theta_i \\I_{y_i} &= I'_{x_i} \cdot \sin^2 \theta_i + I'_{y_i} \cdot \cos^2 \theta_i \\I_{x y_i} &= (I'_{x_i} - I'_{y_i}) \cdot \cos \theta_i \cdot \sin \theta_i\end{aligned}$$

Les termes en  $I'_{x y_i}$  disparaissent car  $I'_{x y_i} = 0$  étant donné que  $I'_{x_i}$  et  $I'_{y_i}$  sont les moments d'inertie principaux.

Comme toutes les forces de rappel sont proportionnelles aux rigidités, donc aux inerties, avec le même facteur de proportionnalité, nous pouvons remplacer ces forces de rappel par les vecteurs-inerties.

Si  $\vec{i}$  et  $\vec{j}$  représentent les vecteurs unitaires du repère  $O_{xy}$ , on obtient les résultantes  $\vec{P}$  et  $\vec{Q}$  des forces (donc des inerties) :

$$\vec{P} = \sum I_{y_i} \cdot \vec{j} + \sum I_{x y_i} \cdot \vec{j} \quad \text{pour une translation imposée parallèle à } O_x,$$

$$\vec{Q} = \sum I_{x y_i} \cdot \vec{i} + \sum I_{x_i} \cdot \vec{j} \quad \text{pour une translation imposée parallèle à } O_y$$



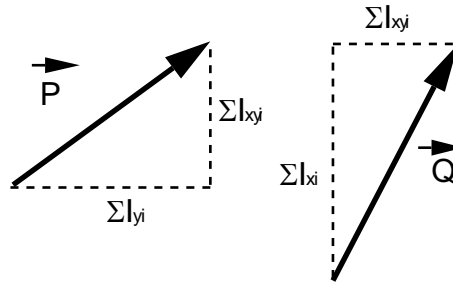


Fig. 76 – Résultantes P et Q

Le point d'intersection C de ces résultantes définit le centre de torsion, car tout effort extérieur H (décomposable en deux forces suivant  $O_x$  et  $O_y$ ), passant par C, provoque une translation ayant deux composantes parallèles à  $O_x$  et à  $O_y$  et entraînant des réactions de la structure passant également par ce point, donc sans moment de rotation.

Soient CX et CY les axes principaux de l'ensemble des voiles,  $\delta$  l'angle  $(O_i x_i, CX) = (O_i x_i, O_i X_i)$ . La somme des inerties composées des voiles est nulle, (par définition des axes principaux).

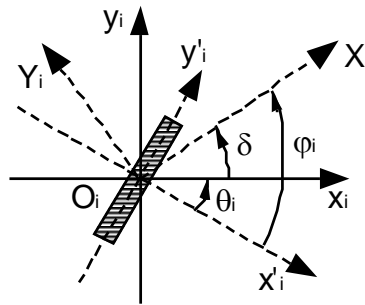


Fig. 77 – Définition de l'angle  $\delta$

On doit avoir :  $\sum I_{X'Y'} = 0$  où  $I_{X'Y'}$  est l'inertie composée du voile par rapport aux axes  $O_i X_i Y_i$ , parallèles au nouveau repère.

| Repère                                             | Inerties                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    |
|----------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| $O_i x'_i y'_i$                                    | $I'_{x'_i} = \text{inertie principale} = \iint y'^2 \cdot dS$ par rapport à $G_i x'_i$<br>$I'_{y'_i} = \text{inertie principale} = \iint x'^2 \cdot dS$ par rapport à $G_i y'_i$<br>$I'_{x'_i y'_i} = 0$                                                                                                                                                                                    |
| $O_i x_i y_i$<br>(rotation : $\theta = -\varphi$ ) | $I_{x_i} = I'_{x'_i} \cdot \cos^2 \theta_i + I'_{y'_i} \cdot \sin^2 \theta_i$<br>$I_{y_i} = I'_{x'_i} \cdot \sin^2 \theta_i + I'_{y'_i} \cdot \cos^2 \theta_i$<br>$I_{x_i y_i} = (I'_{x'_i} - I'_{y'_i}) \cos \theta_i \cdot \sin \theta_i$                                                                                                                                                 |
| $O_i X_i Y_i$<br>(rotation : $-\delta$ )           | $I_{X_i} = I_{x_i} \cdot \cos^2 \delta + I_{y_i} \cdot \sin^2 \delta - 2 \cdot I_{x_i y_i} \cdot \sin \delta \cdot \cos \delta$<br>$I_{Y_i} = I_{x_i} \cdot \sin^2 \delta + I_{y_i} \cdot \cos^2 \delta + 2 \cdot I_{x_i y_i} \cdot \sin \delta \cdot \cos \delta$<br>$I_{X_i Y_i} = (I_{x_i} - I_{y_i}) \sin \delta \cdot \cos \delta + I_{x_i y_i} \cdot (\cos^2 \delta - \sin^2 \delta)$ |

L'égalité  $\sum I_{X'Y'} = 0$  entraîne :

$$\sum (I_{xi} - I_{yi}) \frac{\sin 2\delta}{2} = -\sum I_{xyi} \cdot \cos 2\delta$$

$$\operatorname{tg} 2\delta = -2 \cdot \frac{\sum I_{xyi}}{\sum (I_{xi} - I_{yi})} = -2 \cdot \frac{\sum (I'_{xi} - I'_{yi}) \sin \theta_i \cdot \cos \theta_i}{\sum (I'_{xi} - I'_{yi}) (\cos^2 \theta_i - \sin^2 \theta_i)}$$

$$\operatorname{tg} 2\delta = -\frac{\sum (I'_{xi} - I'_{yi}) \sin 2\theta_i}{\sum (I'_{xi} - I'_{yi}) \cos 2\theta_i}$$

Pour un effort  $H_Y$  parallèle à  $CY$ , on obtient une répartition :

$$H_Y \cdot \frac{I_{xi}}{\sum I_{xi}} \text{ parallèlement à } CY$$

$$H_Y \cdot \frac{I_{xyi}}{\sum I_{xi}} \text{ parallèlement à } CX$$

Si l'on ramène cet effort suivant le repère de base de chaque voile (c'est-à-dire ses axes principaux)  $O_i x'_i y'_i$ , on trouve pour chaque voile  $i$  des efforts  $F_{xi}$  et  $F_{yi}$  :

- suivant  $O_i x'_i$  :

$$F_{xi} = \frac{H_X}{\sum I_{yi}} \cdot [I_{yi} \cdot \cos \varphi_i - I_{xyi} \cdot \sin \varphi_i] + \frac{H_Y}{\sum I_{xi}} \cdot [I_{xyi} \cdot \cos \varphi_i - I_{xi} \cdot \sin \varphi_i]$$

- suivant  $O_i y'_i$  :

$$F_{yi} = \frac{H_Y}{\sum I_{xi}} \cdot [I_{xi} \cdot \cos \varphi_i - I_{xyi} \cdot \sin \varphi_i] + \frac{H_X}{\sum I_{yi}} \cdot [I_{xyi} \cdot \cos \varphi_i - I_{yi} \cdot \sin \varphi_i]$$

### Détermination des résultantes P et Q :

La distance de la droite support de P au point O est déterminée en écrivant l'équilibre des moments des forces où  $x_{Oi}$  et  $y_{Oi}$  sont les coordonnées du centre de rotation  $O_i$  du voile  $i$

| Vecteur :                                      | P                                                         | Q                                                         |
|------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------|
| Composantes suivant :                          |                                                           |                                                           |
| Ox                                             | $P_X = \sum I_{yi}$                                       | $Q_X = \sum I_{xyi}$                                      |
| Oy                                             | $P_Y = \sum I_{xyi}$                                      | $Q_Y = \sum I_{xi}$                                       |
| Moment par rapport à O<br>(positif sens trigo) | $M_P = \sum (I_{xyi} \cdot x_{Oi} - I_{yi} \cdot y_{Oi})$ | $M_Q = \sum (I_{xi} \cdot x_{Oi} - I_{xyi} \cdot y_{Oi})$ |
| Abscisse à l'origine                           | $x_P = \frac{M_P}{P_Y}$                                   | $x_Q = \frac{M_Q}{Q_Y}$                                   |
| de la droite support                           | $y_P = -\frac{M_P}{P_X}$                                  | $y_Q = -\frac{M_Q}{Q_X}$                                  |

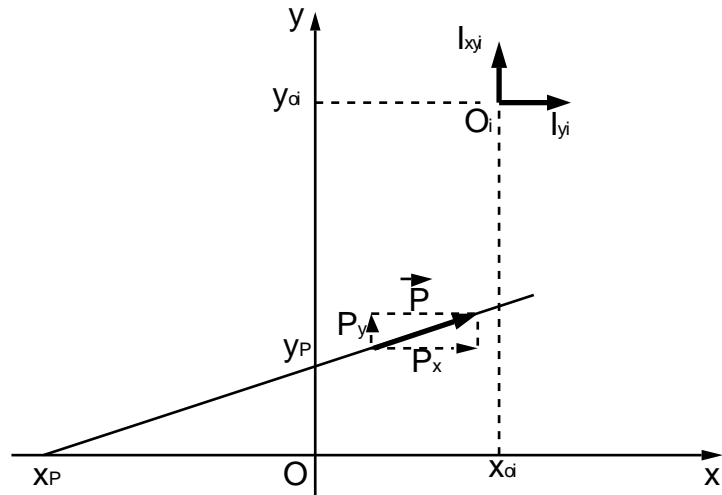


Fig. 78 – Résultante P

**Coordonnée du centre de torsion C :**

$$x_C = \frac{y_P - y_Q}{\frac{y_P}{x_P} - \frac{y_Q}{x_Q}} \quad \text{et} \quad y_C = \frac{x_P - x_Q}{\frac{x_P}{y_P} - \frac{x_Q}{y_Q}}$$

**Etude de la rotation due au moment  $M = H \cdot e$  :**

Les efforts  $R_{xi}$  et  $R_{yi}$  dus à la rotation et repris dans chaque voile sont proportionnels à :

- leurs inerties principales :  $I'_{xi}$  et  $I'_{yi}$
- leur distance au centre de torsion C pour une même rotation d'angle  $\alpha$

$$R_{xi} = K \cdot \alpha \cdot r_{xi} \cdot I'_{yi}$$

$$R_{yi} = K \cdot \alpha \cdot r_{yi} \cdot I'_{xi}$$

Avec :

$r_{xi}$  : distance de C à l'axe  $O_i x'_i$

$r_{yi}$  : distance de C à l'axe  $O_i y'_i$

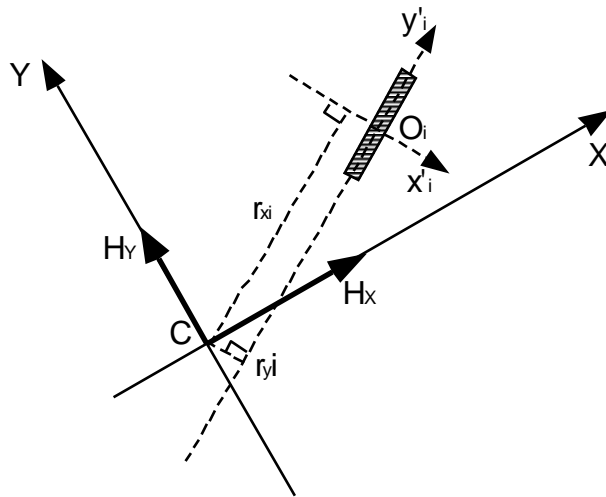


Fig. 79 – distances  $r_{xi}$  et  $r_{yi}$

Le coefficient de proportionnalité  $K$  est obtenu en écrivant l'équilibre des moments des forces par rapport au centre de torsion  $C$  :

$$M = H.e = \sum (R_{xi} \cdot r_{xi} + R_{yi} \cdot r_{yi}) = K.\alpha \cdot \sum (r_{xi}^2 \cdot I'_{yi} + r_{yi}^2 \cdot I'_{xi})$$

$$\text{D'où : } K.\alpha = \frac{M}{J} \text{ avec } J = \sum (r_{xi}^2 \cdot I'_{yi} + r_{yi}^2 \cdot I'_{xi})$$

$$\text{D'où : } R_{xi} = \frac{M \cdot r_{xi} \cdot I'_{yi}}{J}$$

$$R_{yi} = \frac{M \cdot r_{yi} \cdot I'_{xi}}{J}$$

### Efforts finaux dans les voiles :

Les efforts dans chaque voile  $i$ , dirigés suivant ses axes principaux d'inertie  $O_i x'_i y'_i$ , valent :

$$H'_x = F_{xi} + R_{xi}$$

$$H'_y = F_{yi} + R_{yi}$$