

---

FORMULAIRE R.D.M.

EXTRAITS de l'eurocode NF EN 1990 Bases de calcul de structures

EXTRAITS de l'eurocode NF EN 1991-1-1 et annexes nationales

EXTRAITS de l'eurocode NF EN 1991-1-3 et annexes nationales

EXTRAITS de l'eurocode NF EN 1993-1-1 et annexes nationales

EXTRAITS de l'eurocode NF EN 1995-1-1 et annexes nationales

EXTRAITS de l'eurocode NF EN 1992-1-1 et annexes nationales

---



Document autorisé pour :

Épreuve E 4 – Étude des constructions

- ❖ Sous-épreuve U 41– Élaboration d'une note de calcul de structures
- ❖ Sous-épreuve U 42– Élaboration de solutions constructives

# SOMMAIRE

<b>1</b>	<b>REPRÉSENTATION DES VECTEURS FORCE OU CONTRAINTE</b>	<b>7</b>
<b>2</b>	<b>REPÈRE ET CONVENTION DE SIGNE POUR LA DÉTERMINATION DES SOLLICITATIONS</b>	<b>7</b>
<b>3</b>	<b>CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DES SECTIONS DROITES :</b>	<b>8</b>
3.1	MOMENTS STATIQUES.....	8
3.2	MOMENTS QUADRATIQUES .....	8
3.3	RAYON DE GIRATION .....	8
3.4	MODULE DE RÉSISTANCE ÉLASTIQUE À LA FLEXION D'UNE SECTION DROITE, RELATIF AU MOMENT $M_z$ ..	8
3.5	MODULE DE RÉSISTANCE PLASTIQUE À LA FLEXION D'UNE SECTION DROITE $\Omega$ : NOTATION : $W_{pl,z}$ .....	8
3.6	EXTRAITS CATALOGUE DE PROFILÉS.....	9
<b>4</b>	<b>CONTRAINTES TANGENTIELLES (OU TANGENTES)</b>	<b>12</b>
<b>5</b>	<b>DÉPLACEMENTS (FLEXION COMPOSÉE).</b>	<b>12</b>
<b>6</b>	<b>ROTATIONS ET FLÈCHES POUR DES POUTRES ISOSTATIQUES COURANTES</b>	<b>13</b>
<b>7</b>	<b>CALCUL DES STRUCTURES</b>	<b>14</b>
7.1	THÉORÈME DES 3 MOMENTS (FORMULE DE CLAPEYRON) ;.....	14
7.2	EXPRESSION DE L'ÉNERGIE POTENTIELLE DE DÉFORMATION (OU POTENTIEL INTERNE) DANS LE CAS DES POUTRES DROITES À PLAN MOYEN DE SYMÉTRIE CHARGÉE DANS CE PLAN.....	15
7.3	MÉTHODE DES FORCES OU DES COUPURES POUR UNE STRUCTURE HYPERSTATIQUE D'ORDRE 1:.....	15
7.4	THÉORÈME DE MULLER-BRESLAU (AUTRE FORME DU THÉORÈME DE CASTIGLIANO OU THÉORÈME DE BERTRAND DE FONVIOLANT) .....	16
7.5	THÉORÈME DE PASTERNAK.....	16
7.6	TABLEAU DES INTÉGRALES DE MOHR :.....	17
<b>8</b>	<b>EXTRAITS DE L'EUROCODE NF EN 1990 (MARS 2003) (P06-100-1) BASES DE CALCUL DE STRUCTURES NF EN 1990 (JUN 2004) (P06-100-2) APPLICATION NATIONALE</b>	<b>19</b>
8.1	SITUATION DE PROJET .....	19
8.2	COMBINAISONS FONDAMENTALES :.....	20
8.2.1	ÉTATS LIMITES ULTIMES, POUR LES SITUATIONS DE PROJET DURABLES ET TRANSITOIRES	20
8.2.2	TABLEAU A1.1 (F): VALEURS DES COEFFICIENTS $\psi$ POUR LES BÂTIMENTS	20
8.3	ÉTAT LIMITE D'ÉQUILIBRE STATIQUE (E.Q.U.) .....	21
8.4	ACTIONS ACCIDENTELLES .....	21
8.5	ACTIONS SISMIQUES .....	21
8.6	ÉTATS LIMITES DE SERVICE.....	21
<b>9</b>	<b>EXTRAITS DE L'EUROCODE NF EN 1991- 1-1 ET ANNEXES NATIONALES</b>	<b>21</b>
9.1	CHARGES D'EXPLOITATION.....	21
<b>10</b>	<b>EXTRAITS DE L'EUROCODE NF EN 1991 - 1-3</b>	<b>24</b>
10.1	CHARGES DE NEIGE SUR LE SOL.....	24
10.2	LES CHARGES DE NEIGE SUR LES TOITURES DOIVENT ÊTRE DÉTERMINÉES COMME SUIT : .....	24

<b>11</b>	<b>EXTRAITS DE L'EUROCODE NF EN 1993-1-1 ET ANNEXES NATIONALES</b>	<b>27</b>
11.1	CLASSEMENT DES SECTIONS TRANSVERSALES .....	27
11.2	ACIERS DE CONSTRUCTION MÉTALLIQUE .....	28
11.2.1	CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES ET PHYSIQUES DE L'ACIER	28
11.2.2	NUANCES D'ACIER	28
11.3	VALEURS DES COEFFICIENTS PARTIELS DE SÉCURITÉ $\gamma_M$ .....	28
11.4	RÉSISTANCE DES SECTIONS TRANSVERSALES .....	29
11.4.1	CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DES SECTIONS TRANSVERSALES	29
11.4.1.1	Aire brute ( $A$ )	29
11.4.1.2	Aire nette ( $A_{net}$ )	29
11.4.2	EFFORT AXIAL DE TRACTION ( $N$ )	29
11.4.3	FLEXION SIMPLE : MOMENT FLÉCHISSANT ET EFFORT TRANCHANT ( $M$ ET $V$ ) VÉRIFICATION SIMPLIFIÉE	30
11.4.3.1	Pour le moment de flexion :	30
	Pour l'effort tranchant	30
11.5	FLÈCHES.....	31
11.5.1	NOTATIONS	31
11.5.2	VALEURS LIMITES RECOMMANDÉES DE FLÈCHES VERTICALES POUR LES POUTRES DE BÂTIMENTS	31
11.5.3	VALEURS LIMITES DES FLÈCHES HORIZONTALES	31
<b>12</b>	<b>EXTRAITS DE L'EUROCODE NF EN 1995-1-1 ET ANNEXES NATIONALES LAMELLE COLLE ET BOIS MASSIFS</b>	<b>32</b>
12.1	TABLEAU DES CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES ET PHYSIQUES DU BOIS LAMELLÉ COLLÉ .....	32
12.2	TABLEAU DES CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES ET PHYSIQUES DU BM (BOIS MASSIF TYPE RÉSINEUX)	32
12.3	VÉRIFICATION SIMPLIFIÉE DES CONTRAINTES NORMALES SELON L'EUROCODE NF EN 1995 LIMITÉE À LA FLEXION SIMPLE.....	33
12.4	VÉRIFICATION SIMPLIFIÉE DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT SELON L'EUROCODE NF EN 1995.....	33
12.5	VALEURS DES PRINCIPAUX COEFFICIENTS .....	33
12.5.1	CLASSES DE SERVICE	33
12.5.2	CLASSES DE DURÉE DE CHARGE	34
12.5.3	VALEUR DU COEFFICIENT $k_{mod}$	34
12.5.4	COEFFICIENTS PARTIELS NORMAUX PROPRIÉTÉS DES MATÉRIAUX $\gamma_M$	34
12.5.5	COEFFICIENT DE HAUTEUR $k_h$	34
12.6	CALCUL DE LA FLÈCHE E.L.S. ....	35
12.6.1	NOTATIONS ET DÉFINITIONS	35
12.6.2	VALEURS DE $k_{def}$	36
12.6.3	VALEURS LIMITES RECOMMANDÉES DE FLÈCHES	36
<b>13</b>	<b>- NF EN 1992-1-1 CALCUL DES STRUCTURES EN BÉTON</b>	<b>37</b>
13.1	RÉSISTANCE À LA COMPRESSION : .....	37
13.2	CARACTÉRISTIQUES DES ACIERS DE BÉTON ARMÉ .....	39
13.2.1	PROPRIÉTÉS	39
13.2.2	CARACTÉRISTIQUES DE DUCTILITÉ :	39
	DIAGRAMME CONTRAINTE-DEFORMATION À L'E.L.U.	39
13.3	- CLASSES D'EXPOSITION EN FONCTION DE L'ENVIRONNEMENT : TABLEAU 4.1 .....	40
13.4	CLASSES INDICATIVES DE RÉSISTANCE POUR LA DURABILITÉ .....	42
13.5	ENROBAGE.....	42
13.5.1	DÉFINITION DE L'ENROBAGE :	42
13.5.2	L'ENROBAGE MINIMUM $c_{min}$ ; L'ENROBAGE NOMINAL $c_{nom}$	43
13.5.3	GROUPEMENT DE BARRES	43
13.5.4	- CONDITIONS DE BÉTONNAGE CORRECT :	43
13.5.5	TABLEAU 4.3NF : MODULATIONS DE LA CLASSE STRUCTURALE RECOMMANDÉE, EN VUE DE LA DÉTERMINATION DES ENROBAGES MINIMAUX $c_{min,dur}$ DANS LES TABLEAUX 4.4N ET 4.5NF.	44

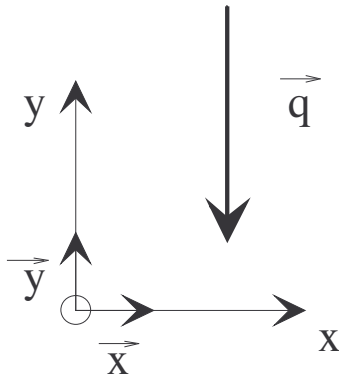
CLASSE STRUCTURALE	44	
13.5.6	TABLEAU 4.4N : VALEURS DE L'ENROBAGE MINIMAL $c_{min,dur}$ REQUIS VIS-À-VIS DE LA DURABILITÉ DANS LE CAS DES ARMATURES DE BÉTON ARMÉ CONFORMES À L'EN 10080	44
13.5.7	ORGANIGRAMME POUR LA DÉTERMINATION DE L'ENROBAGE :	45
13.6	ANCRAGE ET RECOUVREMENT .....	46
13.6.1	LONGUEUR D'ANCRAGE DE CALCUL: $l_{bd}$	46
13.6.2	CONTRAINTES ULTIMES D'ADHÉRENCE : $f_{bd}$	47
13.6.3	LONGUEUR D'ANCRAGE DE RÉFÉRENCE $l_{b,rqd}$	47
13.6.4	CONDITIONS RELATIVES AU RAYON DE COURBURE :	48
13.6.5	POUR UN ANCRAGE TOTAL, DÉTERMINATION DES CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DU COUDE OU DU CROCHET	49
13.6.6	ANCRAGE DES ARMATURES D'EFFORT TRANCHANT ET AUTRES ARMATURES TRANSVERSALES	51
13.6.7	RECOUVREMENTS	53
13.6.7.1	Dispositions constructives $\phi \leq 32 \text{ mm}$	53
13.6.7.2	Longueurs de recouvrement simplifiées $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = \alpha_5 = 1$	53
13.6.7.3	Armatures transversales	55
13.6.8	RECOUVREMENT DES TREILLIS SOUDÉS :	56
13.6.8.1	Définitions des recouvrements des armatures principales	56
13.6.8.2	Dispositions constructives réglementaires	56
13.6.8.3	Longueur de calcul simplifiée de recouvrement armatures principales des treillis soudés	57
13.6.8.4	Recouvrement des armatures de répartition	57
13.6.9	ANCRAGES ET JONCTIONS D'UN GROUPEMENT DE BARRES	58
13.6.9.1	Définition d'un paquet	58
13.6.9.2	Ancrage des paquets de barres	58
13.6.9.3	Recouvrement des paquets de barres	59
13.7	LES POUTRES .....	60
13.7.1	ANALYSE STRUCTURALE, MÉTHODES DE CALCUL PERMETTANT DE DÉTERMINER LES SOLlicitATIONS ( MOMENT DE FLEXION, EFFORT TRANCHANT )	60
13.7.1.1	Analyse élastique-linéaire	60
13.7.1.2	Modélisation	60
13.7.2	SCHÉMATISATION DE LA STRUCTURE : CHOIX DES LIAISONS AUX APPUIS, PORTÉES À CONSIDÉRER, LARGEUR PARTICIPANTE DE LA TABLE DE COMPRESSION	61
	Largeurs participantes (efficaces) des tables de compression (pour tous les états limites)	61
	Portées utiles (de calcul) des poutres et dalles dans les bâtiments	62
13.7.3	ÉVALUATION DES CHARGES TRANSMISES AUX PORTEURS HORIZONTAUX ET VERTICAUX	63
13.7.4	CAS DE CHARGEMENT	64
13.7.4.1	équations du moment de flexion et de l'effort tranchant relatives à une travée i.	65
13.7.4.2	Appuis de rive	65
13.8	ÉVALUATION DES SOLlicitATIONS DALLES ISOSTATIQUES OU SUR APPUIS CONTINUS PORTANT DANS DEUX DIRECTIONS (RECOMMANDATIONS PROFESSIONNELLES) .....	66
13.8.1	DALLES PLEINES UNIQUES SIMPLEMENT APPUYÉES SUR SES 4 CÔTÉS DONT LE RAPPORT DES PORTÉES $\rho = \frac{l_x}{l_y} > 0,5$ $l_x \leq l_y$ $l_x, l_y$ SONT LES PORTÉES UTILES DALLES ISOSTATIQUES	66
13.8.2	DALLES SUR APPUIS CONTINUS DONT LE RAPPORT DES PORTÉES $\rho = \frac{l_x}{l_y} > 0,5$	67
13.9	ORGANIGRAMME DE CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES EN FLEXION SIMPLE, SECTION RECTANGULAIRE : .....	68
13.10	ORGANIGRAMME SIMPLIFIÉ DE CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES EN FLEXION SIMPLE : .....	69
13.11	ÉPURE D'ARRÊT DE BARRES: .....	70
13.12	VÉRIFICATION DU LIT INFÉRIEUR SUR APPUI .....	71
13.12.1	ANCRAGE DES ARMATURES INFÉRIEURES SUR UN APPUI DE RIVE	71
13.12.2	ANCRAGE DES ARMATURES INFÉRIEURES AU NIVEAU DES APPUIS INTERMÉDIAIRES (ASPECT RÉGLEMENTAIRE)	
13.13	DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES : DALLES PORTANT DANS UN OU DEUX SENS . .....	73

13.13.1	ARMATURE DE FLEXION	73
13.13.2	ARMATURES DES DALLES AU VOISINAGE DES APPUIS	73
13.13.3	ARMATURES D'ANGLE	73
13.13.4	ARMATURES DES BORDS LIBRES	74
13.13.5	ARMATURES D'EFFORT TRANCHANT	74
13.14	TRACTION SIMPLE - LES TIRANTS.....	74
13.15	COMPRESSION SIMPLE - LES POTEAUX - .....	75
13.15.1	MÉTHODE SIMPLIFIÉE PROPOSÉE (RECOMMANDATIONS PROFESSIONNELLES)	75
13.15.1.1	Conditions d'emploi	75
13.15.1.2	Capacité portante : Formule du type : $N_{Rd} = \alpha k_h A_c [f_{cd} + \rho f_{yd}]$	76
13.15.2	ORGANIGRAMME POTEAUX RECTANGULAIRES	77
13.15.3	ORGANIGRAMME POTEAUX CIRCULAIRES	78
13.15.4	ESPACEMENT DES COURS $s_{cl,t}$	79
13.15.5	LONGUEUR DE RECOUVREMENT DES ARMATURES EN ATTENTE	79
13.16	CALCUL DES SEMELLES FILANTES ET RECTANGULAIRES SOUS CHARGE CENTRÉE.....	79
13.16.1	SOL DE FONDATION	80
13.16.2	EXPRESSION DU MOMENT RÉGLEMENTAIRE	80
13.16.3	ENROBAGE (SEMELLES DE FONDATION)	81
13.16.4	DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES	81
13.16.5	ANCRAGES DES ARMATURES	81
13.16.6	SEMELLES SOUS POTEAUX CIRCULAIRES	81
13.16.7	ÉTAT LIMITE DE SERVICE VIS-À-VIS DE LA FISSURATION (RECOMMANDATIONS PROFESSIONNELLES)	81
13.16.8	ARMATURES MINIMALES DE CHÂINAGE (RECOMMANDATIONS PROFESSIONNELLES)	81
13.16.9	RAPPELS DE L'EN 1997 : CRITÈRES DE RÉSISTANCE	82
13.16.10	EXEMPLE DE MÉTHODE ANALYTIQUE SIMPLIFIÉE DE CALCUL DE LA CAPACITÉ PORTANTE ANNEXE D DE LA NORME NF EN 1997-1	84
13.16.10.1	Symboles utilisés dans l'annexe D	84
13.16.10.2	Conditions non drainées	84
13.16.10.3	Conditions drainées	85
13.16.11	ANNEXE E DE LA NORME NF EN 1997-1 (INFORMATIVE) EXEMPLE DE MÉTHODE SEMI-EMPIRIQUE POUR L'ESTIMATION DE LA CAPACITÉ PORTANTE	86
13.17	ÉLÉMENTS EXPOSÉS (RECOMMANDATIONS PROFESSIONNELLES).....	86
13.18	ACIERS EN BARRES.....	87
13.19	TREILLIS SOUDÉS DE STRUCTURE .....	88

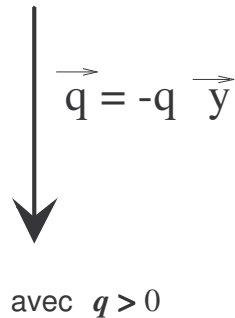


# 1 Représentation des vecteurs force ou contrainte

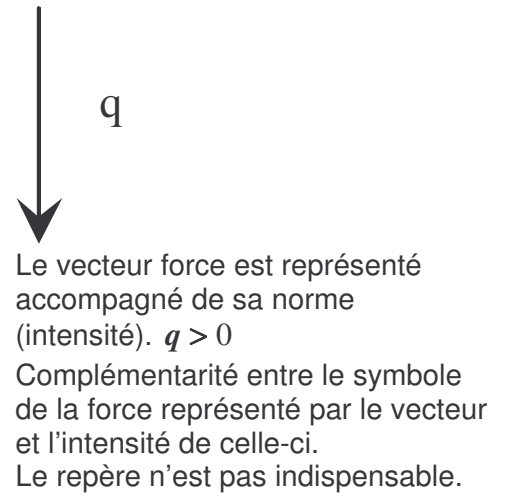
1. représentation vectorielle  
le repère est obligatoire



2. représentation vectorielle  
le repère est obligatoire



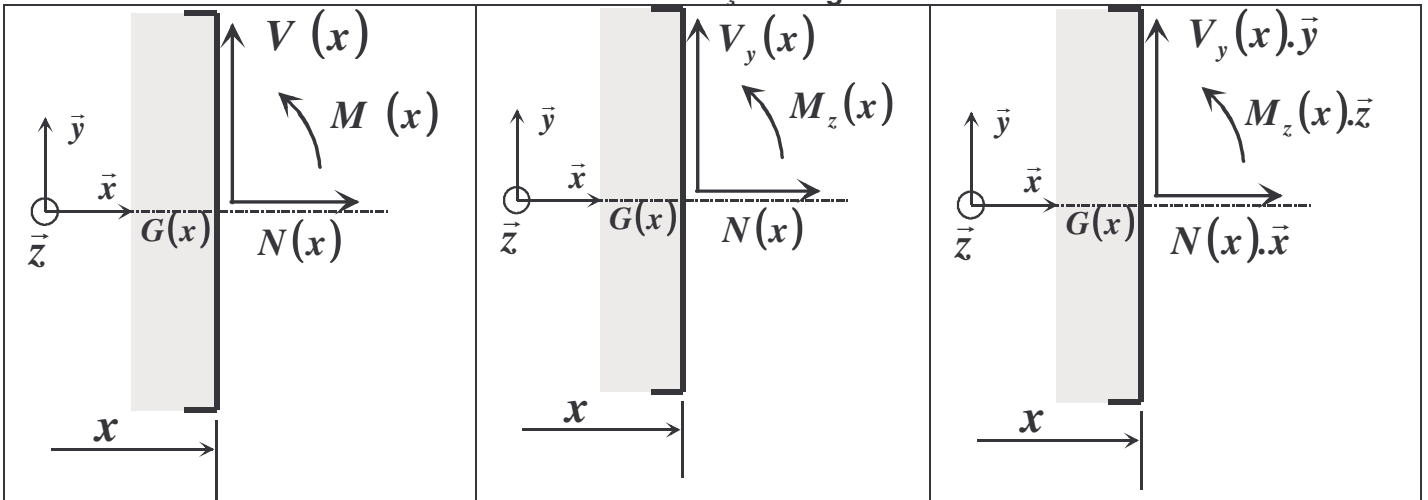
3. représentation simplifiée  
ou représentation « ingénieur »



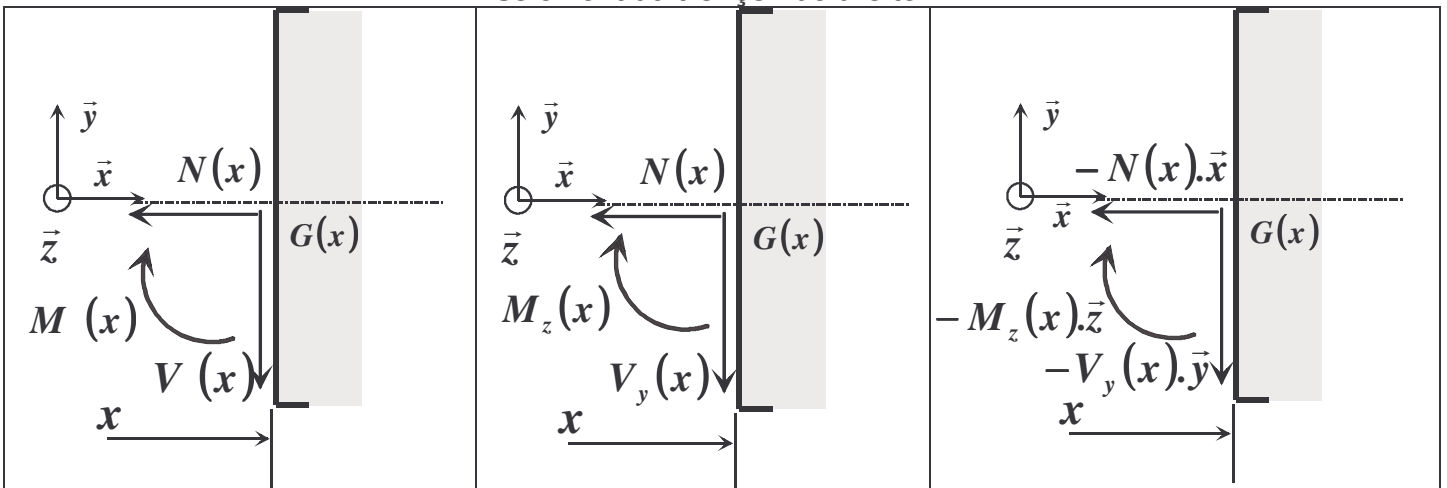
# 2 Repère et convention de signe pour la détermination des sollicitations

Notations et représentations :

Isolement du tronçon de gauche

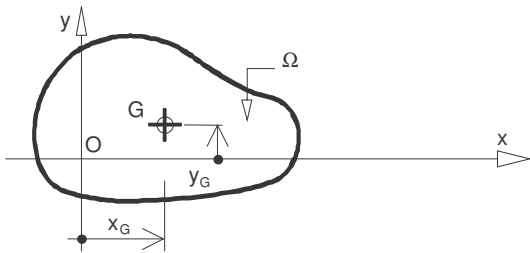


Isolement du tronçon de droite



### 3 Caractéristiques géométriques des sections droites :

#### 3.1 Moments statiques



**Théorème :**

Le moment statique d'une surface  $\Omega$  par rapport à un axe est égal au produit de l'aire  $A$  de  $\Omega$  par l'ordonnée de son C. d. G. par rapport à cet axe.

$$S_x = A \times y_G \quad S_y = A \times x_G$$

#### 3.2 Moments quadratiques

$I_{Gz} = \frac{bh^3}{12}$	$I_{Gz} = \frac{\pi D^4}{64}$	<p>Théorème de Huygens</p> $I_{\Delta} = I_{Gz // \Delta} + A \times d^2$

#### 3.3 Rayon de giration

rayon de giration relatif à l'axe  $Gz$  d'une surface plane  $\Omega$  d'aire  $A$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_{Gz}}{A}}$$

#### 3.4 Module de résistance élastique à la flexion d'une section droite $\Omega$ , relatif au moment $M_z$ :

Notation :  $W_{el.z}$  ; Expression :  $W_{el.z,min} = \frac{I_{Gz}}{v_{max}}$  avec :

$I_{Gz}$  : Moment quadratique de la section droite  $\Omega$  ;

$v_{max}$  : Distance du C. d. G. de la section droite à la fibre extrême la plus éloignée ;

↪ Pour les profilés acier commerciaux, ils sont donnés dans les tableaux de caractéristiques.

↪ Relation avec la contrainte normale maximale (dans le domaine élastique) dans la section droite d'une

poutre soumise à la flexion simple:  $|\sigma_{max}| = \frac{|M_z|}{W_{el.z,min}}$ .

#### 3.5 Module de résistance plastique à la flexion d'une section droite $\Omega$ : notation :

$W_{pl.z}$

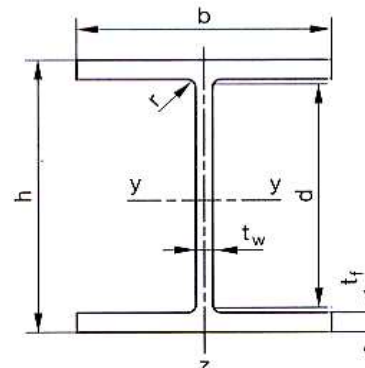
↪ Pour les profilés acier commerciaux, ils sont donnés dans les tableaux de caractéristiques.

Attention, le repère utilisé dans les catalogues des profilés est différent de celui de la RdM, il faut permuter les axes.



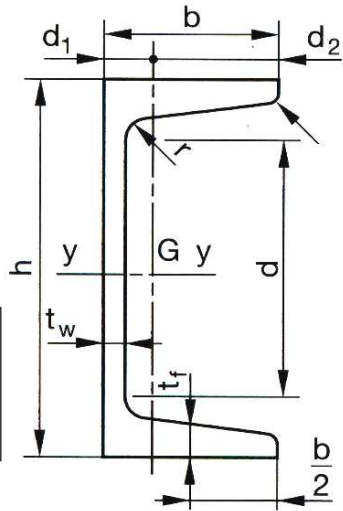
### 3.6 Extraits catalogue de profilés

#### Poutrelles HEA (HEA 100 à 600) NF A 45-201

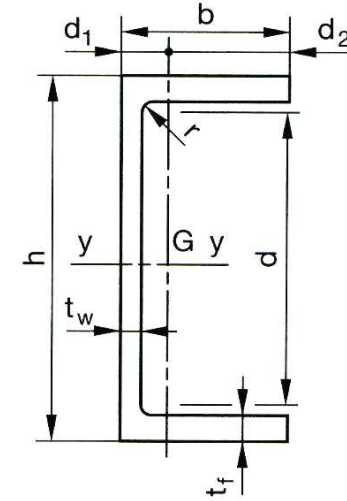


	Dimensions						Masse par mètre P kg/m	Aire de la section Aire de cm <sup>2</sup>	Surface de peinture		Caractéristiques de calcul									
	h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>f</sub> mm	r mm	d mm			m <sup>2</sup> /m	m <sup>2</sup> /t	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>el.y</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	W <sub>pl.y</sub> cm <sup>3</sup>	A <sub>vz</sub> cm <sup>2</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>el.z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>z</sub> cm	W <sub>pl.z</sub> cm <sup>3</sup>	A <sub>vy</sub> cm <sup>2</sup>
HEA 100	96	100	5.0	8.0	12	56	16.7	21.2	0.561	33.68	349.2	72.8	4.06	83.0	7.6	133.8	26.8	2.51	41.1	16.9
HEA 120	114	120	5.0	8.0	12	74	19.9	25.3	0.677	34.06	606.2	106.3	4.89	119.5	8.5	230.9	38.5	3.02	58.9	20.1
HEA 140	133	140	5.5	8.5	12	92	24.7	31.4	0.794	32.21	1033.1	155.4	5.73	173.5	10.1	389.3	55.6	3.52	84.8	24.8
HEA 160	152	160	6.0	9.0	15	104	33.4	38.8	0.906	29.78	1673.0	220.1	6.57	245.1	13.2	615.5	76.9	3.98	117.6	30.1
HEA 180	171	180	6.0	9.5	15	122	35.5	45.3	1.024	28.83	2510.3	293.6	7.45	324.9	14.5	924.6	102.7	4.52	156.5	35.5
HEA 200	190	200	6.5	10.0	18	134	42.3	53.8	1.136	26.89	3692.2	388.6	8.28	429.5	18.1	1335.6	133.6	4.98	203.8	41.6
HEA 220	210	220	7.0	11.0	18	152	50.5	64.5	1.255	24.85	5409.7	515.2	9.17	568.5	20.7	1954.5	177.7	5.51	270.6	50.2
HEA 240	230	240	7.5	12.0	21	164	60.3	76.8	1.369	22.70	7763.2	675.1	10.05	744.6	25.2	2768.9	230.7	6.00	351.7	59.7
HEA 260	250	260	7.5	12.5	24	177	68.2	86.8	1.484	21.77	10455	836.4	10.97	919.8	28.8	3668.2	282.6	6.50	430.2	67.4
HEA 280	270	280	8.0	13.0	24	196	76.4	97.3	1.603	20.99	13673	1012.8	11.86	1112.2	31.7	4763.0	340.2	7.00	518.1	75.4
HEA 300	290	300	8.5	14.0	27	208	88.3	112.5	1.717	19.43	18263	1259.6	12.74	1383.3	37.3	6310.5	420.7	7.49	641.2	87.0
HEA 320	310	300	9.0	15.5	27	225	96.6	124.4	1.756	17.98	22928	1479.3	13.58	1628.1	41.1	6985.8	465.7	7.49	709.7	96.2
HEA 340	330	300	9.5	16.5	27	243	104.8	133.5	1.795	17.13	27693	1678.4	14.40	1850.5	45.0	7436.3	495.8	7.46	755.9	102.5
HEA 360	350	300	10.0	17.5	27	261	112.1	142.8	1.834	16.36	33090	1890.8	15.22	2088.5	49.0	7886.8	525.8	7.43	802.3	108.7
HEA 400	390	300	11.0	19.0	27	298	124.8	159.0	1.912	15.32	45069	2311.3	16.84	2561.8	57.3	8563.1	570.9	7.34	872.9	118.2
HEA 450	440	300	11.5	21.0	27	344	139.8	178.0	2.011	14.39	63722	2896.4	18.92	3215.9	65.8	9464.2	630.9	7.29	965.1	130.4
HEA 500	490	300	12.0	23.0	27	390	155.1	197.5	2.110	13.60	86975	3550.0	20.98	3948.9	74.7	10365.6	91.0	7.24	1058.5	142.7
HEA 550	540	300	12.5	24.0	27	438	166.2	211.8	2.209	13.29	111932	4145.6	22.99	4321.8	83.7	10817.2	721.1	7.15	1106.9	148.6
HEA 600	590	300	13.0	25.0	27	486	177.8	226.5	2.308	12.98	141208	4786.7	24.97	5350.4	93.2	11269.1	751.3	7.05	1155.7	155.2

Poutrelles **UPN**  
NF A 45-202

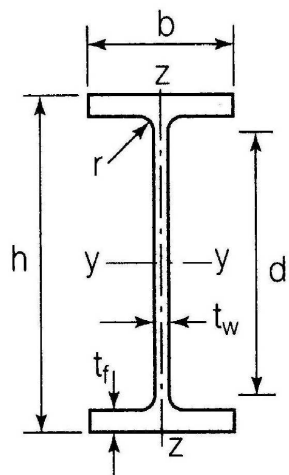


Poutrelles **UAP**  
NF A 45-255



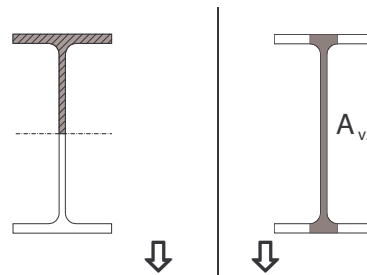
	Dimensions						Masse par mètre P kg/m	Aire de la section A cm <sup>2</sup>	Surface de peinture		Caractéristiques de calcul									
	h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>r</sub> mm	r mm	d mm			m <sup>2</sup> /m	m <sup>2</sup> /t	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>el,y</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	W <sub>pl,y</sub> cm <sup>3</sup>	A <sub>vz</sub> cm <sup>2</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>el,z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>z</sub> cm	W <sub>pl,z</sub> cm <sup>3</sup>	A <sub>vy</sub> cm <sup>2</sup>
UPN 80	80	45	6,0	8,0	8,0	47	8,7	11,0	0,313	36,2	106	26,5	3,1	31,8	5,10	19,4	6,4	1,33	12,1	
UPN 100	100	50	6,0	8,5	8,5	64	10,6	13,5	0,372	35,2	206	41,2	3,9	49,0	6,46	29,3	8,5	1,47	16,2	
UPN 120	120	55	7,0	9,0	9,0	82	13,3	17,0	0,429	32,2	364	60,7	4,6	72,6	8,80	43,2	11,1	1,59	21,2	
UPN 140	140	60	7,0	10,0	10,0	98	16,0	20,4	0,487	30,5	605	86,4	5,5	103,0	10,41	62,7	14,8	1,75	28,3	
UPN 160	160	65	7,5	10,5	10,5	116	18,9	24,0	0,545	28,9	925	116,0	6,2	138,0	12,60	85,3	18,3	1,89	35,2	
UPN 180	180	70	8,0	11,0	11,0	133	21,9	27,9	0,602	27,5	1350	150,0	7,0	179,0	15,09	114	22,4	2,02	42,9	
UPN 200	200	75	8,5	11,5	11,5	151	25,2	32,2	0,660	26,1	1910	191,0	7,7	228,0	17,71	148	27,0	2,14	51,8	
UPN 220	220	80	9,0	12,5	12,5	167	29,4	37,4	0,718	24,4	2690	245,0	8,5	292,0	20,62	197	33,6	2,30	64,1	
UPN 240	240	85	9,5	13,0	13,0	185	33,2	42,3	0,775	23,4	3600	300,0	9,2	358,0	23,71	248	39,6	2,42	75,7	
UPN 260	260	90	10,0	14,0	14,0	201	37,9	48,3	0,832	22,0	4820	371,0	10,0	442,0	27,12	317	47,7	2,56	91,6	
UPN 280	280	95	10,0	15,0	15,0	216	41,9	53,4	0,891	21,2	6280	448,0	10,9	532,0	29,28	399	57,2	2,74	109,0	
UPN 300	300	100	10,0	16,0	16,0	231	46,1	58,8	0,948	20,5	8030	535,0	11,7	632,0	31,77	495	67,8	2,90	130,0	

	Dimensions						Masse par mètre P kg/m	Aire de la section A cm <sup>2</sup>	Surface de peinture		Caractéristiques de calcul									
	h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>r</sub> mm	r mm	d mm			m <sup>2</sup> /m	m <sup>2</sup> /t	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>el,y</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	W <sub>pl,y</sub> cm <sup>3</sup>	A <sub>vz</sub> cm <sup>2</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>el,z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>z</sub> cm	W <sub>pl,z</sub> cm <sup>3</sup>	A <sub>vy</sub> cm <sup>2</sup>
UAP 80	80	45	5,0	8,0	8,0	48	8,38	10,67	0,323	38,56	107,13	26,78	3,17	31,87	4,51	21,33	7,38	1,41	13,70	7,20
UAP 100	100	50	5,5	8,5	8,5	66	10,50	13,38	0,382	36,35	209,50	41,90	3,96	49,59	6,07	32,83	9,95	1,57	18,54	8,50
UAP 130	130	55	6,0	9,5	9,5	92	13,74	17,50	0,460	33,48	459,56	70,70	5,12	83,51	8,52	51,34	13,78	1,71	25,64	10,45
UAP 150	150	65	7,0	10,3	10,3	109	17,93	22,85	0,537	29,96	796,06	106,14	5,90	125,27	11,28	93,25	20,97	2,02	38,91	13,33
UAP 175	175	70	7,5	10,8	10,8	132	21,24	27,06	0,606	28,52	1270,00	145,14	6,85	171,47	13,97	126,36	25,92	2,16	47,62	15,05
UAP 200	200	75	8,0	11,5	11,5	154	25,10	31,98	0,674	26,86	1945,90	194,59	7,80	230,12	16,97	169,69	32,13	2,30	58,49	17,25
UAP 220	220	80	8,0	12,5	12,5	170	28,47	36,27	0,733	25,75	2709,90	246,36	8,64	289,90	18,83	222,31	39,68	2,48	72,78	20,00
UPN 250	250	85	9,0	13,5	13,5	196	34,38	43,80	0,810	23,57	4136,40	330,91	9,72	391,76	23,89	295,44	48,87	2,60	87,64	22,95
UPN 300	300	100	9,5	16,0	16,0	236	45,97	58,56	0,967	21,04	8170,20	544,68	11,81	639,31	30,64	562,07	79,88	3,10	146,23	32,00



## Caractéristiques des profilés IPE

Les axes et désignations sont conformes à l'Eurocode 3.



Profil	h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	Masse par mètre P	Aire de la section A	Moment quadratique I <sub>y</sub>	Module de résistance élastique à la flexion W <sub>el.y</sub>	Rayon de giration i <sub>y</sub>	2 × S <sub>y</sub>	A <sub>vz</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>el.z</sub>	i <sub>z</sub>	2 × S <sub>z</sub>	A <sub>vy</sub>
											Module plastique W <sub>pl.y</sub>					W <sub>pl.z</sub>	
	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>
80	80	46	3,8	5,2	5	6,0	7,64	80,1	20,0	3,24	23,2	3,6	8,48	3,69	1,05	5,8	5,1
100	100	55	4,1	5,7	7	8,1	10,3	171,0	34,2	4,07	39,4	5,1	15,91	5,78	1,24	9,1	6,7
120	120	64	4,4	6,3	7	10,4	13,2	317,8	53,0	4,90	60,7	6,3	27,65	8,64	1,45	13,6	8,6
140	140	73	4,7	6,9	7	12,9	16,4	541,2	77,3	5,74	88,3	7,6	44,90	12,30	1,65	19,2	10,6
160	160	82	5,0	7,4	9	15,8	20,1	869,3	108,7	6,58	123,9	9,7	68,28	16,65	1,84	26,1	12,8
180	180	91	5,3	8,0	9	18,8	23,9	1 317,0	146,3	7,42	166,4	11,3	10,81	22,16	2,05	34,6	15,3
200	200	100	5,6	8,5	12	22,4	28,5	1 943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	142,31	28,46	2,24	44,6	18
220	220	110	5,9	9,2	12	26,2	33,4	2 771,8	252,0	9,11	285,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	21,3
240	240	120	6,2	9,8	15	30,7	39,1	3 891,6	324,3	9,97	366,6	19,1	283,58	47,26	2,69	73,9	14,8
270	270	135	6,6	10,2	15	36,1	45,9	5 789,8	428,9	11,23	484,0	22,1	419,77	62,19	3,02	97,0	29
300	300	150	7,1	10,7	15	42,2	53,8	8 356,1	557,1	12,46	628,4	25,7	603,62	80,48	3,35	125,2	33,7
330	330	160	7,5	11,5	18	49,1	62,6	11 766,9	713,1	13,71	804,3	30,8	788,00	98,50	3,55	153,7	38,7
360	360	170	8,0	12,7	18	57,1	72,7	16 265,6	903,6	14,95	1 019,1	35,1	1 043,20	122,73	3,79	191,1	45,3
400	400	180	8,6	13,5	21	66,3	84,5	23 128,4	1 156,4	16,55	1 307,1	42,7	1 317,58	146,40	3,95	229,0	51,1
450	450	190	9,4	14,6	21	77,6	98,8	33 742,9	1 499,7	18,48	1 701,8	50,8	1 675,35	176,35	4,12	276,4	58,3
500	500	200	10,2	16,0	21	90,7	116	48 198,5	1 927,9	20,43	2 194,1	59,9	2 140,90	214,09	4,30	335,9	67,2
550	550	210	11,1	17,2	24	106	134	67 116,5	2 440,6	22,35	1 390	72,3	2 666,49	253,95	4,45	400,5	76,1
600	600	220	12,0	19,0	24	122	156	92 083,5	3 069,4	24,30	1 760	83,8	3 385,78	307,80	4,66	485,6	87,9

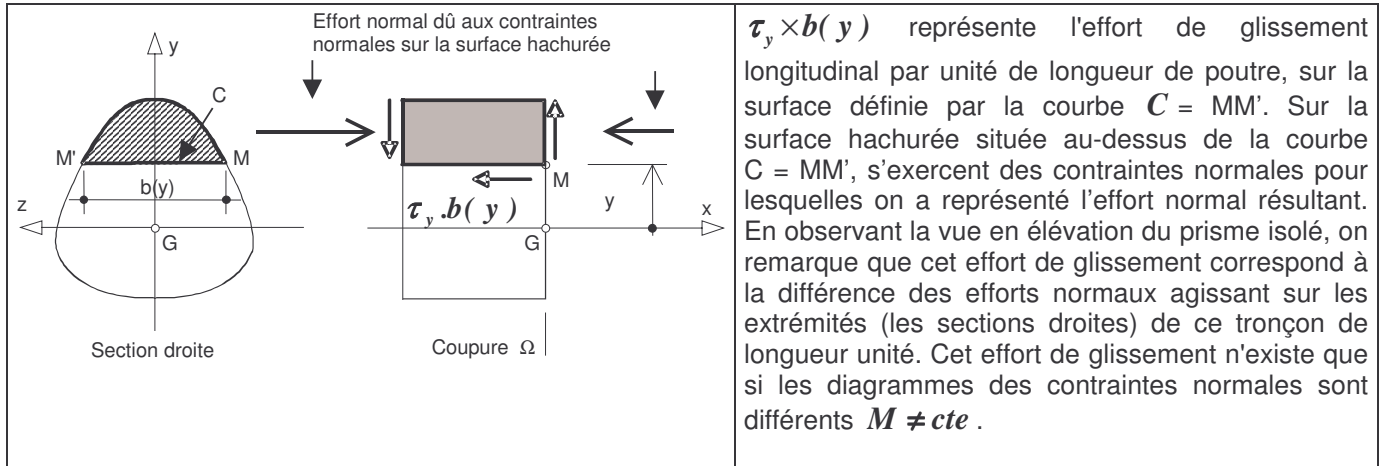
## 4 Contraintes tangentielles (ou tangentes)

Expression de la contrainte tangentielle (ou tangente ou de cisaillement)

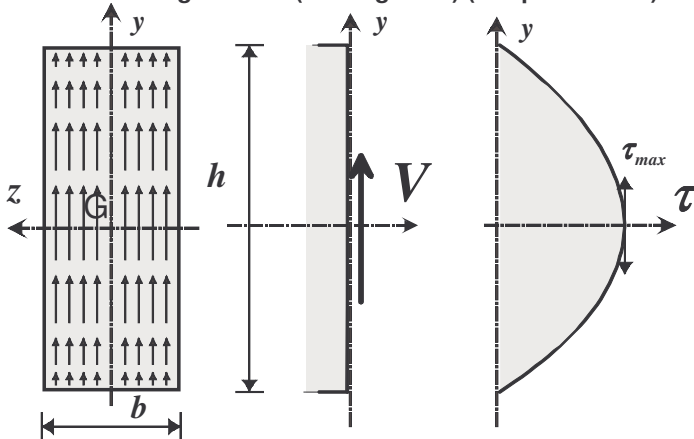
$$\tau_y \times b(y) = \frac{V_y(x) \times S_{Gz}(D_{sup})}{I_{Gz}} ; \quad \tau_y \times b(y) \text{ est aussi appelé flux de cisaillement traversant la courbe } C$$

Soit  $(D_{sup})$  surface située au-dessus de la courbe C,

Les moments statiques des domaines inf. et sup. sont opposés.  $S_{Gz}(D_{sup}) = -S_{Gz}(D_{inf})$



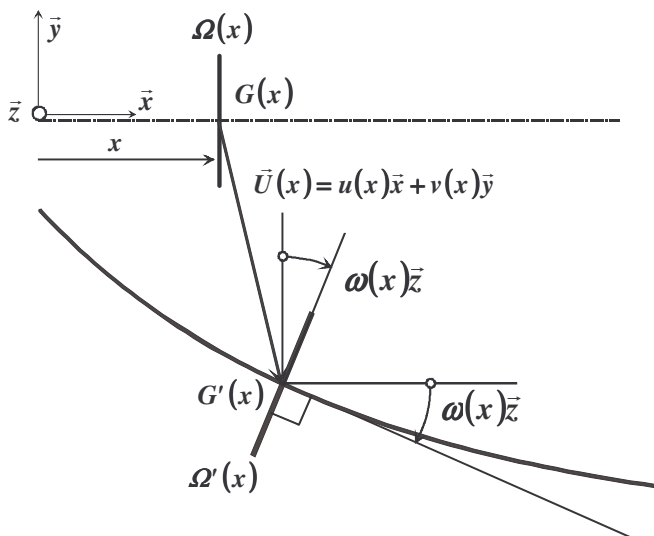
Contraintes tangentielles (ou tangentes) (cas particuliers)



Pour une section rectangulaire, la contrainte tangente transversale max. est de même direction que l'effort tranchant : son expression au niveau du centre de gravité G est :

$$\tau_{max} = \frac{3V}{2bh}$$

## 5 Déplacements (flexion composée).



La section droite subit une translation = au déplacement du point G d'abscisse x :

$$\vec{GG'} = \vec{U}(x) = u(x)\vec{x} + v(x)\vec{y}$$

La section droite subit une rotation :

$$\vec{\omega} = \omega(x)\vec{z}$$

Relations permettant de déterminer l'équation de la ligne déformée :

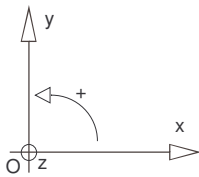
$$v''(x) = \frac{M(x)}{EI} = \omega'(x)$$

$$u(x) = u(0) + \int_0^x \frac{N(\xi)}{EA} d\xi$$

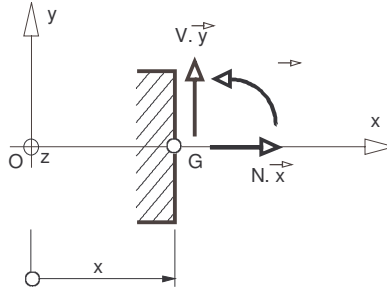
## 6 ROTATIONS ET FLÈCHES POUR DES POUTRES ISOSTATIQUES COURANTES

### CONVENTIONS DE SIGNES ET DE REPRÉSENTATION

Repère



Éléments de réduction



Liaisons

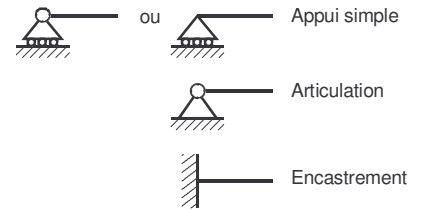
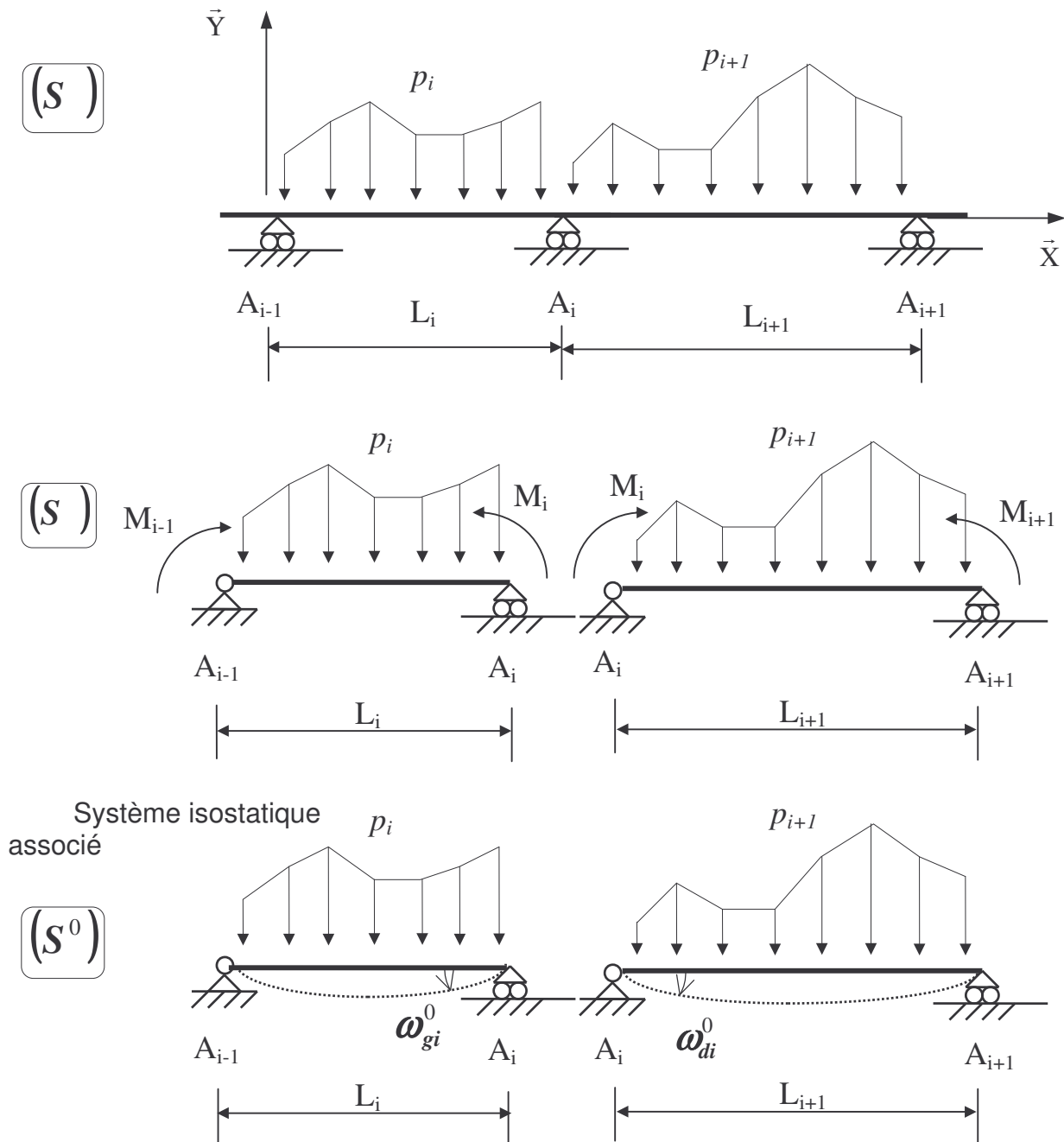


Schéma mécanique	Rotation aux appuis	Flèche
	$\omega_A = -\frac{pL^3}{24EI}$ $\omega_B = \frac{pL^3}{24EI}$	$f_{(L/2)} = \frac{5pL^4}{384EI}$
	$\omega_A = -\frac{Fa}{6EIL}(L-a)(2L-a)$ $\omega_B = \frac{Fa}{6EIL}(L^2 - a^2)$	<p>pour <math>a \leq \frac{L}{2}</math></p> $f_{(L/2)} = \frac{Fa}{48EI}(3L^2 - 4a^2)$
	$\omega_A = \frac{CL}{3EI}$ $\omega_B = -\frac{CL}{6EI}$	$f_{(L/2)} = \frac{CL^2}{16EI}$
	$\omega_B = -\frac{pL^3}{6EI}$	$f_{(L)} = \frac{pL^4}{8EI}$
	$\omega_B = -\frac{FL^2}{2EI}$	$f_{(L)} = \frac{FL^3}{3EI}$

## 7 Calcul des structures

### 7.1 Théorème des 3 moments (formule de Clapeyron) :

Hypothèses :  $EI = \text{constante sur l'ensemble de la poutre, en l'absence de dénivellations d'appuis.}$



$$L_i M_{i-1} + 2(L_i + L_{i+1})M_i + L_{i+1}M_{i+1} = 6EI(\omega_{di}^0 - \omega_{gi}^0)$$

## 7.2 Expression de l'énergie potentielle de déformation (ou potentiel interne) dans le cas des poutres droites à plan moyen de symétrie chargées dans ce plan.

En négligeant les déformations dues à l'effort tranchant,

Pour une poutre droite en flexion composée de longueur  $L$  :

$$W_e = \frac{1}{2} \int_0^L \left[ \frac{[N(x)]^2}{EA} + \frac{[M_z(x)]^2}{EI_{Gz}} \right] dx$$

Pour une structure composée de poutres droites:

$$W_e = \frac{1}{2} \int_{structure} \left[ \frac{[N(x)]^2}{EA} + \frac{[M_z(x)]^2}{EI_{Gz}} \right] dx$$

Lorsque les poutres travaillent en flexion composée, les déformations d'effort normal et d'effort tranchant sont généralement négligeables devant les déformations de flexion. Pour de telles poutres, on ne calcule donc en

général leurs énergies de déformation qu'à partir du terme :

$$W_e = \frac{1}{2} \int_{structure} \frac{[M_z(x)]^2}{EI_{Gz}} dx$$

Sur les sujets, on indique : on négligera les déformations dues à N et V devant celles du moment de flexion M.

Pour une barre bi-articulée, pour laquelle l'effort normal est constant le long de celle-ci :

$$W_e = \frac{1}{2} \int_0^L \left[ \frac{[N(x)]^2}{EA} \right] dx = \frac{1}{2} \frac{N^2 L}{EA}$$

## 7.3 Méthode des forces ou des coupures pour une structure hyperstatique d'ordre 1:

Équation fondamentale pour des structures composées de barres (poutres) sollicitées en flexion :

$$A_{10}^0 + X_1 \delta_{11}^0 = 0$$

$$A_{10}^0 = \int_{structure} \frac{\bar{M}_1^0 \times M_0^0}{EI} dx \quad \delta_{11}^0 = \int_{structure} \frac{(\bar{M}_1^0)^2}{EI} dx$$

L'exposant 0 signifie "dans la structure isostatique associée ( $S^0$ ) (ou de référence)".

<p>Lorsque la structure est constituée de barres sollicitées uniquement en flexion :</p>	<p>Lorsque la structure est constituée de barres sollicitées en flexion ainsi que de barres bi-articulées donc sollicitées uniquement à un effort normal, il faut utiliser :</p>
$A_{10}^0 = \int_{structure} \frac{\bar{M}_1^0 \times M_0^0}{EI} dx$ $\delta_{11}^0 = \int_{structure} \frac{(\bar{M}_1^0)^2}{EI} dx$	$A_{10}^0 = \int_{structure} \frac{\bar{M}_1^0 \times M_0^0}{EI} dx + \sum_{barres\ bi-articulées} \frac{\bar{N}_1^0 \times N_0^0}{EA} L$ $\delta_{11}^0 = \int_{structure} \frac{(\bar{M}_1^0)^2}{EI} dx + \sum_{barres\ bi-articulées} \frac{(\bar{N}_1^0)^2}{EA} L$

## 7.4 Théorème de Muller-Breslau (autre forme du théorème de Castigliano ou théorème de Bertrand de Fonviolant)

$$\Delta_j = \int_{structure} \frac{M \times \bar{M}_j}{EI} dx$$

$E$  : Module d'élasticité longitudinale ou module d'Young

$I$  : Moment quadratique

$\Delta_j$  : Déplacement au point  $j$ ,

$M$  : Moment de flexion, dans la structure étudiée ( $S$ )

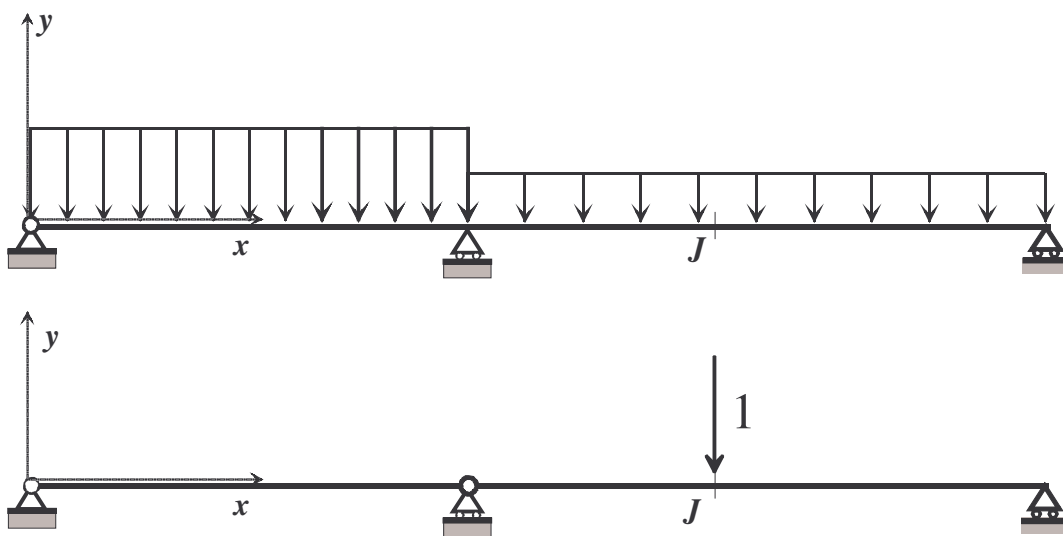
$\bar{M}_j$  : Moment de flexion, dans ( $\bar{S}_j$ ) qui correspond à la structure initiale ( $S$ ) soumise à un facteur sollicitant unité (force unité ou couple unité = 1) appliqué au point  $j$ .

Dans le cas de structures composées de poutres et de barres bi-articulées :

$$\Delta_j = \int_{structure} \frac{M \times \bar{M}_j}{EI} dx + \sum_{poutres\ bi-articulées} \frac{N \times \bar{N}_j}{EA} L$$

## 7.5 Théorème de Pasternak

Pour déterminer le déplacement en un point  $J$  d'une structure hyperstatique suivant une direction donnée, on applique en ce point  $J$  dans une de ses structures associées isostatiques (structure virtuelle) suivant la direction souhaitée une charge unité.



**Structure réelle ( $S$ )**

**Moments de flexion**  
 $M(x)$

**Structure isostatique associée (virtuelle) ( $\bar{S}_j^0$ )**

**Moments de flexion**  
 $\bar{M}_j^0(x)$

$$\Delta_j = \int_{structure} \frac{M(x) \times \bar{M}_j^0(x)}{EI} dx$$

$M(x)$  : représente le moment fléchissant dans la structure réelle.

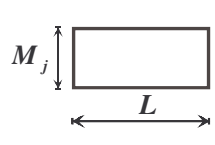
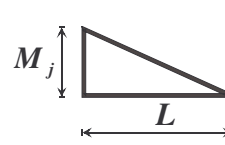
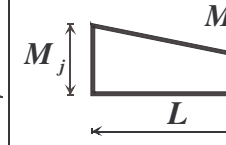
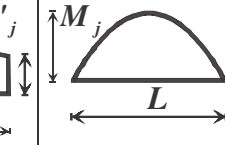
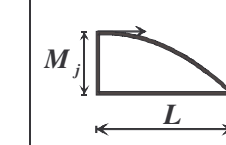
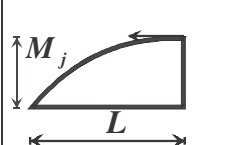
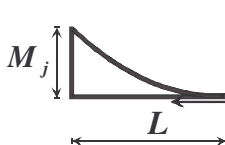
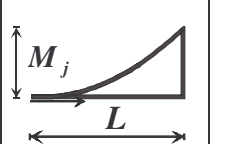
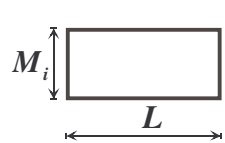
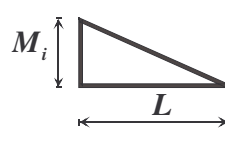
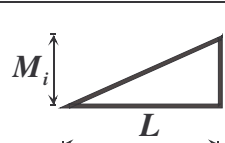
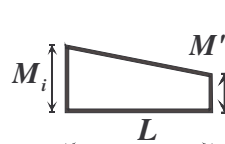

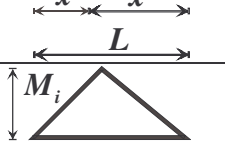
$\bar{M}_j^0$  : représente le moment fléchissant dans la structure isostatique associée soumise à un facteur sollicitant unité (= 1) appliqué au point  $J$ .

Dans le cas de structures composées de poutres et de barres bi-articulées :

$$\Delta_j = \int_{structure} \frac{M \times \bar{M}_j^0}{EI} dx + \sum_{poutres\ bi-articulées} \frac{N \times \bar{N}_j^0}{EA} L$$



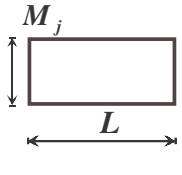
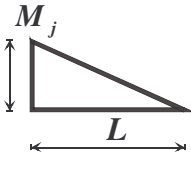
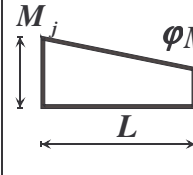
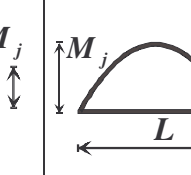
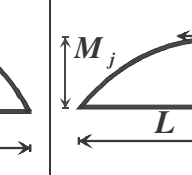
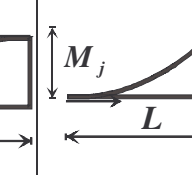
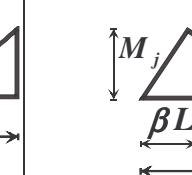

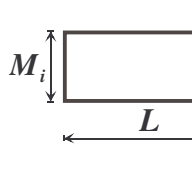
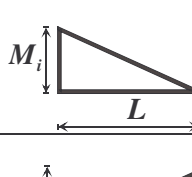
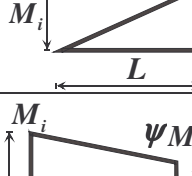
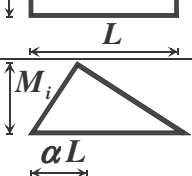
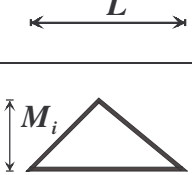
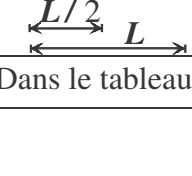
**7.6 Tableau des intégrales de MOHR :**  $\int_0^L m_i(x) \times m_j(x) \times dx$

$m_i(x)$	$m_j(x)$								
	$LM_i M_j$	$\frac{1}{2} LM_i M_j$	$\frac{1}{2} LM_i (M_j + M'_j)$	$\frac{2}{3} LM_i M_j$	$\frac{2}{3} LM_i M_j$	$\frac{2}{3} LM_i M_j$	$\frac{1}{3} LM_i M_j$	$\frac{1}{3} LM_i M_j$	
	$\frac{1}{2} LM_i M_j$	$\frac{1}{3} LM_i M_j$	$\frac{1}{6} LM_i (2M_j + M'_j)$	$\frac{1}{3} LM_i M_j$	$\frac{5}{12} LM_i M_j$	$\frac{1}{4} LM_i M_j$	$\frac{1}{4} LM_i M_j$	$\frac{1}{12} LM_i M_j$	
	$\frac{1}{2} LM_i M_j$	$\frac{1}{6} LM_i M_j$	$\frac{1}{6} LM_i (M_j + 2M'_j)$	$\frac{1}{3} LM_i M_j$	$\frac{1}{4} LM_i M_j$	$\frac{5}{12} LM_i M_j$	$\frac{1}{12} LM_i M_j$	$\frac{1}{4} LM_i M_j$	
	$\frac{1}{2} LM_j (M_i + M'_i)$	$\frac{1}{6} LM_j (2M_i + M'_i)$	$\frac{1}{6} L \left( \frac{2M_i M_j + M_i M'_j + M'_i M_j + 2M'_i M'_j}{M'_i M_j + 2M_i M'_j} \right)$	$\frac{1}{3} LM_j (M_i + M'_i)$	$\frac{1}{12} LM_j \times (5M_i + 3M'_i)$	$\frac{1}{12} LM_j \times (3M_i + 5M'_i)$	$\frac{1}{12} LM_j \times (3M_i + M'_i)$	$\frac{1}{12} LM_j \times (M_i + 3M'_i)$	
	$\frac{1}{2} LM_i M_j$	$\frac{1}{6} LM_i M_j \left( 1 + \frac{x'}{L} \right)$	$\frac{1}{6} LM_i \left[ M_j \left( 1 + \frac{x'}{L} \right) + M'_j \left( 1 + \frac{x}{L} \right) \right]$	$\frac{1}{3} LM_i M_j \left( 1 + \frac{xx'}{L^2} \right)$	$\frac{1}{12} LM_i M_j \times \left( 3 + \frac{3x'}{L} - \frac{x'^2}{L^2} \right)$	$\frac{1}{12} LM_i M_j \times \left( 3 + \frac{3x}{L} - \frac{x^2}{L^2} \right)$	$\frac{1}{12} LM_i M_j \times \left( \frac{3x'}{L} + \frac{x'^2}{L^2} \right)$	$\frac{1}{12} LM_i M_j \times \left( \frac{3x}{L} + \frac{x^2}{L^2} \right)$	
	$\frac{1}{2} LM_i M_j$	$\frac{1}{4} LM_i M_j$	$\frac{1}{4} LM_i (M_j + M'_j)$	$\frac{5}{12} LM_i M_j$	$\frac{17}{48} LM_i M_j$	$\frac{17}{48} LM_i M_j$	$\frac{7}{48} LM_i M_j$	$\frac{7}{48} LM_i M_j$	

Dans le tableau,  $M_i$ ,  $M_j$ ,  $M'_i$ ,  $M'_j$ , sont les extremums des fonctions  $m_i(x)$  et  $m_j(x)$ . Ils sont à prendre en valeurs algébriques.

Tableau des intégrales de MOHR :  $\int_0^L m_i(x) \times m_j(x) \times dx = LM_i M_j X$

avec  $X$  = valeur lue dans le tableau

$m_i(x)$	$m_j(x)$								
		1	$\frac{1}{2}$	$\frac{1+\varphi}{2}$	$\frac{2}{3}$	$\frac{2}{3}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{2}$
		$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{2+\varphi}{6}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{12}$	$\frac{(2-\beta)}{6}$	$\frac{1}{4}$
		$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1+2\varphi}{6}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{5}{12}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{(1+\beta)}{6}$	$\frac{1}{4}$
		$\frac{1+\psi}{2}$	$\frac{2+\psi}{6}$	$\frac{2+\varphi+\psi+2\varphi\psi}{6}$	$\frac{1+\psi}{3}$	$\frac{(3+5\psi)}{12}$	$\frac{(1+3\psi)}{12}$	$\frac{[(2-\beta)+\psi(1+\beta)]}{6}$	$\frac{(1+\psi)}{4}$
		$\frac{1}{2}$	$\frac{(2-\alpha)}{6}$	$\frac{[(2-\alpha)+\varphi(1+\alpha)]}{6}$	$\frac{(1+\alpha-\alpha^2)}{3}$	$\frac{(3+3\alpha-\alpha^2)}{12}$	$\frac{3\alpha+(1-\alpha)^2}{12}$	$\alpha > \beta$ $\frac{1-(1-\alpha)^2-\beta^2}{6\alpha(1-\beta)}$ $\alpha < \beta$ $\frac{1-(1-\beta)^2-\alpha^2}{6\beta(1-\alpha)}$	$\alpha > \frac{1}{2}$ $\frac{3-4(1-\alpha)^2}{12\alpha}$ $\alpha < \frac{1}{2}$ $\frac{3-4\alpha^2}{12(1-\alpha)}$
		$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{(1+\varphi)}{4}$	$\frac{5}{12}$	$\frac{17}{48}$	$\frac{7}{48}$	$\beta < \frac{1}{2}$ $\frac{3-4\beta^2}{12(1-\beta)}$ $\beta > \frac{1}{2}$ $\frac{3-4(1-\beta)^2}{12\beta}$	$\frac{1}{3}$

Dans le tableau,  $M_i$ ,  $M_j$ , sont les extremums des fonctions  $m_i(x)$  et  $m_j(x)$ , ils sont à prendre en valeurs algébriques. Les coefs.  $\psi$  et  $\varphi$  sont algébriques.

## 8 EXTRAITS de l'eurocode

NF EN 1990

(mars 2003)

(P06-100-1) Bases de calcul de structures

NF EN 1990

(juin 2004)

(P06-100-2) application nationale

### 8.1 SITUATION DE PROJET

Tableau 2.1(F) — Durée indicative d'utilisation de projet

Catégorie de durée d'utilisation de projet	Durée indicative d'utilisation de projet (années)	Exemples
1	10	Structures provisoires <sup>(1)</sup>
2	25	Éléments structuraux remplaçables,
3	25	Structures agricoles et similaires
4	50	<b>Structures de bâtiments courants</b>
5	100	Structures des bâtiments monumentaux ou stratégiques

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

Les situations de projet au nombre de 4 sont classées comme suit :

- **les situations durables**, correspondant aux **conditions normales d'utilisation** de l'ouvrage ;
- **les situations transitoires** qui font référence à des **conditions temporaires** applicables à la structure (phases de construction ou de réparation)
- **les situations accidentelles** qui font référence à des **conditions exceptionnelles** applicables à la structure ou à son exposition par exemple à un incendie, une explosion, un choc, la neige exceptionnelle.
- **situations sismiques**, qui font référence à des **conditions exceptionnelles** applicables à la structure lors de tremblements de terre.

## 8.2 COMBINAISONS FONDAMENTALES :

### 8.2.1 États limites ultimes, pour les situations de projet durables et transitoires.

Lorsque la précontrainte est absente {6.10} se réduit à :

$$\sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \{6.10\} \quad \text{le symbole « + » signifie « doit être combiné à »}$$

avec :

- $G_{k,j}$  : valeur caractéristique de l'action permanente j ;
- $\gamma_{G,j}$  : coefficient de sécurité partiel de l'action permanente j ;
- $Q_{k,1}$  : valeur caractéristique de l'action variable dite dominante ;
- $Q_{k,i}$  : valeurs caractéristiques des autres actions variables dites d'accompagnement ( avec  $i \geq 2$  ) ;
- $\gamma_{Q,1}$  : coefficient de sécurité partiel affecté à l'action dominante ;
- $\gamma_{Q,i}$  : coefficient de sécurité partiel affecté à chaque type d'action d'accompagnement ;
- $\psi_{0,i}$  : coefficients traduisant le fait qu'il soit très improbable que plusieurs actions variables atteignent toutes ensemble et au même moment leurs valeurs caractéristiques.

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

Équation {A1.2B} pour toutes les actions.


STR/GEO	6.10 tableau A1.2 (B)(F)	<p>Pour le dimensionnement des éléments structuraux non soumis à des actions géotechniques (EN 1990 A1.3.1 (4)).</p> $\{A1.2B\} \quad 1,35G_{k,sup} + 1,00G_{k,inf} + 1,50Q_{k,1} + 1,50 \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$ <p>Les valeurs caractéristiques de toutes les actions permanentes d'une même origine sont multipliées par <math>\gamma_{G,sup} = 1,35</math> si l'effet total résultant de ces actions est défavorable, et <math>\gamma_{G,inf} = 1,00</math> si cet effet est favorable.</p> <p>Par exemple, toutes les actions provenant du poids propre de la structure peuvent être considérées comme émanant d'une même origine ; cela s'applique également si différents matériaux sont concernés.</p>
SITUATIONS DURABLES ET TRANSITOIRES		

### 8.2.2 Tableau A1.1 (F): Valeurs des coefficients $\psi$ pour les bâtiments

Valeur caractéristique :  $\psi_0$  ; valeur fréquente :  $\psi_1$  ; valeur quasi-permanente :  $\psi_2$

Action	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
<b>Charges d'exploitation des bâtiments, catégorie (voir EN 1991-1.1)</b>			
- Catégorie <b>A</b> : habitation, zones résidentielles	0,7	0,5	0,3
- Catégorie <b>B</b> : bureaux	0,7	0,5	0,3
- Catégorie <b>C</b> : lieux de réunion	0,7	0,7	0,6
- Catégorie <b>D</b> : commerces	0,7	0,7	0,6
- Catégorie <b>E</b> : stockage	1,0	0,9	0,8
- Catégorie <b>F</b> : zone de trafic, véhicules de poids $\leq 30$ kN	0,7	0,7	0,6
- Catégorie <b>G</b> : zone de trafic, véhicules de poids compris entre 30 et 160 kN	0,7	0,5	0,3
- Catégorie <b>H</b> : toits	0	0	0
<b>Charges dues à la neige sur les bâtiments (voir EN 1991-1-3) :</b>			
- pour lieux situés à une altitude $H > 1000$ m au-dessus du niveau de la mer et pour Saint-pierre et Miquelon	0,70	0,50	0,20
- pour lieux situés à une altitude $H \leq 1000$ m au-dessus du niveau de la mer	0,50	0,20	0
<b>Charges dues au vent sur les bâtiments (voir EN 1991-1-4)</b>	0,6	0,2	0
<b>Température (hors incendie) dans les bâtiments (voir EN 1991-1-5)</b>	0,6	0,5	0

### 8.3 État limite d'équilibre statique (E.Q.U.)

EQU	6.10 tableau A1.2 (A)(F) NOTE 1	$\{A1.2A\} \quad 1,10G_{k,sup} + 0,90G_{k,inf} + 1,50Q_{k,1} + 1,50 \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
		Cela consiste à vérifier le non-soulèvement de l'appui B par exemple.

### 8.4 Actions accidentelles

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

$A_d$  représente l'action accidentelle de calcul

### 8.5 Actions sismiques

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

$A_{Ed}$  représente l'action sismique de calcul

### 8.6 États limites de service

Combinaison caractéristique  $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$  elle correspond à un état limite irréversible

Combinaison fréquente  $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$

Combinaison quasi permanente  $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$

## 9 EXTRAITS de l'eurocode NF EN 1991- 1-1 ET ANNEXES NATIONALES

### 9.1 Charges d'exploitation

- ◆ **Clause 6.3.1.2(10) Le coefficient de réduction  $\alpha_A$**  n'est utilisé que pour les catégories d'usage suivantes : **A, B, C3, D1, et F**. Il n'y a pas de réduction à appliquer pour les autres catégories.

Ce coefficient est calculé selon l'expression :  $\alpha_A = 0,77 + \frac{A_0}{A} \leq 1$      $A_0 = 3,5m^2$      $A$  aire chargée

- ◆ **Clause 6.3.1.2(11) Le coefficient de réduction  $\alpha_n$**  n'est utilisé que pour les catégories d'usage suivantes : **A, B et F**. Il n'y a pas de réduction à appliquer pour les autres catégories. Ce coefficient est calculé selon les expressions suivantes :

pour la catégorie **A**     $\alpha_n = 0,5 + \frac{1,36}{n} \quad n > 2$

pour les catégories **B et F**     $\alpha_n = 0,7 + \frac{0,8}{n} \quad n > 2$

où  $n$  est le nombre d'étage ( $> 2$ ) chargés de la même catégorie au-dessus des éléments structuraux étudiés.

- ◆ Les coefficients  $\alpha_n$  et  $\alpha_A$  ne sont pas à prendre en compte simultanément ( 6.2)

Catégorie	Usage spécifique et exemples		$q_k$ kN/m <sup>2</sup>	$Q_k$ kN
A	Habitation, résidentiel. Exemples : Pièces des bâtiments et maisons d'habitation ; chambres et salles des hôpitaux ; chambres d'hôtels et de foyers ; cuisines et sanitaires.	Planchers	1,5	2
		Escaliers	2,5	2
		Balcons	3,5	2
B	Bureaux		2,5	4
C	Lieux de réunions (à l'exception des surfaces des catégories A, B et D)	C1: Espaces équipés de tables etc... ; par exemple : écoles, cafés, restaurants, salle de réception, de banquet, de lecture.	2,5	3
		C2 : : Espaces équipés de sièges fixes ; par exemple : églises, théâtres, cinémas, amphithéâtres, salles de conférence, de réunion, d'attente.	4	4
		C3 : Espaces ne présentant pas d'obstacles à la circulation des personnes ; par exemple : salles de musée, salles d'exposition etc. et accès des bâtiments publics et administratifs, hôtels, hôpitaux, gares.	4	4
		C4 : Espaces permettant des activités physiques ; par exemple : dancings, salles de gymnastique, scènes.	5	7
		C5 : Espaces susceptibles d'accueillir des foules importantes ; par exemple : bâtiments destinés à des événements publics tels que salles de concert, salles de sport y compris tribunes, terrasses et aires d'accès, quais de gare.	5	4,5
D	Commerces	D1 : Commerces de détail courants ;	5	5
		D2 : Grands magasins ;	5	7
E	Aires de stockage	E1: Surfaces susceptibles de recevoir une accumulation de marchandises, y compris aires d'accès par exemple, aires de stockage de livres et autres documents...	7,5	7
		E2 : Usages industriels ;		
F	Aires de circulation et de stationnement pour véhicules légers ( $PTAC \leq 30 \text{ kN}$ ) et nombre de places assises $\leq 8$ , non compris le conducteur ; Exemples : garages, parcs de stationnement, parkings à plusieurs étages.		2,3	15
G	Aires de circulation et de stationnement pour véhicules de poids moyen ( $30 \text{ kN} < PTAC \leq 160 \text{ kN}$ ) à deux essieux, Exemples : voies d'accès, zones de livraison, zones accessibles aux véhicules de lutte incendie ( $PTAC \leq 160 \text{ kN}$ ).		5	90
H	Toitures inaccessibles sauf pour entretien et réparations	Toiture de pente inférieure à 15% recevant une étanchéité.	0,8	1,5
		Autres toitures.	0	1,5
I	Toitures accessibles pour les usages des catégories A à D : voir catégorie A à D.			
K	Toitures accessibles pour des usages particuliers (hélistations, ...)			

**Clause 6.3.1.2(1)P (1) NA** Les escaliers constitués de marches indépendantes relèvent d'une approche dynamique.

**Clause 6.3.1.2(3)** Pour les vérifications locales, il convient de prendre en considération une charge concentrée  $Q_k$  agissant seule.

**Clause 6.3.1.2(4)** Pour les charges concentrées dues aux rayonnages ou au matériel de levage, il convient de déterminer  $Q_k$  au cas par cas.

**Clause 6.3.1.2(5)P** La charge concentrée doit être considérée comme agissant en un point quelconque du plancher, du balcon ou des escaliers, sur une surface de forme adaptée, en fonction de l'usage et du type de plancher.

NOTE On peut, normalement, considérer que cette surface a la forme d'un carré de 50 mm de côté. Voir également 6.3.4.2(4)

**Clause 6.3.1.2(7)P** Lorsque les planchers sont soumis à des usages multiples, ils doivent être calculés pour la catégorie la plus défavorable, qui produit les effets des actions (forces ou déformation) les plus élevés dans l'élément considéré.

**Clause 6.3.1.2 (8)** Sous réserve qu'un plancher permette une distribution latérale des charges, le poids propre des cloisons mobiles peut être pris en compte par une charge uniformément répartie  $q_k$  qu'il convient d'ajouter aux charges d'exploitation supportées par les planchers, obtenues à partir du Tableau 6.2 . Cette charge uniformément répartie dépend du poids propre des cloisons de la manière suivante :

**D'après EN 1991-1-1 1.4 termes et définitions**

**Cloisons** = murs non porteurs

**Cloisons mobiles** = cloisons qui peuvent être déplacées, ajoutées, supprimées ou reconstruites à un autre emplacement.

- cloisons mobiles de poids propre  $\leq 1,0 \text{ kN / m}$  linéaire de mur :  $q_k = 0,5 \text{ kN / m}^2$  ;
- cloisons mobiles de poids propre  $\leq 2,0 \text{ kN / m}$  linéaire de mur :  $q_k = 0,8 \text{ kN / m}^2$  ;
- cloisons mobiles de poids propre  $\leq 3,0 \text{ kN / m}$  linéaire de mur :  $q_k = 1,2 \text{ kN / m}^2$  .

**Clause 6.3.1.2 (9)** Pour les cloisons plus lourdes, il convient de tenir compte, dans le calcul :

- de leur emplacement et de leur orientation ;
- de la nature de la structure des planchers.

#### **Clause 6.3.4.1 Toitures de catégorie I**

Pour les cas où la catégorie **I** du tableau 6.9 ne correspond pas à une catégorie d'utilisation précédemment définie mais à un aménagement paysager, une valeur minimale de  $3 \text{ kN / m}^2$  est recommandée dans les documents particuliers du marché. Cela facilite l'organisation des travaux de réfection qui nécessitent une planification tenant compte du déplacement d'une protection lourde.

#### **Clause 6.3.4.2 Toitures de catégorie H**

- La charge répartie  $q_k$  couvre une aire rectangulaire de  $10 \text{ m}^2$ , dont la forme et la localisation sont à choisir de la façon la plus défavorable pour la vérification à effectuer (sans toutefois que le rapport entre longueur et largeur dépasse la valeur 2).
- Ces charges d'exploitation ne valent que pour la justification des éléments au regard de leur rôle comme éléments structuraux de la toiture.
- Ces charges d'exploitation tiennent compte du matériel spécifique d'exploitation, ainsi que des effets dynamiques.
- La charge répartie et la charge ponctuelle ne sont pas à appliquer simultanément.
- Ces charges d'exploitation ne sont pas prises en compte simultanément avec les charges de neige ou les actions du vent.

## 10 EXTRAITS de l'eurocode NF EN 1991 - 1-3

### 10.1 Charges de neige sur le sol

Domaine d'application : altitude  $A$  (AN)  $A \leq 2000$  m .

$s_k$  : valeur caractéristique de la charge de neige sur le sol.

♦ Soit  $s_{k,200}$  la valeur caractéristique de la charge de neige sur le sol, pour une altitude inférieure à 200 m ;  
 $s_{k,200}$  donné par la carte nationale.

♦ pour une altitude  $A$  (en mètres) :  $s_k = s_{k,200} + \Delta s_i(A)$

#### ♦ Effet de l'altitude $A$

Les formules suivantes donnent le supplément de charge caractéristique au sol  $\Delta s_i(A)$  à considérer pour tenir compte des effets de l'altitude.

	Régions A1, A2, B1, B2, C1, C2, D.	Région E (le nord des Alpes et le Jura)
Altitude $A$ [en mètres]	$\Delta s_1(A)$ [en kN/m <sup>2</sup> ]	$\Delta s_2(A)$ [en kN/m <sup>2</sup> ]
entre 0 et 200	0	0
entre 200 et 500	$A / 1000 - 0,20$	$1,5A / 1000 - 0,30$
entre 500 et 1000	$1,5A / 1000 - 0,45$	$3,5A / 1000 - 1,30$
entre 1000 et 2000	$3,5A / 1000 - 2,45$	$7A / 1000 - 4,80$

$s_{Ad}$  valeur de calcul de la charge exceptionnelle de neige sur le sol pour un site donné (voir 4.3)

Cette charge exceptionnelle est donnée directement dans la carte jointe, ces valeurs sont indépendantes de l'altitude.  
clause 2 (3) Les charges exceptionnelles de neige sont traitées comme des actions accidentelles.

### 10.2 Les charges de neige sur les toitures doivent être déterminées comme suit :

♦ pour les situations de projet durables / transitoires :

$$s = s_k \times \mu_i \times C_e \times C_t$$

$\mu_i$  : coefficient de forme pour la charge de neige ;

$C_t$  : coefficient thermique, les bâtiments normalement chauffés étant systématiquement isolés, il convient de prendre ( $C_t = 1$ ) sauf spécifications particulières dûment justifiées du projet individuel ;

$C_e$  : coefficient d'exposition.

♦ pour les situations de projet accidentelles dans lesquelles l'action accidentelle est la charge de neige exceptionnelle:

$$s = s_{Ad} \times \mu_i \times C_e \times C_t$$



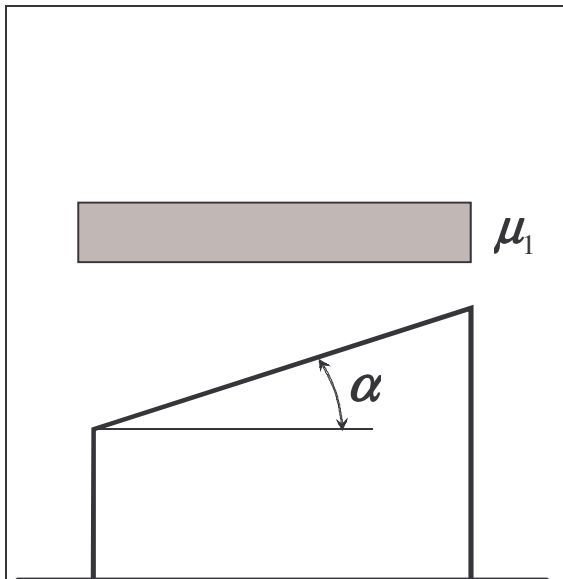
◆ **Tableau 5.1 DAN**

	$C_e$
Lorsque les conditions d'abri quasi permanentes de la toiture dues aux bâtiments voisins conduisent à empêcher pratiquement le déplacement de la neige par le vent.	1,25
Dans tous les autres cas.	1,00

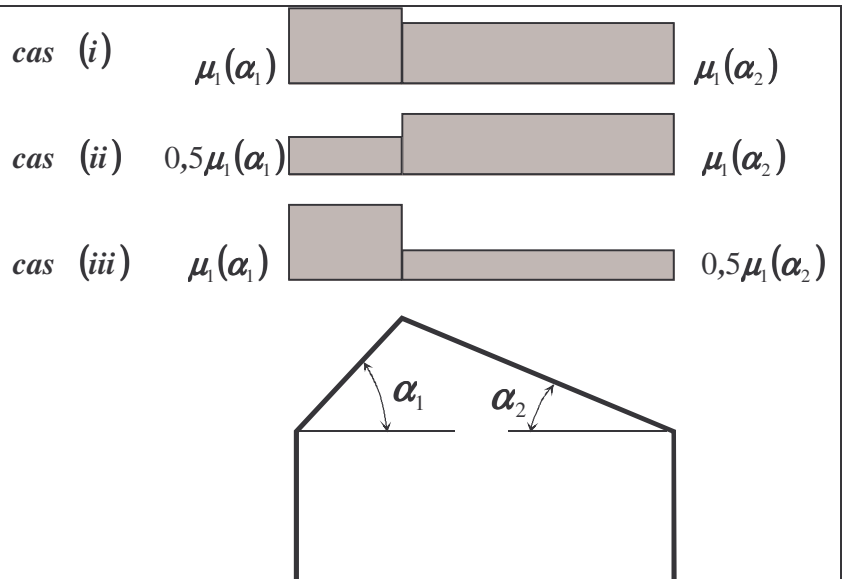
◆ **Coefficients de forme des toitures**

**Tableau 5.2 Coefficient de forme pour une toiture à versant unique ou à deux versants**

$\alpha$ en degré (angle du toit avec l'horizontale)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8 \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0



**Figure 5.2 — Coefficient de forme pour une toiture à versant unique**



**Figure 5.3 — Coefficients de forme pour une toiture à deux versants**

**Clause 5.3.3(3)** La disposition de charge sans accumulation qu'il convient de considérer est représentée par le cas (i) de la Figure 5.3.

**Clause 5.3.3 (4)** Les cas (ii) et (iii) sont des dispositions de charge avec accumulation, ils correspondent à une distribution dissymétrique de l'action de la neige correspondant à un déplacement dû au vent ou au glissement des couches.

**Clause 5.2 (4)** Il convient de considérer la charge comme s'exerçant verticalement, et de la rapporter à une projection horizontale de la surface de la toiture.

**Clause 5.2 (6) DAN Cas de toitures présentant des zones de faible pente (inférieure ou égale à 5%)**

Lorsque la toiture présente des zones de faible pente (inférieure ou égale à 5%), il y a lieu, pour tenir compte de l'augmentation de la densité de la neige résultant des difficultés d'évacuation de l'eau, de majorer la charge de neige  $s$  sur la toiture de:

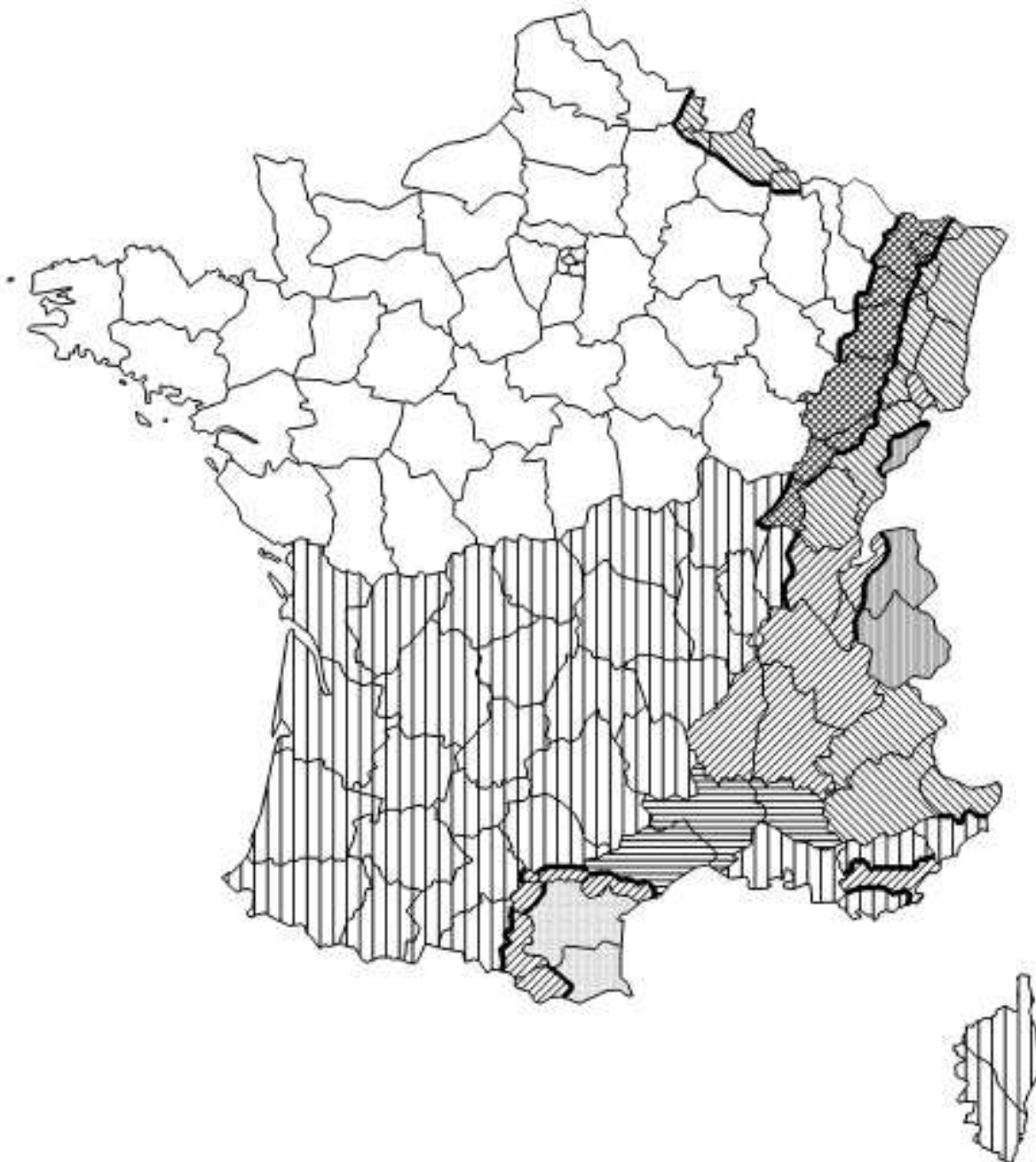
- **0,2 kN/m<sup>2</sup>** lorsque la pente nominale du fil de l'eau est inférieure ou égale à 3%,
- **0,1 kN/m<sup>2</sup>** si elle est comprise entre 3% et 5%.

La zone de majoration est limitée aux parties enneigées de la toiture, et s'étend dans toutes les directions sur une distance de 2 mètres au-delà de la partie de toiture visée.

❖ **Carte des valeurs des charges de neige à prendre en compte sur le territoire national**

Cette carte est complétée par la liste des circonscriptions administratives concernées.

Lorsque des conditions locales particulières le justifient, les spécifications particulières du projet individuel peuvent fixer une valeur caractéristique supérieure.



Régions :	A1	A2	B1	B2	C1	C2	D	E
Valeur caractéristique ( $S_k$ ) de la charge de neige sur le sol à une altitude inférieure à 200 m :	0,45	0,45	0,55	0,55	0,65	0,65	0,90	1,40
Valeur de calcul ( $S_{Ad}$ ) de la charge exceptionnelle de neige sur le sol :	—	1,00	1,00	1,35	—	1,35	1,80	—
Loi de variation de la charge caractéristique pour une altitude supérieure à 200 :	$\Delta s_1$							$\Delta s_2$

(charges en  $\text{KN/m}^2$ )

# 11 EXTRAITS de l'eurocode NF EN 1993-1-1 et annexes nationales

## 11.1 Classement des sections transversales

La classification des sections transversales permet de préjuger de leur **résistance ultime en flexion et / ou compression, compte tenu du risque de voilement local**. Elle permet :

- de guider le choix du type d'analyse globale de la structure (élastique ou plastique),
- de fixer les critères à vérifier pour les sections et les éléments.

L'Eurocode 3 définit une classification des sections en fonction des critères :

- Élancement des parois,
- Nature de la sollicitation,
- Résistance de calcul,
- Capacité de rotation plastique,
- Risque de voilement local, etc ...



Les différentes sections ont été réparties en 4 classes allant de :

- la classe 1 (la plus performante)
- à
- la classe 4 (la plus fragile).

Tableau : classification des sections

Classe	Modèle de comportement	Résistance de calcul		Capacité de rotation plastique	
1		<b>Plastique sur section complète</b> 		<b>Importante</b>	
2		<b>Plastique sur section complète</b> 		<b>Limitée</b>	
3		<b>Élastique sur section complète</b> 		<b>Aucune</b>	
4		<b>Élastique sur section efficace</b> 		<b>Aucune</b>	

## 11.2 Aciers de construction métallique

### 11.2.1 caractéristiques mécaniques et physiques de l'acier

- le module d'élasticité longitudinale :  $E = 210000 \text{ MPa}$
- coefficient de Poisson :  $\nu = 0,3$
- module de cisaillement :  $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \approx 81000 \text{ MPa}$
- la limite d'élasticité :  $f_y$
- la contrainte de rupture à la traction :  $f_u$
- le coefficient de dilatation :  $\lambda = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$
- masse volumique :  $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

### 11.2.2 nuances d'acier

3 nuances d'acier : la nuance S 235 est la plus courante

Évolution de la limite d'élasticité en fonction de l'épaisseur des éléments:

Caractéristiques mécaniques des aciers en fonction de leur épaisseur				
	Épaisseur $t$	Nuances d'aciers		
		S 235	S 275	S 355
Limite élastique $f_y$ (MPa)	$t \leq 16 \text{ mm}$	235	275	355
	$16 < t \leq 40 \text{ mm}$	225	265	345
	$40 < t \leq 63 \text{ mm}$	215	255	335
Résistance à la traction $f_u$ (MPa)	$t \leq 3 \text{ mm}$	360/510	430/580	510/680
	$3 < t \leq 100 \text{ mm}$	340/470	410/560	490/630
Allongement minimal moyen $\epsilon$	$t \leq 3 \text{ mm}$	18 %	15 %	15 %
	$3 < t \leq 150 \text{ mm}$	23 %	19 %	19 %

### 11.3 Valeurs des coefficients partiels de sécurité $\gamma_M$

Valeurs des coefficients partiels de sécurité $\gamma_M$ sur les résistances pour le calcul aux ELU			
Résistance concernée	Symbole utilisé	Domaine d'application	Valeurs EC3-DAN
Résistance des sections	$\gamma_{M0}$	<ul style="list-style-type: none"> <li>Résistance des sections :               <ul style="list-style-type: none"> <li>de classes 1, 2 ou 3</li> <li>bénéficiant de la marque NF Acier</li> <li>dans les autres cas</li> </ul> </li> <li>de classe 4</li> </ul>	1,00 1,00 1,00
	$\gamma_{M2}$	<ul style="list-style-type: none"> <li>Résistance de section nette au droit des trous de boulons</li> </ul>	1,25

## 11.4 Résistance des sections transversales

### 11.4.1 Caractéristiques géométriques des sections transversales

#### 11.4.1.1 Aire brute ( $A$ )

Elle est calculée en utilisant les dimensions nominales sans déduire les trous pratiqués pour les fixations, mais il faut tenir compte des ouvertures plus importantes.

#### 11.4.1.2 Aire nette ( $A_{net}$ )

Elle est égale à l'aire brute diminuée des aires des trous et autres ouvertures.

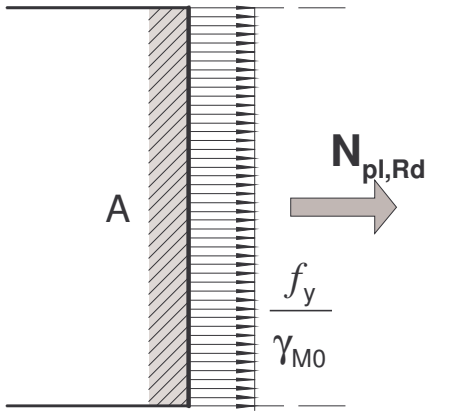
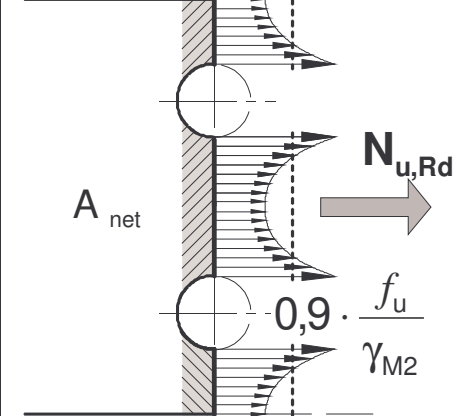
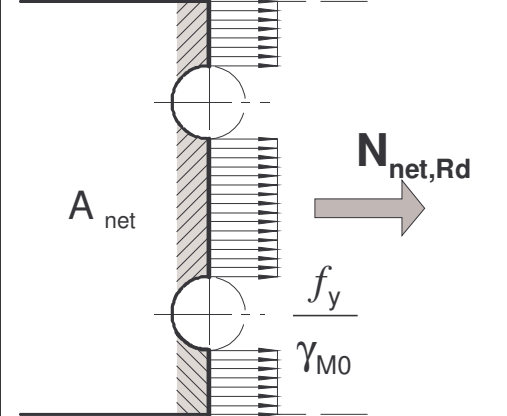
### 11.4.2 Effort axial de traction ( $N$ )

On doit vérifier :  $N_{Ed} \leq N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}, N_{u,Rd}, N_{net,Rd})$  où

$N_{Ed}$  = Effort de traction (agissant) sollicitant la section

$N_{t,Rd}$  = Résistance de calcul à la traction de la section, prise comme la plus petite des valeurs suivantes :

Lorsqu'un comportement ductile est requis, c'est à dire lorsque la section brute doit se plastifier avant la rupture de la section nette, il convient de vérifier la condition supplémentaire :  $N_{u,Rd} \geq N_{pl,Rd}$

SECTION BRUTE (en partie courante)	SECTION NETTE (perçages déduits au droit des assemblages)	
<i>On considère que l'état de plastification est atteint sur toute la section transversale.</i>	<b>Assemblage par boulons ordinaires :</b> <i>Il y a amplification des contraintes de traction au droit des perçages.</i>	<b>Assemblage par boulons précontraints (HR) :</b> <i>L'étreinte latérale permet une répartition quasi uniforme des contraintes de traction</i>
		
résistance plastique de calcul de la section brute	résistance ultime de calcul de la section nette au droit des trous de fixations	résistance plastique de la section nette, à considérer dans le cas d'assemblages par boulons HR précontraints pour lesquels aucun glissement n'est autorisé.
$N_{pl,Rd} = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$	$N_{u,Rd} = 0,9 A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$	$N_{net,Rd} = A_{net} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

### 11.4.3 Flexion simple : Moment fléchissant et effort tranchant ( $M$ et $V$ ) vérification simplifiée

#### 11.4.3.1 Pour le moment de flexion :

On doit vérifier :  $M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$

où  $M_{Ed}$  = Moment fléchissant (agissant) de calcul sollicitant la section droite à l'ELU ;

$M_{c,Rd}$  = Résistance de calcul à la flexion de la section à l'ELU.

pour une section de classe 1 ou 2	pour une section de classe 3
$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd}$ (moment résistant plastique)	$M_{c,Rd} = M_{el,Rd}$ (moment résistant élastique)
$M_{pl,Rd} = W_{pl} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$	$M_{el,Rd} = W_{el,min} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

#### 11.4.3.2 Pour l'effort tranchant

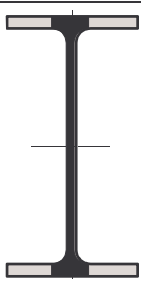
On doit vérifier :  $\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$

Calcul plastique  $V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = A_v \frac{1}{\sqrt{3}} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0,58 A_v \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

où  $V_{Ed}$  : effort tranchant (agissant) de calcul à l'E.L.U. ;

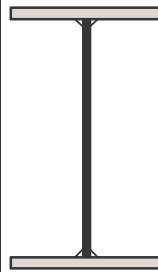
$V_{pl,Rd}$  : effort tranchant résistant à l'E.L.U. ;

$A_v$  : aire de cisaillement donnée dans les catalogues des caractéristiques des profilés.



#### Laminés marchands :

Les valeurs de l'aire plastifiée ( $A_v$ ) sont données dans les tableaux de caractéristiques des profilés.



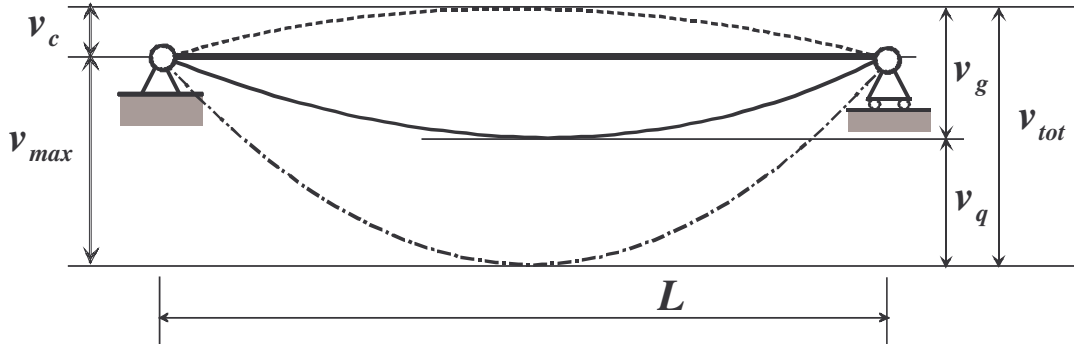
#### Profilés Reconstitués Soudés :

Pour les P.R.S., la valeur de  $A_v$  est celle de l'âme seule

## 11.5 Flèches

### 11.5.1 notations

Les valeurs limites sont destinées à être comparées aux valeurs calculées à partir des combinaisons **E.L.S. (États Limites de Service)**.



- $v_c$  : contreflèche dans l'élément structural non chargé ;
- $v_g$  : flèche sous charges permanentes de la combinaison d'actions correspondante ;
- $v_q$  : flèche sous charges variables de la combinaison d'actions correspondante ;
- $v_{tot}$  : flèche totale  $v_{tot} = v_g + v_q$  ;
- $v_{max}$  : flèche résiduelle compte tenu de la contreflèche éventuelle.  $v_{max} = v_g + v_q - v_c = v_{tot} - v_c$  .

### 11.5.2 Valeurs limites recommandées de flèches verticales pour les poutres de bâtiments

$L$  : Portée de la poutre. (Pour les poutres en porte à faux, la longueur fictive  $L$  à considérer est égale à deux fois la longueur réelle du porte à faux.)

Conditions	Limites	
	$v_{max}$	$v_q$
Toitures en général (non accessible aux usagers sauf aux personnes chargées de l'entretien).	$L/200$	$L/250$
Toitures supportant fréquemment du personnel autre que le personnel d'entretien.	$L/200$	$L/300$
Planchers en général.	$L/200$	$L/300$
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autres matériaux fragiles ou rigides.	$L/250$	$L/350$
Planchers supportant des poteaux.	$L/400$	$L/500$
Cas où $v_{max}$ peut nuire à l'aspect du bâtiment.	$L/250$	

### 11.5.3 Valeurs limites des flèches horizontales

	Limites
<b>Bâtiments industriels à niveau unique sans pont roulant, avec parois non-fragiles : déplacement en tête de poteaux.</b> sans exigence restrictive en matière de déformation	$h/150$
<b>Éléments support de bardage métallique : montants</b>	$h/150$
<b>lisses</b>	$L/150$
<b>Autres bâtiments à niveau unique : déplacement en tête de poteaux</b> bâtiments ayant des exigences particulières en matière de déformations (ex. : fragilité des parois, aspect, confort, utilisation). Ils peuvent être simples ou à travées multiples.	$h/250$

où  $h$  est la hauteur du poteau ou de l'étage,  $L$  est la longueur de la lisse.

## 12 EXTRAITS de l'eurocode NF EN 1995-1-1 et annexes nationales LAMELLE COLLE et BOIS MASSIFS

### 12.1 Tableau des caractéristiques mécaniques et physiques du bois Lamellé collé

Caractéristiques	Symbole	Lamellé collé homogène				Lamellé collé combiné			
		GL24 h	GL28 h	GL32 h	GL36 h	GL24 c	GL28 c	GL32 c	GL36 c
<b>Propriétés de résistance en N / mm<sup>2</sup> = MPa</b>									
Flexion	$f_{m,k}$	24	28	32	36	24	28	32	36
Cisaillement	$f_{v,k}$	2,7	3,2	3,8	4,3	2,2	2,7	3,2	3,8
<b>Propriétés de rigidité en KN / mm<sup>2</sup> = GPa</b>									
Module moyen d'élasticité axiale	$E_{0,mean}$	11,6	12,6	13,7	14,7	11,6	12,6	13,7	14,7
<b>Masse volumique en Kg/m<sup>3</sup></b>									
Masse volumique moyenne évaluée en fonction de la masse volumique caractéristique : $\rho_{mean} = 1,15\rho_{g,k}$	$\rho_{mean}$	440	470	495	520	405	440	470	495
Pour simplifier : poids volumique		5 KN/m <sup>3</sup>				5 KN/m <sup>3</sup>			

### 12.2 Tableau des caractéristiques mécaniques et physiques du BM (bois massif type résineux)

Caractéristiques	Symbole	C14	C16	C18	C22	C24	C27	C30
<b>Propriétés de résistance en N / mm<sup>2</sup> = MPa</b>								
Flexion	$f_{m,k}$	14	16	18	22	24	27	30
Cisaillement	$f_{v,k}$	1,7	1,8	2	2,4	2,5	2,8	3
<b>Propriétés de rigidité en kN / mm<sup>2</sup> = GPa</b>								
Module moyen d'élasticité axial	$E_{0,mean}$	7	8	9	10	11	11,5	12
<b>Masse volumique en Kg/m<sup>3</sup></b>								
Masse volumique moyenne	$\rho_{mean}$	350	370	380	410	420	450	460



## 12.3 Vérification simplifiée des contraintes normales selon l' Eurocode NF EN 1995 limitée à la flexion simple

Critère de résistance d'une section / contraintes normales 
$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1$$

$f_{m,d}$  : Résistance de calcul à la flexion du bois : 
$$f_{m,d} = k_h \times k_{mod} \times \frac{f_{m,k}}{\gamma_M}$$

- $\sigma_{m,d}$  : contrainte max. de calcul en flexion (sur les fibres extrêmes) engendrée par le moment de flexion  $M$  à l'E.L.U. ;
- $f_{m,k}$  : résistance caractéristique à la flexion du bois ;
- $\gamma_M$  : coefficient partiel de propriété du matériau pour le bois à l'E.L.U. ;
- $k_{mod}$  : coefficient modificatif pour classes de service et classes de durée de charges ;
- $k_h$  : coefficient modificatif tenant compte de la hauteur de la poutre.

## 12.4 Vérification simplifiée des contraintes de cisaillement selon l' Eurocode NF EN 1995

Critère de résistance d'une section au cisaillement : 
$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1$$

$f_{v,d}$  : résistance de calcul au cisaillement du bois 
$$f_{v,d} = k_{mod} \times \frac{f_{v,k}}{\gamma_M}$$

- $\tau_d$  : contrainte max. de cisaillement engendrée par l'effort tranchant  $V$  à l'E.L.U. ;
- $f_{v,k}$  : résistance caractéristique au cisaillement du bois ;
- $\gamma_M$  : coefficient partiel de propriété du matériau pour le bois à l'E.L.U. ;
- $k_{mod}$  : coefficient modificatif pour classes de service (pour tenir compte de l'humidité du matériau) et classes de durée de chargement.

## 12.5 valeurs des principaux coefficients

### 12.5.1 Classes de service

Classe 1	<b>Structure intérieure en milieu sec</b> <b>Milieu protégé (local chauffé)</b>
	Taux d'humidité de l'air : < 65%
	Taux d'humidité du bois : 7% < H% < 13%
Classe 2	<b>Milieu abrité</b> <b>Milieu extérieur non exposé</b>
	Taux d'humidité de l'air : < 85%
	Taux d'humidité du bois : 13% < H% < 20%
Classe 3	<b>Milieu extérieur exposé</b>
	Taux d'humidité du bois : H% > 20% Liaisons avec le sol, l'eau.

### 12.5.2 Classes de durée de charge

Classe de durée de charge	Ordre de grandeur de la durée cumulée de l'application d'une action	Exemple d'action
Permanente	> 10 ans	Poids propre
Long terme	six mois à 10 ans	Stockage, équipements fixes.
Moyen terme	une semaine à six mois	Charges d'exploitation Charge d'entretien Neige : altitude $H \geq 1000$ m
Court terme	< une semaine	Neige : altitude $H < 1000$ m
Instantanée		Vent Situations et actions accidentelles : neige exceptionnelle,...

### 12.5.3 Valeur du coefficient $k_{mod}$

Matériau	Classe de durée de charge	Classe de service		
		1	2	3
BM : bois massif LC : lamellé collé	Permanente	0,60	0,60	0,50
	Long terme	0,70	0,70	0,55
	Moyen terme	0,80	0,80	0,65
	Court terme	0,90	0,90	0,70
	Instantanée	1,10	1,10	0,90

Nota : lorsque dans une combinaison, on a des charges de durée variable, on prend le  $k_{mod}$  de la plus faible durée.

### 12.5.4 Coefficients partiels pour les propriétés des matériaux $\gamma_M$

ÉTATS LIMITES ULTIMES		
MATÉRIAUX	Bois massifs	1,30
	Lamellé collé	1,25
ÉTATS LIMITES DE SERVICES		1,00

### 12.5.5 coefficient de hauteur $k_h$

$h$  est la hauteur de la pièce (pour la flexion).

$k_h$ BM bois massif	$k_h$ LC lamellé collé
si $h \geq 150$ mm $k_h = 1$	si $h \geq 600$ mm $k_h = 1$
si $h \leq 150$ mm $k_h = \min[1,3; (150/h)^{0,2}]$	si $h \leq 600$ mm $k_h = \min[1,1; (600/h)^{0,1}]$

#### Coefficient $k_h$ pour BM

$h$	150	145	140	135	130	125	120	115	110	105	100	95
$k_h$	1,00	1,01	1,02	1,03	1,04	1,05	1,06	1,07	1,08	1,09	1,10	

$h$	90	85	80	75	70	65	60	55	50	45	40	35
$k_h$	1,11	1,12	1,13	1,15	1,16	1,18	1,20	1,22	1,25	1,27	1,30	

#### Coefficient $k_h$ pour LC

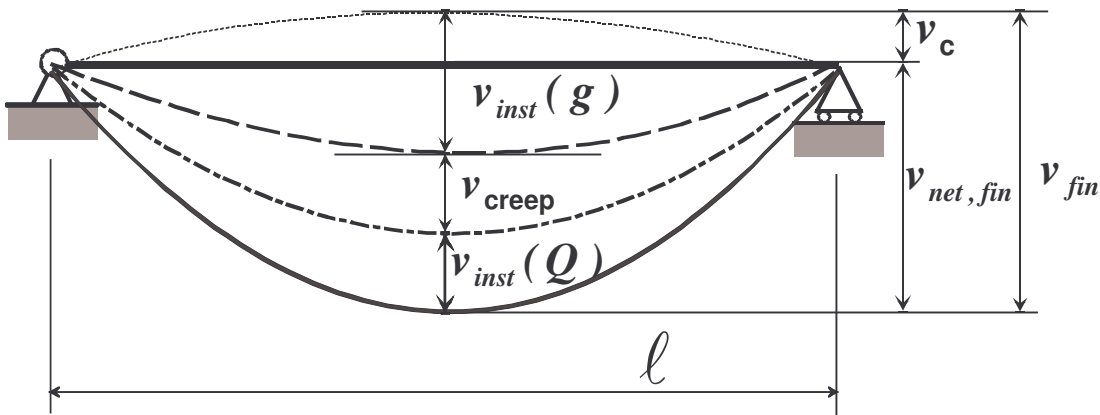
$h$	600 à 575	570 à 520	515 à 470	465 à 430	425 à 390	385 à 355	350 à 320	315 à 300
$k_h$	1,00	1,01	1,02	1,03	1,04	1,05	1,06	1,07

## 12.6 Calcul de la flèche E.L.S.

### 12.6.1 Notations et définitions

- La contreflèche, si elle existe, est notée :  $v_c$  .
- La flèche instantanée :  $v_{inst}$  .
- La flèche différée (fluage),  $v_{creep}$  uniquement sous charges permanentes ou quasi permanentes
- La flèche finale  $v_{fin} = v_{inst} + v_{creep}$
- La flèche résultante finale  $v_{net,fin} = v_{fin} - v_c = v_{inst} + v_{creep} - v_c$

Dans le cas d'éléments sans contreflèche :  $v_{net,fin} = v_{fin} = v_{inst} + v_{creep}$



❖ flèche instantanée

flèche instantanée due aux charges permanentes :  $v_{inst}(g)$

flèche instantanée due aux charges variables :  $v_{inst}(Q)$ , part de la flèche instantanée due uniquement aux actions variables.

$Q$  représente soit les charges variables d'exploitation  $q$ , soit les charges variables de neige  $s$ , soit les charges variables de vent  $w$ , soit une combinaison de plusieurs de ces actions variables.

Il convient de calculer la déformation, à partir d'une combinaison d'actions, comme la combinaison des contributions des actions individuelles. La possibilité d'avoir deux actions variables simultanées peut être prise en compte au travers des facteurs  $\psi_0$  .

- $v_{inst}(q)$  flèche instantanée due aux charges variables d'exploitation
- $v_{inst}(s)$  flèche instantanée due aux charges variables de neige
- $v_{inst}(w)$  flèche instantanée due aux charges variables de vent

❖ La déformation du bois sous l'effet des charges permanentes s'accroît avec le temps, c'est le phénomène de fluage. On calculera la flèche due au fluage notée  $v_{creep}$  uniquement pour les charges permanentes ou quasi permanentes de la manière suivante :

Actions permanentes (g)  $v_{creep}(g) = k_{def} \times v_{inst}(g)$  ;

Actions quasi permanentes partie de  $q = \psi_2 \times q$  , ou partie de  $s = \psi_2 \times s$  (si altitude > 1000 m)

$$v_{creep}(Q) = k_{def} \psi_2 \times v_{inst}(Q)$$

$k_{def}$  coefficient prenant en compte l'augmentation de la déformation en fonction du temps sous les effets du fluage pour les 3 classes de service (fonction de l'humidité).

### ❖ flèches finales

flèche finale due aux charges permanentes prenant en compte le fluage et l'humidité

$$\bullet \quad v_{fin}(g) = v_{inst}(g) + v_{creep}(g) \quad \text{soit} \quad v_{fin}(g) = v_{inst}(g) \times (1 + k_{def})$$

flèche finale due aux charges variables prenant en compte le fluage et l'humidité

$$v_{fin}(Q) = v_{inst}(Q) + v_{creep}(Q) \quad \text{soit} \quad v_{fin}(Q) = v_{inst}(Q) \times (1 + \psi_2 k_{def})$$

- flèche finale due aux charges variables de neige prenant en compte le fluage et l'humidité

- si l'altitude de la construction est inférieure à 1000 m  $v_{fin}(s) = v_{inst}(s)$

- si l'altitude de la construction est supérieure à 1000 m  $v_{fin}(s) = v_{inst}(s) \times (1 + 0,2k_{def})$

- flèche finale due aux charges variables d'exploitation prenant en compte le fluage et l'humidité

$$v_{fin}(q) = v_{inst}(q) \times (1 + \psi_2 k_{def})$$

les valeurs de  $\psi_2$  sont données dans le tableau A1.1(F) du paragraphe 8.2.2

- flèche finale due aux charges variables de vent

$$v_{fin}(w) = v_{inst}(w)$$

**On vérifiera que les flèches  $v \leq v_{lim}$  (flèches verticales ou horizontales limites)**

### 12.6.2 Valeurs de $k_{def}$

Valeurs de  $k_{def}$

MATÉRIAU	Classe de service		
	1	2	3
Bois Massif	0,60	0,80	2,00
Lamellé Collé	0,60	0,80	2,00

### 12.6.3 Valeurs limites recommandées de flèches : tableau 7.2 de l'EC5

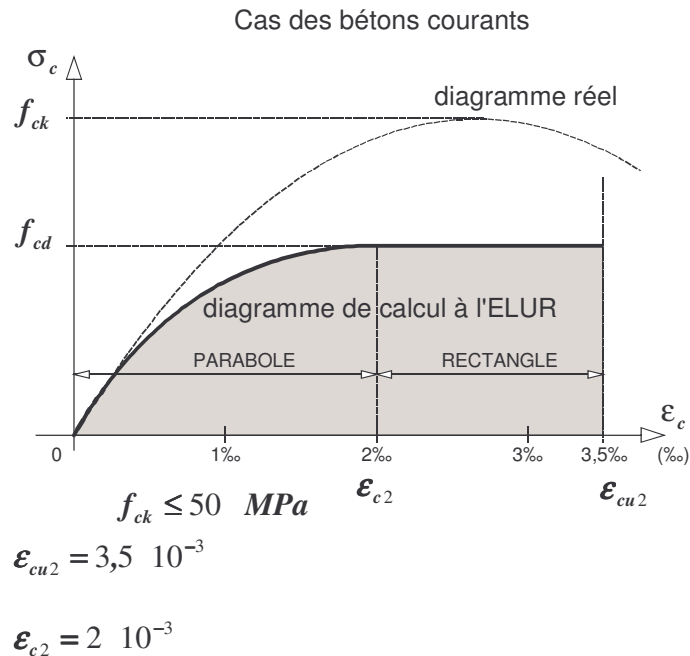
Valeurs limites pour les flèches verticales ou horizontales	Bâtiments courants			
	Type d'ouvrage	$v_{inst}(Q)$	$v_{net,fin}$	$v_{fin}$
Chevrons	-	$\ell / 150$	$\ell / 125$	$\ell / 125$
Éléments structuraux		$\ell / 300$	$\ell / 200$	$\ell / 125$

- Les trois valeurs doivent être vérifiées.
- $\ell$  portée de la poutre ou la hauteur de l'élément étudié pour la flèche horizontale.
- Pour les poutres en porte à faux, la longueur fictive  $\ell$  à considérer est égale à deux fois la longueur réelle du porte à faux ; la valeur limite minimum est de 5 mm.
- Panneaux de planchers ou supports de toiture :  $v_{net,fin} \leq \ell / 250$ .
- Dans le cas d'éléments sans contreflèche, la vérification relative à  $v_{net,fin}$  est plus défavorable que celle relative à  $v_{fin}$ .**
- La flèche horizontale est limitée à  $\ell / 200$  pour les éléments individuels soumis au vent ; pour les autres applications, les valeurs limites sont celles données dans le tableau 7.2 de l'EC5.**

13.1 Résistance à la compression :

La résistance en compression du béton est désignée par des classes de résistance liées à la résistance caractéristique (fractile 5 %) mesurée sur cylindre  $f_{ck}$  ou sur cube  $f_{ck,cube}$ , conformément à l'EN 206-1.

**Tableau 3.1** **EN 206-1**



$\sigma_c$  : contrainte réelle de compression dans le béton

$\epsilon_c$  : déformation relative du béton comprimé

$f_{ck}$  : résistance caractéristique à la compression du béton âgé de 28 jours

$f_{cd}$  : résistance de calcul du béton à la compression à l'E.L.U.  $f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$  {3.15}

$\gamma_c$  : coefficient de sécurité partiel appliqué au béton voir 2.4.2.4

$\gamma_c = 1,5$  situations transitoire et durable

$\gamma_c = 1,2$  situations accidentelles

$\alpha_{cc}$  : coefficient utilisé pour tenir compte des effets à long terme sur la résistance à la compression et des effets défavorables dus à la manière dont la charge est appliquée :  $\alpha_{cc} = 1$  Annexe Nationale

<p>A défaut de résultats d'essai, on admet que pour <math>t \leq 28</math> jours:</p> $f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 \text{ MPa} \quad 3 < t < 28 \text{ jours}$ $f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \times f_{cm} \quad (3.1)$ $f_{ck}(t) = f_{ck} \quad t \geq 28 \text{ jours}$	<p>(5) Il peut être nécessaire de spécifier la résistance en compression du béton, <math>f_{cm}(t)</math>, à l'instant <math>t</math>, pour un certain nombre de phases (décoffrage, transfert de précontrainte par exemple).</p> <p style="text-align: right;"><b>3.1.2</b></p>
<p><b><math>t \leq 3</math> jours</b></p>	<p>Il convient de fonder des valeurs plus précises sur des essais.</p>

(6) La résistance en compression du béton à l'âge  $t$  dépend du type de ciment, de la température et des conditions de cure. Pour une température moyenne de 20°C et une cure conforme à l'EN 12390, la résistance en compression du béton à différents âges  $t$ ,  $f_{cm}(t)$ , peut être estimée à l'aide des Expressions (3.1) et (3.2).

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \times f_{cm} \quad (3.1) \quad \beta_{cc}(t) = e^{\left\{ s \left[ 1 - \left( \frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\}} \quad (3.2)$$

$f_{cm}(t)$  est la résistance moyenne en compression du béton à l'âge de  $t$  jours

$f_{cm}$  est la résistance moyenne en compression du béton à 28 jours, conformément au Tableau 3.1

$\beta_{cc}(t)$  est un coefficient qui dépend de l'âge  $t$  du béton.

$t$  est l'âge du béton, en jours

$s$  est un coefficient qui dépend du type de ciment :

= 0,20 pour les ciments de classe de résistance CEM 42,5 R, CEM 53,5 N et CEM 53,5 R (Classe R)

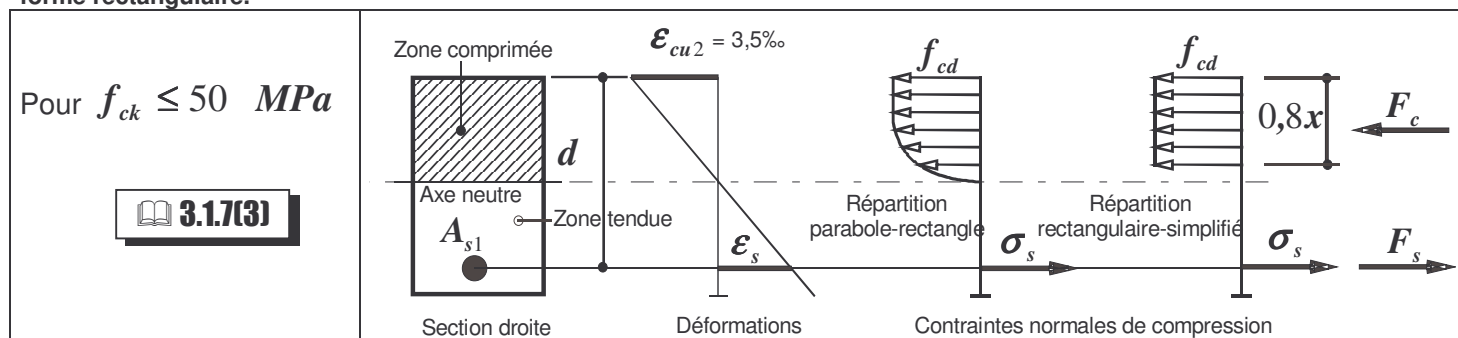
= 0,25 pour les ciments de classe de résistance CEM 32,5 R, CEM 42,5 N (Classe N)

= 0,38 pour les ciments de classe de résistance CEM 32,5 N (Classe S)

Dans le cas où une cure thermique est appliquée à l'élément, on se reportera à 10.3.1.1 (3).

**Diagrammes des déformations et des contraintes, dans la zone comprimée dans une section droite de poutre fléchie .**

**En pratique, on substitue au diagramme de calcul théorique « parabole-rectangle » un diagramme simplifié équivalent de forme rectangulaire.**



**Extrait du tableau 3.1 caractéristiques de résistance et de déformation du béton**

Classes de résistance du béton														Expression analytique commentaires	
$f_{ck}$ (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
$f_{cm}$ (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
$f_{ctm}$ (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)}$ pour $\leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \times \ln[1 + f_{cm} / 10]$ pour $> C50/60$
$f_{ctk, 0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk, 0,05} = 0,7 \times f_{ctm}$ fractile 5%
$f_{ctk, 0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk, 0,95} = 1,3 \times f_{ctm}$ fractile 95%
$E_{cm}$ (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[f_{cm} / 10]^{0,3}$ $f_{cm}$ en (MPa) correctif en fonction des granulats basalte X 1,2 quartzites X 1 calcaires X 0,9 grés X 0,7
$\epsilon_{c2}$ (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	Voir Figure 3.3 Pour $f_{ck} \geq 50MPa$ $\epsilon_{c2} (\text{‰}) = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$
$\epsilon_{cu2}$ (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	Voir Figure 3.3 Pour $f_{ck} \geq 50MPa$ $\epsilon_{cu2} (\text{‰}) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck}) / 100]^4$
$n$	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	Pour $f_{ck} \geq 50MPa$ $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck}) / 100]^4$

## 13.2 Caractéristiques des aciers de Béton armé

### 13.2.1 Propriétés

- ❖ Leur nuance, désignant la valeur spécifiée de la limite d'élasticité caractéristique :  $f_{yk}$  (ou limite d'élasticité conventionnelle à 0,2% :  $f_{0,2k}$ ) en N/mm<sup>2</sup>.  $f_{yk} = 400$  à  $600\text{MPa}$ , la nuance courante en France est **B500** (classe B = haute ductilité)
- ❖ Module d'élasticité longitudinale (Module d'Young)  $E_s = 200000\text{MPa}$
- ❖ Masse volumique  $7850\text{ kg/m}^3$
- ❖ Coefficient de dilatation thermique  $10^{-5}\text{ K}^{-1}$
- ❖ Limite supérieure réelle d'élasticité  $f_{y,max}$
- ❖ La résistance en traction  $f_t$
- ❖ La ductilité est définie : allongement relatif sous charge maximale  $\epsilon_{uk}$  ;  $f_t/f_{yk} = k$
- ❖ Aptitude au pliage.
- ❖ Leurs caractéristiques d'adhérence. ( $f_R$  annexe C)
- ❖ Leurs dimensions de la section et tolérances
- ❖ Leur soudabilité.
- ❖ Résistance à la fatigue
- ❖ Dimensions de la section et tolérances
- ❖ Résistance au cisaillement et résistance des soudures dans le cas de treillis soudés et des raidisseurs en armatures en treillis.
- ❖ Chaque livraison doit donner lieu à la délivrance d'un certificat donnant toutes les informations nécessaires à l'identification des produits, en fonction des éléments ci-dessus, et, si besoin, des informations complémentaires.

 **Annexe C.1**  
 **Tableau C.1**

### 13.2.2 Caractéristiques de ductilité :

Forme du produit : barres et fils redressés et treillis soudés, dans le présent code, trois classes de ductilité sont définies

Classe A	Ductilité normale	Classe B	Haute Ductilité	Classe C	Très Haute Ductilité
	$\epsilon_{uk} \geq 2,5\%$ ;		$\epsilon_{uk} \geq 5\%$ ;		$\epsilon_{uk} \geq 7,5\%$
	$\left(\frac{f_t}{f_y}\right)_k \geq 1,05$		$\left(\frac{f_t}{f_y}\right)_k \geq 1,08$ la plus courante		$1,15 \leq \left(\frac{f_t}{f_y}\right)_k < 1,35$

où  $\epsilon_{uk}$  représente la valeur caractéristique de l'allongement sous charge maximale. (fig. 3.7)

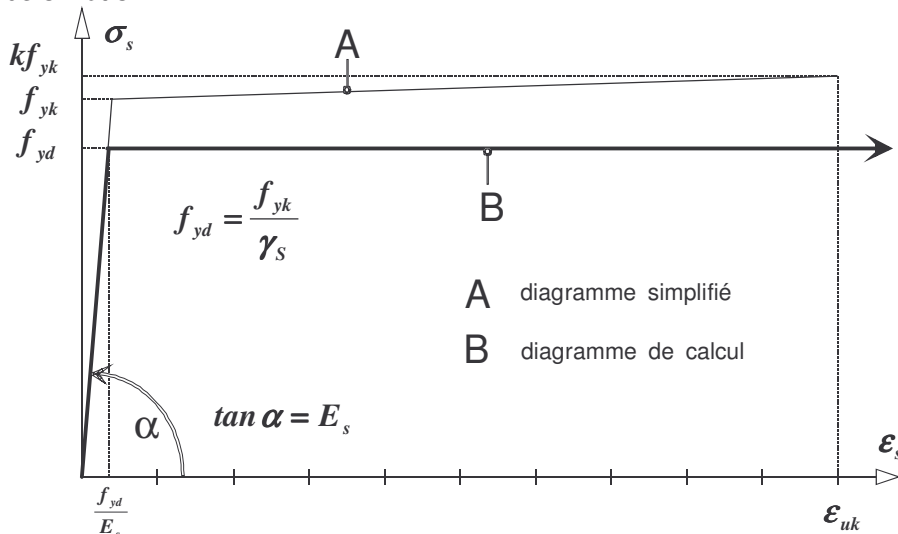
 **3.2.7**

### 13.2.3 DIAGRAMME CONTRAINTE-DEFORMATION à l'E.L.U.

Pour les aciers en barres et les treillis soudés les diagrammes contrainte-déformation sont définis conventionnellement par le graphe suivant :

Diagramme de calcul : diagramme élasto-plastique parfait.

Branche supérieure horizontale, sans nécessité de vérifier la limite de déformation.



Exemple de l'acier de classe B la plus courante B500 ;  $k = 1,08$

La valeur de la limite d'élasticité de calcul est notée :  $f_{yd}$  :

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,8\text{MPa}$$

Elle correspond à une déformation :

$$\frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{434,8}{2 \cdot 10^5} = 2,17 \cdot 10^{-3} = 2,17 \%$$

## 13.3 - Classes d'exposition en fonction de l'environnement : tableau 4.1

Tableau 4.1 : Classes d'exposition en fonction des conditions d'environnement (norme NF EN 206-1)

Désignation de la classe	Description de l'environnement	Exemples informatifs illustrant le choix des classes d'exposition
<b>1 - Aucun risque de corrosion ni d'attaque</b>		
<b>X0</b>	- Béton non armé et sans pièces métalliques noyées : toutes expositions sauf en cas de gel/dégel, d'abrasion et d'attaque chimique - Béton armé ou avec des pièces métalliques noyées : très sec	- Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est très faible
<b>2 - Corrosion induite par carbonatation</b>		
<b>XC1</b>	- Sec ou humide en permanence	- Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est faible - Béton submergé en permanence dans de l'eau
<b>XC2</b>	- Humide, rarement sec	- Surfaces de béton soumises au contact à long terme de l'eau - Un grand nombre de fondations
<b>XC3</b>	- Humidité modérée	- Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est moyen ou élevé - Béton extérieur abrité de la pluie
<b>XC4</b>	- Alternativement humide et sec	- Surfaces de béton soumises au contact de l'eau, mais n'entrant pas dans la classes d'exposition XC2
<b>3 - Corrosion induite par les chlorures</b>		
<b>XD1</b>	- Humidité modérée	- Surfaces de béton exposées à des chlorures transportés par voie aérienne
<b>XD2</b>	- Humide, rarement sec	- Piscines - Éléments en béton exposés à des eaux industrielles contenant des chlorures
<b>XD3</b>	- Alternativement humide et sec	- Éléments de ponts exposés à des projections contenant des chlorures - Chaussées - Dalles de parcs de stationnement de véhicules
<b>4 - Corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer</b>		
<b>XS1</b>	- Exposé à l'air véhiculant du sel marin mais pas en contact direct avec l'eau de mer	- Structures sur ou à proximité d'une côte
<b>XS2</b>	- Immergé en permanence	- Éléments de structures marines
<b>XS3</b>	- Zones de marnage, zones soumises à des projections ou à des embruns	- Éléments de structures marines
<b>5 - Attaque gel/dégel</b>		
<b>XF1</b>	- Saturation modérée en eau, sans agent de déverglaçage	- Surfaces verticales de béton exposées à la pluie et au gel
<b>XF2</b>	- Saturation modérée en eau, avec agents de déverglaçage	- Surfaces verticales de béton des ouvrages routiers exposés au gel et à l'air véhiculant des agents de déverglaçage
<b>XF3</b>	- Forte saturation en eau, sans agents de déverglaçage	- Surfaces horizontales de béton exposées à la pluie et au gel
<b>XF4</b>	- Forte saturation en eau, avec agents de déverglaçage ou eau de mer	- Routes et tabliers de pont exposés aux agents de déverglaçage. - Surfaces de béton verticales directement exposées aux projections d'agents de déverglaçage et au gel. - Zones des structures marines soumises aux projections et exposées au gel.
<b>6 - Attaques chimiques</b>		
<b>XA1</b>	- Environnement à faible agressivité chimique selon l'EN 206-1, Tableau 2	- Sols naturels et eau dans le sol
<b>XA2</b>	- Environnement d'agressivité chimique modérée selon l'EN 206-1, Tableau 2	- Sols naturels et eau dans le sol
<b>XA3</b>	- Environnement à forte agressivité chimique selon l'EN 206-1, Tableau 2	- Sols naturels et eau dans le sol

**Note :** La composition du béton affecte à la fois la protection des armatures et la résistance du béton aux attaques. L'Annexe E donne des classes de résistance indicatives pour les différentes classes d'exposition.



## Compléments de l'Annexe Nationale F

### Notes au Tableau 4.1

**NOTE 1** Le béton non armé se trouve dans d'autres classes d'exposition que X0 dès lors que ce béton comporte des armatures ou des pièces métalliques noyées et que l'environnement n'est pas classé « très sec ».

**NOTE 2** Les parties des bâtiments à l'abri de la pluie, que ceux ci soient clos ou non, sont à classer en XC1 à l'exception des parties exposées à des condensations importantes à la fois par leur fréquence et leur durée qui sont alors à classer en XC3.

C'est le cas notamment de certaines parties

- d'ouvrages industriels,
- de buanderies,
- de papeteries
- de locaux de piscines
- .....

**NOTE 3** Sont à classer en XC4 les parties aériennes des ouvrages d'art et les parties extérieures des bâtiments non protégées de la pluie, comme par exemple les façades, les pignons et les parties saillantes à l'extérieur, y compris les retours de ces parties concernés par les cheminements et/ou rejaillissements de l'eau.

**NOTE 4** Ne sont à classer en XD3 que les parties d'ouvrages soumises à des projections fréquentes et très fréquentes et contenant des chlorures et sous réserve d'absence de revêtement d'étanchéité assurant la protection du béton.

Ne sont donc à classer en XD3 que les parties des parcs de stationnement de véhicules exposées directement aux sels contenant des chlorures (par exemple les parties supérieures des dalles et rampes) et ne comportant pas de revêtement pouvant assurer la protection du béton pendant la durée de vie du projet.

**NOTE 5** Sont à classer en XS3 les éléments de structures en zone de marnage et/ou exposés aux embruns lorsqu'ils sont situés à moins de 100 m de la côte, parfois plus, jusqu'à 500 m, suivant la topographie particulière.

Sont à classer en XS1 les éléments de structures situés au-delà de la zone de classement XS3 et situés à moins de 1 km de la côte, parfois plus, jusqu'à 5 km, lorsqu'ils sont exposés à un air véhiculant du sel marin, suivant la topographie particulière.

**NOTE 6** En France, les classes d'exposition XF1, XF2, XF3 et XF4 sont indiquées dans la carte donnant les zones de gel, sauf spécification particulière notamment fondée sur l'état de saturation du béton (voir Annexe E en E.2 ou voir l'AN de l'EN 206-1 en NA 4.1, figure NA.2 et Note).

Pour ces classes d'exposition XF, et sous réserve du respect des dispositions liées au béton (EN 206-1 et documents normatifs nationaux), l'enrobage sera déterminé par référence à une classe d'exposition XC ou XD, comme indiqué en 4.4.1.2 (12).

Les classes de référence à retenir pour l'enrobage uniquement sont les suivantes :

		Classe d'exposition			
		XF1	XF2	XF3	XF4
<b>Type de salage (cf. Recommandations GEL 2003)</b>	<b>Peu fréquent</b>	<b>XC4</b>	Sans objet	<b>XC4</b> si le béton est formulé sans entraîneur d'air  <b>XD1</b> si le béton est formulé avec entraîneur d'air	Sans objet
	<b>fréquent</b>	Sans objet	<b>XD1, XD3</b> Pour éléments très exposés (*)	Sans objet	<b>XD2, XD3</b> Pour éléments très exposés (*)
	<b>Très fréquent</b>	Sans objet	Sans objet	Sans objet	<b>XD3</b>

(\*) Pour les ponts : corniches, longrines d'ancrage des dispositifs de retenue, solins des joints de dilatation

## 13.4 Classes indicatives de résistance pour la durabilité

(1) Le choix d'un béton à durabilité convenable pour la protection du béton et la protection des armatures de béton armé vis-à-vis de la corrosion passe par la considération de sa composition. Ceci peut amener à une résistance à la compression du béton plus élevée que celle exigée pour le dimensionnement de la structure. Le lien entre les classes de résistance du béton et les classes d'exposition (voir le Tableau 4.1) peut être décrit par des classes indicatives de résistance.

Tableau E.1.1 NF : Annexe Nationale Classes indicatives de résistance minimales

Classes d'exposition selon le Tableau 4.1										
Corrosion										
	Corrosion induite par carbonatation				Corrosion induite par les chlorures			Corrosion induite par les chlorures de l'eau de mer		
	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
Classe indicative de résistance	C20/25	C20/25	C25/30		C25/30	C30/37	C35/45	C30/37		C35/45
Dommages au béton										
	Aucun risque	Attaque par gel et dégel				Attaque chimique				
	X0	XF1	XF2	XF3	XA1		XA2	XA3		
Classe indicative de résistance	-	C25/30	C25/30	C30/37	C30/37		C35/45	C40/50		

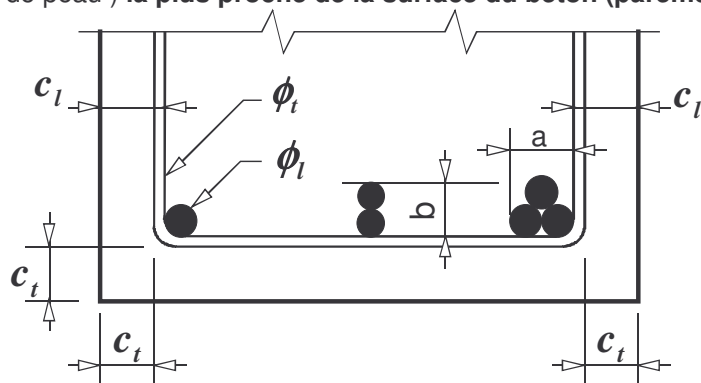
Tableau E.1.2 NF : Annexe Nationale Classes indicatives de résistance minimales des produits en béton préfabriqués

Classes d'exposition selon le Tableau 4.1										
Corrosion										
	Corrosion induite par carbonatation				Corrosion induite par les chlorures			Corrosion induite par les chlorures de l'eau de mer		
	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
Classe indicative de résistance	C25/30 C30/37	C30/37	C35/45		C35/45	C35/45	C40/50	C35/45	C40/50	C40/50
Dommages au béton										
	Aucun risque	Attaque par gel et dégel				Attaque chimique				
	X0	XF1	XF2	XF3	XA1		XA2	XA3		
Classe indicative de résistance	C20/25	C35/45	C35/45	C35/45	C35/45		C35/45	C40/50		

## 13.5 Enrobage

### 13.5.1 Définition de l'enrobage :

L'enrobage est la distance entre la surface de l'armature (épingles, étriers et cadres compris, ainsi que les armatures de peau) la plus proche de la surface du béton (parement) et cette dernière.



- $c$  : enrobage ou couverture des aciers : distance par rapport au nu des armatures
- $c_l$  : enrobage des aciers longitudinaux
- $c_t$  : enrobage des aciers transversaux
- $d_g$  : coefficient granulaire ( $\varnothing$  du plus gros granulats)
- $\phi_t$  : diamètre des aciers transversaux
- $\phi_l$  : diamètre des aciers longitudinaux
- $a$  : largeur d'un paquet de barres
- $b$  : hauteur d'un paquet de barres

La notion d'enrobage concerne toutes les armatures (de résistance, de répartition, de peau y compris les armatures d'effort tranchant tel que les cadres.).

### 13.5.2 L'enrobage minimum $c_{min}$ ; l'enrobage nominal $c_{nom}$

L'enrobage nominal  $c_{nom}$  est la distance entre le parement et la surface de l'armature la plus proche. L'enrobage nominal doit être calculé pour chaque élément ba, c'est une caractéristique géométrique intrinsèque qui doit être spécifiée sur les plans.  $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$  {4.1}  $c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur}; 10mm\}$

$c_{min,b}$  enrobage minimal vis-à-vis des exigences d'adhérence. 📖 4.4.1.2 (3)

Il faut vérifier, pour chaque barre, l'enrobage minimum vis à vis des conditions d'adhérence, celui-ci étant lié au diamètre de la barre ou au diamètre équivalent du paquet de barres.

$c_{min,dur}$  enrobage minimal vis-à-vis des conditions d'environnement. 📖 4.4.1.2 (5)

La valeur de la tolérance d'exécution recommandée :  $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$ .

Lorsque la réalisation des éléments des ouvrages est soumise à un système d'assurance qualité,  $0 \leq \Delta c_{dev} \leq 10 \text{ mm}$ .

**Tableau 4.2 : Enrobage minimal  $c_{min,b}$  requis vis-à-vis de l'adhérence**

Exigence vis-à-vis de l'adhérence	
Disposition des armatures	Enrobage minimal $c_{min,b}^*$
Armature individuelle	Diamètre de la barre $\phi$
Paquet	Diamètre équivalent $\phi_n$ (voir 8.9.1)

\*: Si la dimension nominale du plus gros granulat est supérieure à 32 mm, il convient de majorer  $c_{min,b}$  de 5mm

**Cas particulier des semelles de fondations :**

enrobage nominal = béton coulé au contact avec un béton de propreté  $k_1 = 30mm$  📖 4.4.1.3(4) DAN

enrobage nominal = béton en contact direct avec le sol  $k_2 = 65mm$

**Remarque**

**NOTE** : L'attention est attirée sur les problèmes de fissuration auxquels risque de conduire un enrobage  $c_{nom}$  supérieur à 50 mm.

L'attention est également attirée sur les difficultés de bétonnage auxquels risque de conduire un enrobage  $c_{nom}$  inférieur à la dimension nominale du plus gros granulat. 📖 4.4.1.2(5) DAN

### 13.5.3 -: Groupement de barres

Les paquets jusqu'à 3 barres sont autorisés en traction 📖 8.9.1 (4)

En pratique, les groupements sont limités à 2 barres.

Lorsque deux barres en contact sont disposées l'une au-dessus de l'autre, et lorsque les conditions d'adhérence sont bonnes (voir § ancrages), il n'est pas nécessaire de traiter ces barres comme un paquet.

### 13.5.4 - Conditions de bétonnage correct :

$$e \geq \max \begin{cases} k_1 \phi_n \\ d_g + k_2 \\ 20 \text{ mm} \end{cases} ; \quad k_1 = 1 ; \quad k_2 = 5 \text{ mm}$$

$d_g$  plus grande dimension nominale d'un granulat

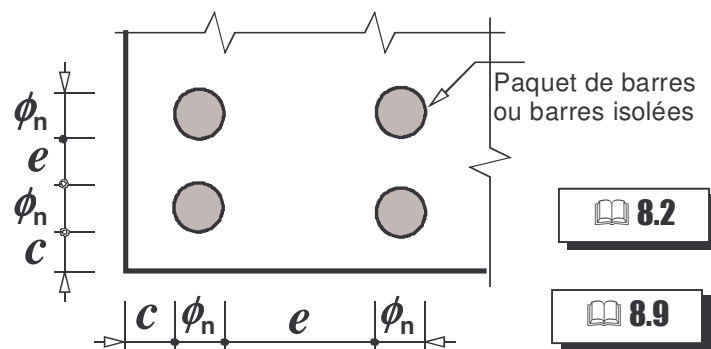
Lorsque toutes les barres du paquet ont le même diamètre  $\phi$  :

$$\phi_n = \phi \sqrt{n_b} \leq 55mm ; n_b \text{ nombre de barres du paquet}$$

sinon  $\phi_n$  est le diamètre d'une barre fictive équivalente de même aire et de même centre de gravité que pour l'ensemble des barres composant le paquet. :

$$\phi_n = \sqrt{\sum_i \phi_i^2}$$

Le rapport des diamètres d'un paquet ne doit pas excéder 1,7



**13.5.5 Tableau 4.3NF : Modulations de la classe structurale recommandée, en vue de la détermination des enrobages minimaux  $c_{min,dur}$  dans les Tableaux 4.4N et 4.5NF.**

Classe structurale							
Critère	Classe d'exposition selon Tableau 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1/ XA1 <sup>3)</sup>	XD2/XS2/ XA2 <sup>3)</sup>	XD3/XS3/ XA3 <sup>3)</sup>
Durée d'utilisation de projet	100 ans : majoration de 2	100 ans : majoration de 2	100 ans : majoration de 2	100 ans : majoration de 2	100 ans : majoration de 2	100 ans : majoration de 2	100 ans : majoration de 2
	25 ans et moins : minoration de 1	25 ans et moins : minoration de 1	25 ans et moins : minoration de 1	25 ans et moins : minoration de 1	25 ans et moins : minoration de 1	25 ans et moins : minoration de 1	25 ans et moins : minoration de 1
Classe de résistance <sup>1)</sup>	≥ C30/37 minoration de 1 point	≥ C30/37 minoration de 1 point	≥ C30/37 minoration de 1 point	≥ C35/45 minoration de 1 point	≥ C40/50 minoration de 1 point	≥ C40/50 minoration de 1 point	≥ C45/55 minoration de 1 point
	≥ C50/60 : minoration de 2	≥ C50/60 : minoration de 2	≥ C55/67 : minoration de 2	≥ C60/75 : minoration de 2	≥ C60/75 : minoration de 2	≥ C60/75 : minoration de 2	≥ C70/85 : minoration de 2
Nature du liant		Béton de classe ≥ C35/45 à base de CEM I sans cendres volantes : minoration de 1	Béton de classe ≥ C35/45 à base de CEM I sans cendres volantes : minoration de 1	Béton de classe ≥ C40/50 à base de CEM I sans cendres volantes : minoration de 1			
Enrobage compact <sup>2)</sup>	minoration de 1	minoration de 1	minoration de 1	minoration de 1	minoration de 1	minoration de 1	minoration de 1

**Note 1 :** Par souci de simplicité, la classe de résistance joue ici le rôle d'un indicateur de durabilité. Il peut être judicieux d'adopter, sur la base d'indicateurs de durabilité plus fondamentaux et des valeurs de seuil associées, une justification spécifique de la classe structurale adoptée, en se référant utilement au guide AFGC « Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages », ou à des documents normatifs reposant sur les mêmes principes.

**Note 2 :** Ce critère s'applique dans les éléments pour lesquels une bonne compacité des enrobages peut être garantie :

- Face coffrée des éléments plans (assimilables à des dalles, éventuellement nervurées), coulés horizontalement sur coffrages industriels.
- Éléments préfabriqués industriellement : éléments extrudés ou filés, ou faces coffrées des éléments coulés dans des coffrages métalliques.
- Sous face des dalles de pont, éventuellement nervurées, sous réserve de l'accessibilité du fond de coffrage aux dispositifs de vibration.

**Note 3 :** Pour les classes d'exposition XAi, cette correspondance est indicative sous réserve d'une justification de la nature de l'agent agressif.

**13.5.6 Tableau 4.4N : Valeurs de l'enrobage minimal  $c_{min,dur}$  requis vis-à-vis de la durabilité dans le cas des armatures de béton armé conformes à l'EN 10080**

Exigence environnementale pour $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe structurale	Classe d'exposition selon Tableau 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3 /XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

### 13.5.7 Organigramme pour la détermination de l'enrobage :

Données : classe structurante S4 (projet pour 50 ans)  
 classe d'exposition de l'élément ba étudié X...  
 $d_g$  plus grande dimension nominale des granulats  
 $\phi$  diamètre de l'armature ou  $\phi_n$  pour un paquet de barres  
 $f_{ck}$ , classe de résistance du béton

Dans du tableau 4.3NF ci-contre, on calcule la majoration ou la minoration de classe à appliquer à partir de la classe d'exposition de l'élément ba étudié X...

Détermination de : la Classe fictive  $S_i$   
 $i = 4 + \text{majorations éventuelles} - \text{minorations éventuelles}$

Dans le tableau 4.4N ci-contre, on détermine  $c_{min,dur}$  en fonction de la classe fictive  $S_i$   
 Pour l'armature la plus proche du parement

Critère <sup>a</sup>	Classe d'exposition selon Tableau 4.1 <sup>b</sup>						
	X0 <sup>a</sup>	XC1 <sup>a</sup>	XC2/XC3 <sup>a</sup>	XC4 <sup>a</sup>	XD1/XS1 <sup>a</sup> XA1-3 <sup>b</sup>	XD2/XS2 <sup>a</sup> XA2-3 <sup>b</sup>	XD3/XS3 <sup>a</sup> XA3-3 <sup>b</sup>
Durée d'utilisation de projet <sup>a</sup>	100 ans <sup>a</sup> ; majoration de 2 <sup>a</sup>	100 ans <sup>a</sup> ; majoration de 2 <sup>a</sup>	100 ans <sup>a</sup> ; majoration de 2 <sup>a</sup>	100 ans <sup>a</sup> ; majoration de 2 <sup>a</sup>	100 ans <sup>a</sup> ; majoration de 2 <sup>a</sup>	100 ans <sup>a</sup> ; majoration de 2 <sup>a</sup>	100 ans <sup>a</sup> ; majoration de 2 <sup>a</sup>
Classe de résistance <sup>a,1</sup>	25 ans et moins ; minoration de 1 <sup>a</sup>	25 ans et moins ; minoration de 1 <sup>a</sup>	25 ans et moins ; minoration de 1 <sup>a</sup>	25 ans et moins ; minoration de 1 <sup>a</sup>	25 ans et moins ; minoration de 1 <sup>a</sup>	25 ans et moins ; minoration de 1 <sup>a</sup>	25 ans et moins ; minoration de 1 <sup>a</sup>
	$\geq C30/37$ ; minoration de 1 point <sup>a</sup>	$\geq C30/37$ ; minoration de 1 point <sup>a</sup>	$\geq C30/37$ ; minoration de 1 point <sup>a</sup>	$\geq C35/45$ ; minoration de 1 point <sup>a</sup>	$\geq C40/50$ ; minoration de 1 point <sup>a</sup>	$\geq C40/50$ ; minoration de 1 point <sup>a</sup>	$\geq C45/55$ ; minoration de 1 point <sup>a</sup>
Nature du liant <sup>a</sup>	$\geq C50/60$ ; minoration de 2 <sup>a</sup>	$\geq C50/60$ ; minoration de 2 <sup>a</sup>	$\geq C55/67$ ; minoration de 2 <sup>a</sup>	$\geq C60/75$ ; minoration de 2 <sup>a</sup>	$\geq C60/75$ ; minoration de 2 <sup>a</sup>	$\geq C60/75$ ; minoration de 2 <sup>a</sup>	$\geq C70/85$ ; minoration de 2 <sup>a</sup>
	$\square$	Béton de classe $\geq C35/45$ à base de CEM I <sup>a</sup> sans cendres volantes ; minoration de 1 <sup>a</sup>	Béton de classe $\geq C35/45$ à base de CEM I <sup>a</sup> sans cendres volantes ; minoration de 1 <sup>a</sup>	Béton de classe $\geq C40/50$ à base de CEM I <sup>a</sup> sans cendres volantes ; minoration de 1 <sup>a</sup>	$\square$	$\square$	$\square$
Enrobage compact <sup>a,2</sup>	minoration de 1 <sup>a</sup>	minoration de 1 <sup>a</sup>	minoration de 1 <sup>a</sup>	minoration de 1 <sup>a</sup>	minoration de 1 <sup>a</sup>	minoration de 1 <sup>a</sup>	minoration de 1 <sup>a</sup>

Classe structurale <sup>a</sup>	Exigence environnementale pour $c_{min,dur}$ (mm) <sup>a</sup>						
	X0 <sup>a</sup>	XC1 <sup>a</sup>	XC2/XC3 <sup>a</sup>	XC4 <sup>a</sup>	XD1/XS1 <sup>a</sup>	XD2/XS2 <sup>a</sup>	XD3/XS3 <sup>a</sup>
S1 <sup>a</sup>	10 <sup>a</sup>	10 <sup>a</sup>	10 <sup>a</sup>	15 <sup>a</sup>	20 <sup>a</sup>	25 <sup>a</sup>	30 <sup>a</sup>
S2 <sup>a</sup>	10 <sup>a</sup>	10 <sup>a</sup>	15 <sup>a</sup>	20 <sup>a</sup>	25 <sup>a</sup>	30 <sup>a</sup>	35 <sup>a</sup>
S3 <sup>a</sup>	10 <sup>a</sup>	10 <sup>a</sup>	20 <sup>a</sup>	25 <sup>a</sup>	30 <sup>a</sup>	35 <sup>a</sup>	40 <sup>a</sup>
S4 <sup>a</sup>	10 <sup>a</sup>	15 <sup>a</sup>	25 <sup>a</sup>	30 <sup>a</sup>	35 <sup>a</sup>	40 <sup>a</sup>	45 <sup>a</sup>
S5 <sup>a</sup>	15 <sup>a</sup>	20 <sup>a</sup>	30 <sup>a</sup>	35 <sup>a</sup>	40 <sup>a</sup>	45 <sup>a</sup>	50 <sup>a</sup>
S6 <sup>a</sup>	20 <sup>a</sup>	25 <sup>a</sup>	35 <sup>a</sup>	40 <sup>a</sup>	45 <sup>a</sup>	50 <sup>a</sup>	55 <sup>a</sup>

Calcul de  $c_{min,b} = \max. (\phi \text{ des armatures ou } \phi_n \text{ des paquets de barres})$   
 enrobage minimum vis à vis des conditions d'adhérence, celui-ci étant lié au diamètre de la barre ou au diamètre équivalent du paquet de barres, il faut le déterminer pour chaque barre.

Exigence vis-à-vis de l'adhérence	
Disposition des armatures	Enrobage minimal $c_{min,b}^*$
Armature individuelle	Diamètre de la barre $\phi$
Paquet	Diamètre équivalent $\phi_n$ (voir 8.9.1)

\*: Si la dimension nominale du plus gros granulat est supérieure à 32 mm, il convient de majorer  $c_{min,b}$  de 5mm

$c_{min} = \max. (c_{min,b} ; c_{min,dur} ; 10 \text{ mm})$

tolérances :  $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$

**Enrobage :  $C_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$**   **$C_{nom} = c_{min} + 10 \text{ mm}$**

Pour l'armature la plus proche du parement ( armatures transversales ou d'effort tranchant, cadres,... ) :  
 $c_{nom} = \max \{ \phi_t ; c_{min,dur} ; 10mm \} + 10mm$

Pour les armatures longitudinales, il faut vérifier :  
 $c_{nom} + \phi_t \geq [\phi_t \text{ ou } \phi_n] + 10 \text{ mm}$  soit  $c_{nom} \geq [\phi_t \text{ ou } \phi_n] - \phi_t + 10 \text{ mm}$  et  $c_{nom} \geq d_g$

$c_{nom} = \max \left[ \max \{ \phi_t ; c_{min,dur} ; 10mm ; [\phi_t \text{ ou } \phi_n] - \phi_t \} + 10mm ; d_g \right]$

Si les armatures  $\phi_t$  sont absentes, faire  $\phi_t = 0$

## 13.6 ANCRAGE ET RECOUVREMENT

8.4.4

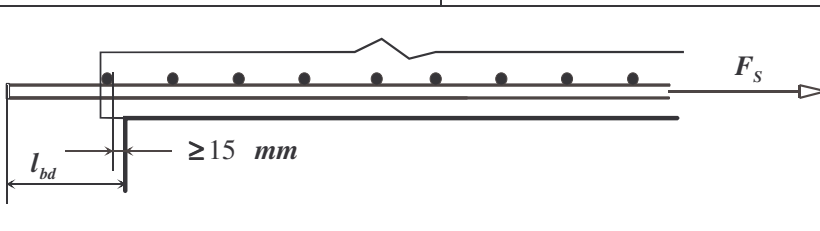
### 13.6.1 - LONGUEUR D'ANCRAGE DE CALCUL : $l_{bd}$

❖ La longueur d'ancrage  $l_{bd}$  simplifiée mesurée le long de l'axe de la barre quelle que soit la forme du tracé.

	Armatures transversales	Armatures tendues	Armatures comprimées
Barres droites	non soudées	$l_{bd} = l_{b,rqd}$	$l_{bd} = l_{b,rqd}$
	soudées	$l_{bd} = 0,7l_{b,rqd}$	$l_{bd} = 0,7l_{b,rqd}$
Crochets	non soudées	$l_{bd} = l_{b,rqd}$	-
	soudées	$l_{bd} = 0,7l_{b,rqd}$	-

Pour l'ancrage droit des barres tendues dans les dalles appuyées sur des poutres ou des voiles, à condition que l'entre axes des barres est d'au moins  $7\phi$ , on peut multiplier la valeur indiquée ci-dessus  $l_{bd}$  par 0,7.

**longueur minimale d'ancrage**  $l_{b,min} = \max(0,3l_{b,rqd}; 10\phi; 100mm)$   $l_{b,min} = \max(0,6l_{b,rqd}; 10\phi; 100mm)$



Dans le cas d'un appui direct,  $l_{bd}$  peut être inférieure à  $l_{b,min}$  sous réserve qu'au moins un fil transversal soit soudé à l'intérieur de l'appui. Il convient que ce fil soit situé à 15 mm au moins du nu de celui-ci. Tableau 8.2 Voir également 8.6

### Figure 8.1 : Méthodes d'ancrage autres que le scellement droit

Remarque : La longueur d'ancrage équivalente n'a aucun intérêt pratique.

<p>The diagram shows a U-shaped reinforcement bar. The length of the horizontal part is <math>l_{bd}</math> and the length of the vertical part is <math>l_{b,rqd}</math>. The diameter is <math>\phi</math>.</p>	<p>The diagram shows a normal hook with an angle <math>\alpha</math> between the vertical and horizontal parts. The vertical part has a height of <math>\geq 5\phi</math>. The equivalent length is <math>l_{b,eq}</math>. The diameter is <math>\phi</math>. A force <math>F_s</math> is applied to the right.</p> <p><math>90^\circ \leq \alpha &lt; 150^\circ</math></p>
<p>a) Longueur d'ancrage de calcul <math>l_{bd}</math> et de référence <math>l_{b,rqd}</math> mesurée le long de l'axe quelle que soit la forme du tracé</p>	<p>b) Longueur d'ancrage équivalente pour un coude normal</p>
<p>The diagram shows a normal hook with an angle <math>\alpha \geq 150^\circ</math>. The vertical part has a height of <math>\geq 5\phi</math>. The equivalent length is <math>l_{b,eq}</math>. The diameter is <math>\phi</math>. A force <math>F_s</math> is applied to the right.</p>	<p>The diagram shows a normal loop (U-shape) with equivalent length <math>l_{b,eq}</math>. The diameter is <math>\phi</math>. A force <math>F_s</math> is applied to the right.</p>
<p>c) Longueur d'ancrage équivalente pour un crochet normal</p>	<p>d) Longueur d'ancrage équivalente pour une boucle normale</p>
<p>The diagram shows a horizontal reinforcement bar with a welded transverse bar. The vertical part of the transverse bar has a height of <math>\geq 5\phi</math>. The diameter of the transverse bar is <math>\phi_t \geq 0,6\phi</math>. The equivalent length is <math>l_{b,eq}</math>. The diameter of the main bar is <math>\phi</math>. A force <math>F_s</math> is applied to the right.</p>	
<p>e) Longueur d'ancrage équivalente avec barre transversale soudée</p>	



### 13.6.2 CONTRAINTE ULTIME D'ADHÉRENCE : $f_{bd}$

8.4.2

Figure 8.2 : Illustration des conditions d'adhérence

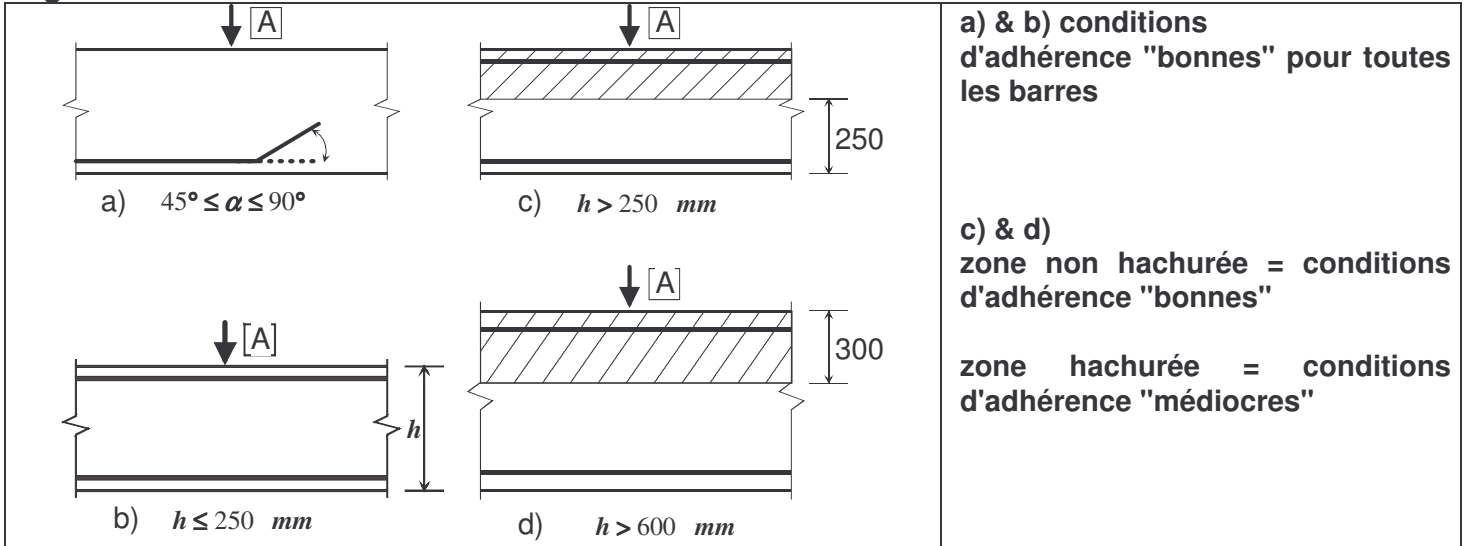


Tableau donnant, pour les armatures à haute adhérence, la contrainte ultime d'adhérence notée  $f_{bd}$  en MPa :

$$f_{bd} = 2,25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} \text{ pour } \phi \leq 32 \text{ mm alors } \eta_2 = 1$$

$f_{ck}$ en MPa	12	16	20	25	30	35	40	45	50
$f_{ctm}$ en MPa	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1
$f_{ctk 0,05}$ en MPa	1,1	1,3	1,5	1,8	2	2,2	2,5	2,7	2,9
$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk 0,05}}{\gamma_c} = \frac{f_{ctk 0,05}}{1,5}$ en MPa	0,73	0,86	1	1,2	1,33	1,46	1,66	1,8	1,93
<b>bonnes conditions d'adhérence</b> $\eta_1 = 1$ $f_{bd}$	1,68	2,00	2,31	2,73	3,05	3,36	3,68	3,99	4,30
<b>adhérence médiocre</b> $\eta_1 = 0,7$ $f_{bd}$	1,17	1,39	1,61	1,91	2,13	2,35	2,57	2,79	3,01

### 13.6.3 Longueur d'ancrage de référence $l_{b,rqd}$

8.4.3

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} \quad \{8.3\} \quad l_{b,req} \text{ représente la longueur d'ancrage de référence nécessaire pour ancrer l'effort : } \sigma_{sd} \times A_s$$

$\sigma_{sd}$  est la contrainte de calcul dans la section de la barre à partir de laquelle on mesure l'ancrage.

longueur d'ancrage total pour  $\sigma_{sd} = f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 434,8 \text{ MPa}$  et  $\phi \leq 32 \text{ mm}$

	$f_{ck}$ en MPa	20	25	30	35	40	45	50
<b>bonnes conditions d'adhérence</b>	$f_{bd}$ en MPa	2,31	2,73	3,05	3,36	3,68	3,99	4,30
	$\frac{l_{b,rqd}}{\phi}$	47,5	40	36	33	30	28	26
<b>Autres conditions d'adhérence</b>	$f_{bd}$ en MPa	1,61	1,91	2,13	2,35	2,57	2,79	3,01
	$\frac{l_{b,rqd}}{\phi}$	68	57	51	47	43	39	36

### 13.6.4 CONDITIONS RELATIVES AU RAYON DE COURBURE :

Tableau 8.1N : Diamètre minimal du mandrin  $\phi_{m,min}$  afin d'éviter les dommages aux armatures

**a) barres et fils**

Diamètre de la barre	Diamètre minimal du mandrin dans le cas des coudes, crochets ou boucles (voir Figure 8.1)
$\phi \leq 16 \text{ mm}$	$4\phi$
$\phi > 16 \text{ mm}$	$7\phi$

**b) assemblages soudés (barres et treillis) pliés après soudage**

Diamètre minimal du mandrin	
$5\phi$	$d \geq 3\phi$ $5\phi$ $d < 3\phi$ ou soudure dans la partie courbe : $20\phi$

**Note :** Dans le cas de soudures situées dans la partie courbe, le diamètre du mandrin peut être réduit à  $5\phi$  lorsque le soudage est effectué conformément à l'EN ISO 17660 Annexe B.

8.3(3) Il n'est pas nécessaire de justifier le diamètre du mandrin vis-à-vis de la rupture du béton si les conditions ci-après sont remplies :

- l'ancrage nécessaire de la barre ne dépasse pas  $5\phi$  au-delà de l'extrémité de la partie courbe ;
- la barre n'est pas disposée près de la surface (plan de flexion proche du parement) et il existe une barre transversale de diamètre  $\geq \phi$  à l'intérieur de la partie courbe ;
- le diamètre du mandrin est supérieur ou égal aux valeurs recommandées du Tableau 8.1.

**Cette clause 8.3(3) ne s'applique pas aux cadres, étriers et épingles. (AN)**

**Pour les cadres, étriers et épingles nous retiendrons  $\phi_m = 5\phi$  pour  $\phi \leq 16 \text{ mm}$  au lieu de  $4\phi$**

Dans le cas contraire, il convient d'augmenter le diamètre du mandrin  $\phi_m$  comme indiqué par l'Expression (8.1) :

$$\phi_m \geq \frac{F_{bt}}{f_{cd}} \left[ \frac{1}{a_b} + \frac{1}{2\phi} \right] \quad \{8.1\}$$

où:

$F_{bt}$  est l'effort de traction dû aux charges ultimes dans une barre ou un groupe de barres en contact à l'origine de la partie courbe

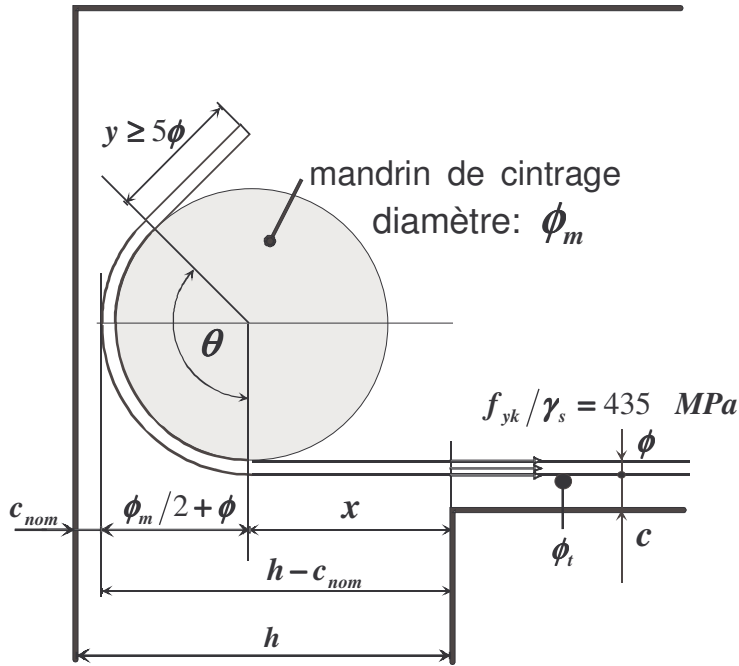
$a_b$  pour une barre donnée (ou groupe de barres en contact), est la moitié de l'entraxe entre les barres (ou groupes de barres) perpendiculairement au plan de la courbure. Pour une barre ou un groupe de barres proches du parement de l'élément, il convient de prendre pour  $a_b$  l'enrobage majoré de  $\phi/2$  :

$$a_b = c_{nom} + \phi_t + \phi/2 = c + \phi/2$$

Il convient de limiter  $f_{cd}$  à la valeur de résistance correspondant à la classe de béton C55/67.



### 13.6.5 Pour un ancrage total, détermination des caractéristiques géométriques du coude ou du crochet



- L'origine de l'ancrage est définie au droit du nu de l'appui voir 13.12
- Connaissant la profondeur d'appui  $h$  et la contrainte au début de l'ancrage noté  $\sigma_{sd}$

$$\sigma_{sd} = f_{yk} / \gamma_s \text{ pour un ancrage total}$$

- Déterminer  $c = c_{nom} + \phi_t$

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}}$$

$$\text{pour un ancrage total } l_{b,rqd} = \frac{\phi f_{yk}}{4 \gamma_s f_{bd}}$$

$$\text{si } [l_{b,rqd} - h + c_{nom}] \leq 0 \text{ ancrage droit}$$

sinon il faut un ancrage courbe

- Choisir un angle  $\theta$  : 135°, 150° ou 180°

De préférence  $\theta = 135^\circ$ , pour pouvoir considérer bonnes conditions d'adhérence,

#### ❖ Procédure :

- Soit  $\sigma_{bt}$  la contrainte à l'ELU à l'origine de la courbe :  $x = \left( \frac{f_{yk}}{\gamma_s} - \sigma_{bt} \right) \frac{\phi}{4 f_{bd}}$  ;  $\sigma_{bt} = \left( \frac{f_{yk}}{\gamma_s} - \frac{4 f_{bd} x}{\phi} \right)$

$$\text{L'équation \{8.1\} } \phi_m \geq \frac{\sigma_{bt} \pi}{f_{cd}} \frac{\phi}{4} \left[ \frac{\phi}{c + \phi/2} + \frac{1}{2} \right]$$

$$\phi_m \geq \frac{[l_{b,rqd} - h + (c_{nom} + \phi)]}{\left( \frac{f_{cd}}{\pi f_{bd} \left[ \frac{\phi}{c + \phi/2} + \frac{1}{2} \right]} - \frac{1}{2} \right)}$$

- Connaissant  $\phi_m \Rightarrow$  La longueur droite  $x$  disponible à partir de la profondeur d'appui se déduit de :

$$h - c_{nom} = x + \phi_m/2 + \phi \text{ soit } x = h - (c_{nom} + \phi_m/2 + \phi)$$

$\Leftrightarrow$  si  $x \geq 0$  soit  $\phi_m \leq 2(h - c_{nom} - \phi)$  la profondeur d'appui est suffisante

sinon si  $x < 0$  soit  $\phi_m > 2(h - c_{nom} - \phi)$  La profondeur d'appui n'est pas suffisante.

Dans ces expressions,  $l_{b,rqd} = \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}}$  ainsi que  $f_{bd}$  peuvent être déterminés en prenant comme hypothèse :

bonnes conditions d'adhérence.

L'équation ci-dessus donne le diamètre de cintrage minimum, il faut ensuite éventuellement choisir une valeur (en mm) dans la série dite de Renard : 32, 40, 50, 63, 80, 100, 125, 160, 200, 250, 315, 400, 500, 630...

• **Longueur développée de l'ancrage :**

hypothèses : les conditions d'adhérence sont considérées médiocres pour les extrémités droites des crochets à 150°, 180 et bonnes pour le crochet à 135°.

Contrainte à l'origine de l'ancrage :  $f_{yk} / \gamma_s = 435 \text{ MPa}$  :

Pour les crochets proches du parement,  $\alpha_i = 1$   $i = 1, 2, 3, 4, 5$   $l_{bd} = l_{b,rqd}$

	$f_{ck}$ en MPa	25	30	35	40
bonnes conditions d'adhérence	$f_{bd}$ en MPa	2,73	3,05	3,36	3,68
	$\frac{l_{b,rqd}}{\phi}$	40	36	33	30
Autres conditions d'adhérence	$f_{bd}$ en MPa	1,91	2,13	2,35	2,57
	$\frac{l_{b,rqd}}{\phi}$	57	51	47	43

• **Détermination de la longueur y de l'extrémité droite**

Connaissant  $l_{bd}$ ,  $\phi_m$  et le type de boucle ou crochet d'angle  $\theta$  :

$$l_{bd} = x + y + \pi(\phi_m + \phi) \frac{\theta^\circ}{360} \Rightarrow y = l_{bd} - \left[ x + \pi(\phi_m + \phi) \frac{\theta^\circ}{360} \right]$$

Nous pouvons en déduire la longueur  $y \geq \max \left\{ 5\phi ; l_{bd} - \left[ x + \pi(\phi_m + \phi) \frac{\theta^\circ}{360} \right] \right\}$

• **Les tableaux des 2 pages suivantes donnent pour 4 classes de bétons courants le diamètre du mandrin de cintrage  $\phi_m$  et la longueur de l'extrémité droite du crochet y pour un ancrage total.**

Hypothèses : catégorie de projet : 4 ; classe d'exposition : XC1

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa} \quad c_{nom} \geq 25 \text{ mm}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}; 35 \text{ MPa}; 40 \text{ MPa} \quad c_{nom} \geq 20 \text{ mm}$$

diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \geq 6$

En fonction des **2 paramètres h et  $\phi$**  :

- ❖ en abscisse la dimension **h** longueur du poteau constituant l'appui de la poutre en mm
- ❖ en ordonnée le diamètre  **$\phi$**  de la barre à ancrer en mm

Le tableau en partie haute de page donne **le diamètre du mandrin de cintrage : valeur minimale de  $\phi_m$  exprimée en nombre de diamètre** en considérant des conditions d'adhérence bonnes pour le crochet.

3 tableaux donnent la **longueur droite d'extrémité y en mm du crochet avec conditions d'adhérence bonnes  $\eta_1 = 1$  pour l'angle:  $\theta = 135^\circ$ , et autres que bonnes  $\eta_1 = 0,7$  pour les angles suivants :  $\theta = 150^\circ, 180^\circ$ .**

Si on estime que les conditions d'enrobage sont bonnes pour l'extrémité droite des crochets à 150° ou 180°, il faut retrancher à la valeur y déduite de ces tableaux pour les classes de bétons 25 MPa, 30 MPa, 35 MPa, 40 MPa respectivement les valeurs :  $17\phi, 15\phi, 14\phi, 13\phi$ .

**Lorsque la valeur de « y » est vide, cela traduit que l'origine de la courbe du crochet est en avant du nu de l'appui. Le diamètre du mandrin de cintrage est excessif / profondeur d'appui h. La longueur h étant insuffisante, il faut soit l'augmenter, soit diminuer le diamètre de la barre, soit effectuer le calcul manuel pour ancrer l'effort strictement nécessaire.**

**Lorsque la cellule « y » est composée de « ##### », l'ancrage droit est possible.**

• **On remarque que l'ancrage total conduit à des valeurs de  $\phi_m$  et de y élevées. Pour ancrer strictement l'effort calculé (contrainte  $\sigma_{sd}$ ), il faut effectuer le calcul manuel et remplacer dans les expressions littérales**

de  $\phi_m$  et de y,  $l_{b,rqd}$  par  $l_{b,rqd} \times \left( \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} \right)$

$f_{ck} = 25MPa$ $c_{nom} \geq 25$ mm											$f_{ck} = 30MPa$ $c_{nom} \geq 20$ mm										
mandrin de cintrage : valeurs minimales de $\phi_m$ : en nombre de diamètre bonnes conditions d'adhérence																					
h=	150	180	200	250	300	350	400	500	600	800	h=	150	180	200	250	300	350	400	500	600	800
HA											HA										
6	9	7	5	5	####	####	####	####	####	####	6	7	5	5	####	####	####	####	####	####	####
8	12	10	9	6	5	5	####	####	####	####	8	10	8	7	5	5	####	####	####	####	####
10	15	13	12	10	7	5	5	####	####	####	10	12	11	10	7	5	5	####	####	####	####
12	17	16	15	12	10	8	6	5	####	####	12	14	13	12	10	8	6	5	####	####	####
14		18	17	15	13	11	9	5	####	####	14	16	15	14	12	10	8	6	5	####	####
16			19	17	15	13	11	7	5	####	16		17	16	14	12	10	9	5	5	####
20					19	17	16	12	9	7	20				17	15	14	12	9	7	####
25						21	19	16	14	8	25					18	16	15	12	10	7
32								20	18	13	32							18	16	14	9
40									21	18	40								18	17	14

Longueur y en mm du crochet pour des conditions d'adhérence bonnes $\eta_1 = 1$																					
$\theta = 135^\circ$ $l_{b,rqd} = 40\phi$											$\theta = 135^\circ$ $l_{b,rqd} = 36\phi$										
h=	150	180	200	250	300	350	400	500	600	800	h=	150	180	200	250	300	350	400	500	600	800
HA											HA										
6	80	60	50	30	####	####	####	####	####	####	6	60	40	30	####	####	####	####	####	####	####
8	130	110	100	70	40	40	####	####	####	####	8	110	90	70	40	40	####	####	####	####	####
10	180	160	150	110	80	50	50	####	####	####	10	150	130	120	90	50	50	####	####	####	####
12	220	200	190	160	130	90	60	60	####	####	12	190	170	160	120	90	60	60	####	####	####
14		240	230	200	160	130	100	70	####	####	14	220	200	190	160	130	100	70	70	####	####
16			260	230	200	180	150	90	80	####	16		230	220	200	170	140	100	80	80	####
20					270	250	210	160	100	100	20				260	240	210	180	120	100	####
25						320	310	260	190	130	25					320	310	280	230	160	130
32								380	320	230	32							400	340	280	190
40									610	490	40								620	550	430

Longueur y en mm du crochet pour des conditions d'adhérence autres que bonnes $\eta_1 = 0,7$																							
$\theta = 150^\circ$ $l_{b,rqd} = 57\phi$											$\theta = 150^\circ$ $l_{b,rqd} = 51\phi$												
h=	150	180	200	250	300	350	400	500	600	800	h=	150	180	200	250	300	350	400	500	600	800		
HA											HA												
6	180	160	150	100	####	####	####	####	####	####	6	150	120	100	####	####	####	####	####	####	####		
8	260	240	230	190	150	100	####	####	####	####	8	220	200	190	150	100	####	####	####	####	####		
10	330	310	300	270	240	210	160	####	####	####	10	280	260	250	230	190	140	####	####	####	####		
12	400	370	360	340	310	280	250	160	####	####	12	350	330	320	290	260	230	180	####	####	####		
14		440	430	400	380	350	320	270	####	####	14	400	380	380	350	320	290	270	180	####	####		
16			490	470	440	420	390	350	270	####	16		440	430	400	380	360	320	270	170	####		
20					560	540	500	470	420	250	20				520	500	470	450	400	330	####		
25						680	670	630	570	490	25					640	630	600	560	500	360		
32								840	790	720	32							800	750	700	630		
40									1240	1130	40								1170	1100	1000		
$\theta = 180^\circ$ $l_{b,rqd} = 57\phi$	h=	150	180	200	250	300	350	400	500	600	800	$\theta = 180^\circ$ $l_{b,rqd} = 51\phi$	h=	150	180	200	250	300	350	400	500	600	800
HA												HA											
6	160	140	140	90	####	####	####	####	####	####	6	130	120	100	####	####	####	####	####	####	####		
8	230	220	200	180	140	90	####	####	####	####	8	190	180	170	140	90	####	####	####	####	####		
10	280	280	270	240	220	190	140	####	####	####	10	250	230	220	200	180	130	####	####	####	####		
12	340	320	310	300	280	250	230	140	####	####	12	300	280	280	250	230	200	170	####	####	####		
14		370	370	350	330	310	290	250	####	####	14	340	330	320	300	280	260	240	160	####	####		
16			410	390	380	360	340	310	250	####	16		360	360	340	330	310	280	250	150	####		
20					450	440	420	400	370	210	20				420	420	390	380	340	290	####		
25						530	540	520	470	430	25					510	520	490	470	430	310		
32								660	630	600	32							640	610	580	550		
40									1000	930	40								970	920	840		

$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$ $c_{nom} \geq 20 \text{ mm}$											$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$ $c_{nom} \geq 20 \text{ mm}$											
mandrin de cintrage : valeurs minimales de $\phi_m$ : en nombre de diamètre bonnes conditions d'adhérence																						
h=	150	180	200	250	300	350	400	500	600	800	h=	150	180	200	250	300	350	400	500	600	800	
HA											HA											
6	5	5	5	####	####	####	####	####	####	####	6	5	5	5	####	####	####	####	####	####	####	####
8	8	6	5	5	####	####	####	####	####	####	8	6	5	5	5	####	####	####	####	####	####	####
10	10	9	8	6	5	5	####	####	####	####	10	8	7	6	5	5	####	####	####	####	####	####
12	12	11	10	8	6	5	5	####	####	####	12	10	9	8	6	5	5	####	####	####	####	####
14	14	12	12	10	8	6	5	####	####	####	14	11	10	10	8	6	5	5	####	####	####	####
16		14	13	12	10	8	6	5	####	####	16	13	12	11	9	8	6	5	5	####	####	####
20			15	14	12	11	9	7	7	####	20		13	13	11	10	9	7	7	7	####	####
25					15	13	12	10	7	7	25				13	12	11	10	7	7	7	
32						16	15	13	11	7	32					14	13	12	10	8	7	
40								15	14	11	40							14	13	11	8	

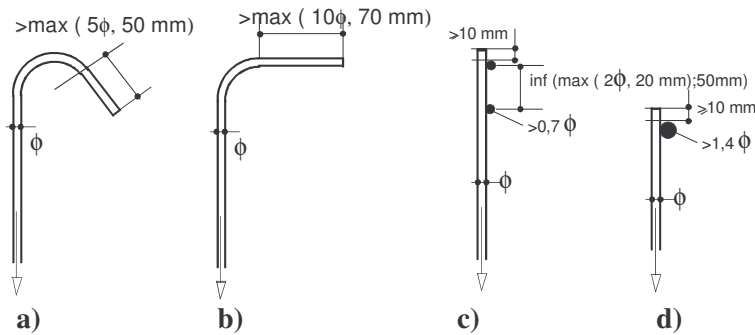
Longueur y en mm du crochet pour des conditions d'adhérence bonnes $\eta_1 = 1$																						
$\theta = 135^\circ$ $l_{b,rqd} = 33\phi$											$\theta = 135^\circ$ $l_{b,rqd} = 30\phi$											
h=	150	180	200	250	300	350	400	500	600	800	h=	150	180	200	250	300	350	400	500	600	800	
HA											HA											
6	50	30	30	####	####	####	####	####	####	####	6	30	30	30	####	####	####	####	####	####	####	####
8	90	80	60	40	####	####	####	####	####	####	8	80	60	40	40	####	####	####	####	####	####	####
10	140	110	100	60	50	50	####	####	####	####	10	120	100	80	50	50	####	####	####	####	####	####
12	170	150	140	100	70	60	60	####	####	####	12	150	130	120	80	60	60	####	####	####	####	####
14	200	190	170	140	110	80	70	####	####	####	14	190	170	150	120	90	70	70	####	####	####	####
16		220	210	170	140	110	90	80	####	####	16	210	190	180	150	120	90	80	80	####	####	####
20			280	250	220	190	160	100	100	####	20		270	250	230	190	150	130	100	100	####	####
25					300	280	250	190	140	130	25				310	280	240	210	160	130	130	
32						390	370	310	250	160	32					390	360	330	280	220	160	
40								570	500	380	40							570	520	450	330	

Longueur y en mm du crochet pour des conditions d'adhérence autres que bonnes $\eta_1 = 0,7$																						
$\theta = 150^\circ$ $l_{b,rqd} = 47\phi$											$\theta = 150^\circ$ $l_{b,rqd} = 43\phi$											
h=	150	180	200	250	300	350	400	500	600	800	h=	150	180	200	250	300	350	400	500	600	800	
HA											HA											
6	130	100	80	####	####	####	####	####	####	####	6	110	80	60	####	####	####	####	####	####	####	####
8	200	180	170	120	####	####	####	####	####	####	8	180	150	130	80	####	####	####	####	####	####	####
10	260	240	230	190	150	100	####	####	####	####	10	240	220	200	160	110	####	####	####	####	####	####
12	320	300	290	260	230	190	140	####	####	####	12	290	270	260	230	190	140	####	####	####	####	####
14	370	360	340	320	290	260	220	####	####	####	14	350	330	310	280	250	220	170	####	####	####	####
16		410	400	370	340	320	290	210	####	####	16	390	370	370	340	300	280	240	140	####	####	####
20			520	490	470	430	420	350	250	####	20		490	470	450	420	390	370	270	170	####	####
25					600	590	560	500	460	260	25				590	560	530	500	460	360	160	
32						770	750	700	650	550	32					740	720	700	650	600	430	
40								1090	1030	920	40							1050	990	950	850	

$\theta = 180^\circ$ $l_{b,rqd} = 47\phi$											$\theta = 180^\circ$ $l_{b,rqd} = 43\phi$											
h=	150	180	200	250	300	350	400	500	600	800	h=	150	180	200	250	300	350	400	500	600	800	
HA											HA											
6	120	90	70	####	####	####	####	####	####	####	6	100	70	50	####	####	####	####	####	####	####	####
8	180	170	150	100	####	####	####	####	####	####	8	160	140	120	70	####	####	####	####	####	####	####
10	230	210	200	180	140	90	####	####	####	####	10	210	190	190	150	100	####	####	####	####	####	####
12	280	260	250	230	210	170	120	####	####	####	12	260	240	230	210	170	120	####	####	####	####	####
14	320	320	300	280	260	240	200	####	####	####	14	300	290	270	250	230	190	140	####	####	####	####
16		350	350	310	300	280	270	180	####	####	16	330	320	320	300	270	250	220	120	####	####	####
20			440	410	400	370	360	310	210	####	20		420	400	390	360	330	330	230	130	####	####
25					490	500	470	430	410	210	25				500	470	450	430	410	310	130	
32						630	610	580	550	490	32					620	600	590	560	520	360	
40								930	870	800	40							900	840	820	750	

### ↪ Ancrage des armatures d'effort tranchant et autres armatures transversales



**Figure 8.5 : Ancrage des armatures transversales**

**Note :** Pour c) et d), il convient que l'enrobage ne soit ni inférieur à  $3\phi$ , ni à 50 mm si cette valeur est plus faible.  
Soit  $c \geq \max[3\phi; 50\text{mm}]$ ,

### 13.6.6 Recouvrements



#### 13.6.6.1 Dispositions constructives $\phi \leq 32 \text{ mm}$

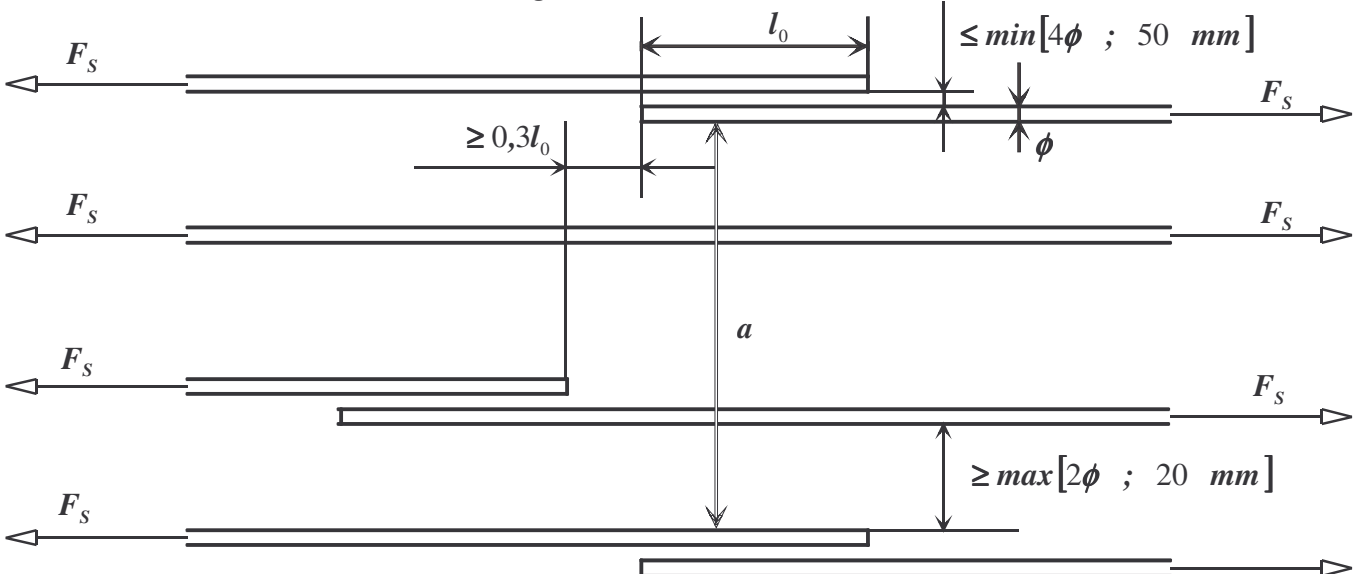
(3) Il convient de respecter les dispositions des barres de la figure 8.7

↪ Il convient de limiter à  $4\phi$  ou à 50 mm la distance libre entre deux paires de barres comportant un recouvrement ; si cette condition n'est pas satisfaite, il convient d'augmenter la longueur de recouvrement d'une valeur égale à la distance libre entre les barres ;

↪ Il convient d'espacer longitudinalement les recouvrements voisins d'au moins  $0,3l_0$

↪ dans le cas de recouvrements voisins, il convient de respecter une distance libre minimale de  $2\phi$  ou 20 mm entre barres adjacentes.

Figure 8.7 Recouvrements voisins



(4) Lorsque les dispositions sont conformes à (3) ci-dessus, la proportion de barres tendues et comportant un recouvrement peut être de 100 % si les barres sont situées dans un même lit. Si les barres sont disposées en plusieurs lits, il convient de réduire cette proportion à 50%.

Toutes les barres comprimées et les armatures secondaires (de répartition) peuvent comporter un recouvrement dans une même section.

#### 13.6.6.2 Longueur de recouvrement simplifiées $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = \alpha_5 = 1$

❖ (si armatures transversales sont soudées  $\alpha_4 = 0,7$  sinon  $\alpha_4 = 1$ )



❖ La longueur de recouvrement de calcul :  $l_0 = \alpha_4 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad l_{b,rqd} = \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}}$

❖  $\alpha_6 = \left(\frac{\rho_1}{25}\right)^{0,5}$  ;  $1 \leq \alpha_6 \leq 1,5$  , avec  $\rho_1$  proportion de barres avec recouvrement dont l'axe se situe à moins de  $0,65l_0$  de l'axe du recouvrement considéré (fig. 8.8)

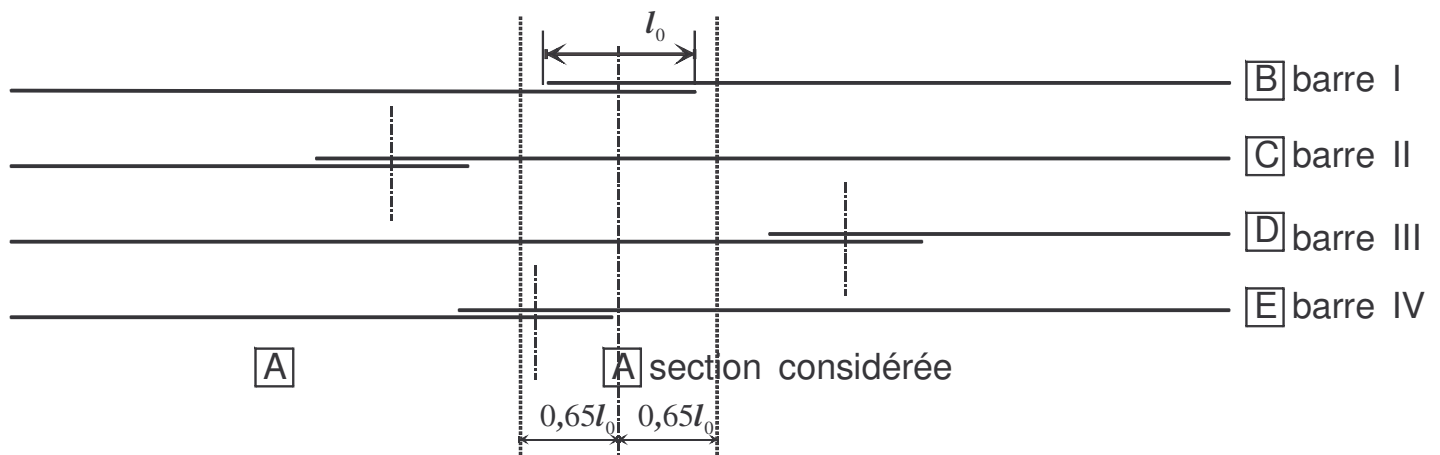
**Tableau 8.3 : Valeurs du coefficient  $\alpha_6$**

$\rho_1$	< 25%	33%	50%	> 50%
$\alpha_6$	1	1,15	1,4	1,5

**Note** : les valeurs intermédiaires peuvent être obtenues par interpolation.

❖ La longueur de recouvrement  $l_0$  simplifiée mesurée le long de l'axe de la barre quelle que soit la forme du tracé.

	Armatures transversales	Armatures tendues	Armatures comprimées
Barres droites	non soudées	$l_0 = \alpha_6 l_{b,rqd}$	$l_0 = \alpha_6 l_{b,rqd}$
	soudées	$l_0 = 0,7 \alpha_6 l_{b,rqd}$	$l_0 = 0,7 \alpha_6 l_{b,rqd}$
Crochets	non soudées	$l_0 = \alpha_6 l_{b,rqd}$	-
	soudées	$l_0 = 0,7 \alpha_6 l_{b,rqd}$	-
<b>longueur minimale de recouvrement</b>	$l_{0,min} > \max(0,3 \alpha_6 l_{b,rqd} ; 15\phi ; 200 \text{ mm})$		



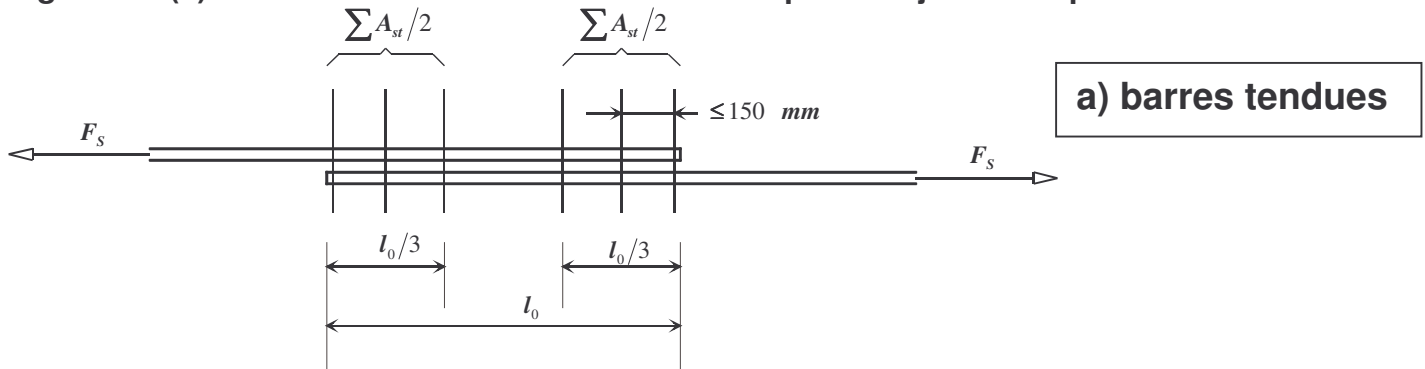
Exemple : Les barres II et III sont en dehors de la section considérée :  $\rho_1 = 50 \%$  et  $\alpha_6 = 1,4$

**Figure 8.8 : Proportion de recouvrements à prendre en compte dans une section de recouvrement donnée**

**13.6.6.3 Armatures transversales**

Quelle que soit la distance libre des barres en recouvrement, le fonctionnement de transfert par les bielles crée un effort de même intensité que l'effort transmis ayant tendance à écarter les barres en recouvrement, d'où les armatures de couture à prévoir pour s'opposer aux efforts transversaux de traction.

**Figure 8.9 (a): Armatures transversales de couture pour les jonctions par recouvrement**



- ◆ (2) Lorsque le diamètre  $\phi$  des barres ancrées par recouvrement est inférieur à 20 mm ( $\phi < 20 \text{ mm}$ ) ou lorsque, dans une section quelconque, la proportion des barres avec recouvrement est inférieure à 25 %, alors on peut, sans plus de justification, considérer que les armatures transversales nécessaires par ailleurs (flexion transversale par exemple) suffisent pour équilibrer les efforts transversaux de traction.
- ◆ (3) Lorsque le diamètre  $\phi$  des barres ancrées par recouvrement est supérieur ou égal à 20 mm ( $\phi \geq 20 \text{ mm}$ ), il convient que la section totale  $\sum A_{st}$  des armatures transversales (somme de tous les brins parallèles au lit des barres de la jonction) soit supérieure ou égale à la section  $A_s$  d'une des barres du recouvrement ( $\sum A_{st} \geq 1,0 A_s$ ). Il convient de disposer les barres transversales perpendiculairement à la direction du recouvrement, entre celui-ci et le parement de béton.

	<ul style="list-style-type: none"> <li>◆ Si plus de 50% des armatures sont ancrées par recouvrement dans une section donnée, et si la distance <math>a</math> entre recouvrements adjacents dans une section est <math>&lt; 10\phi</math> (voir Figure 8.7), il convient d'utiliser comme armatures transversales des cadres, étriers ou épingles ancrés dans la section.</li> </ul>
--	--

- ◆ (4) Il convient de disposer les armatures transversales prévues selon (3) ci-dessus aux extrémités du recouvrement, comme indiqué sur la Figure 8.9 a)

**Armatures transversales dans le cas de barres toujours comprimées 8.7.4.2**

- ◆ En complément aux règles applicables aux barres tendues, il convient de disposer une barre transversale de part et d'autre du recouvrement, à une distance inférieure à  $4\phi$  des extrémités (Figure 8.9 b) .

	<p><b>Figure 8.9 (b): Armatures transversales de couture pour les jonctions par recouvrement</b></p>
--	--

### 13.6.7 - RECOUVREMENT DES TREILLIS SOUDES :

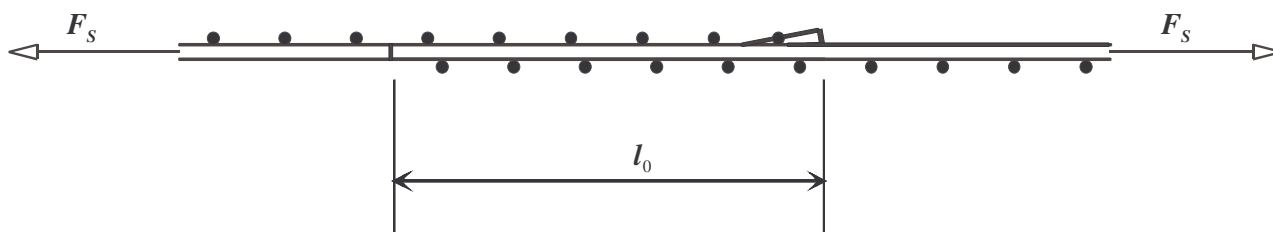
#### 13.6.7.1 Définitions des recouvrements des armatures principales

on distingue :

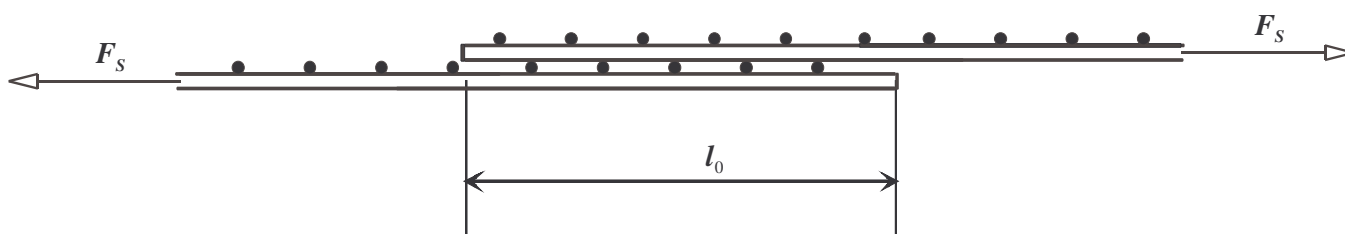
a) recouvrement des panneaux dans un même plan (coupe longitudinale) fig. 8.10

b) recouvrement des panneaux dans des plans distincts (coupe longitudinale) fig. 8.10

Figure 8.10 : Recouvrement des treillis soudés



a) recouvrement des panneaux dans un même plan (coupe longitudinale)



b) recouvrement des panneaux dans des plans distincts (coupe longitudinale)

#### 13.6.7.2 Dispositions constructives réglementaires

(3) Dans le cas de recouvrement de panneaux dans un même plan :  $\Rightarrow \alpha_3 = 1$

(4) Dans le cas du recouvrement des panneaux dans des plans distincts, il convient, de manière générale, de disposer les recouvrements des armatures principales dans des zones où la contrainte de l'acier à l'état-limite ultime est inférieure ou égale à 80 % de la résistance de calcul,  $\sigma_s \leq 0,8 f_{yd}$

(5) Lorsque la condition (4) ci-dessus n'est pas satisfaite, il convient, pour le calcul de la résistance en flexion selon 6.1 ci-dessus, d'adopter, pour la hauteur utile du ferrailage, la valeur relative au lit le plus éloigné de la face tendue. Par ailleurs, lors de la vérification de l'ouverture des fissures à proximité de l'extrémité du recouvrement, il convient, du fait de la discontinuité aux extrémités des recouvrements, de majorer de 25 % la contrainte de l'acier à utiliser dans les Tableaux 7.2 et 7.3.

(6) En ce qui concerne la proportion admissible d'armatures principales à ancrer par recouvrement dans une section, il convient de respecter les conditions suivantes :

Dans le cas du recouvrement des panneaux dans un même plan, les valeurs de  $\alpha_6$  applicables sont celles données dans le Tableau 8.3.

Dans le cas du recouvrement des panneaux dans des plans distincts, la proportion admissible d'armatures principales à ancrer par recouvrement dans une section quelconque, dépend de l'aire de la section d'acier des fils en recouvrement par unité de longueur  $(A_s / s)_{prov}$ , ou  $s$  est l'espacement des fils

$$100\% \text{ si } (A_s / s)_{prov} \leq 1200 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$60\% \text{ si } (A_s / s)_{prov} > 1200 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Il convient de **décaler au minimum de  $1,3 l_0$  les jonctions par recouvrement des différents panneaux** ( $l_0$  étant la longueur de recouvrement déterminée comme indiqué en 8.7.3).

(7) **aucune armature transversale supplémentaire n'est nécessaire dans la zone de recouvrement.**

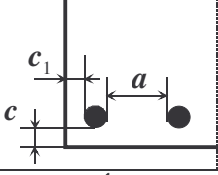


### 13.6.7.3 Longueur de calcul simplifiée de recouvrement armatures principales des treillis soudés

La longueur de recouvrement de calcul :  $l_0 = 0,7\alpha_2\alpha_6l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} \quad \{8.3\}$$

$$l_{0,min} > \max(0,3\alpha_6l_{b,rqd} ; 15\phi ; 200 \text{ mm}) \quad \{8.11\}$$

	$0,7 \leq \alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - \phi) / \phi \leq 1$ pour une dalle, en travée $c_d = c$
$c_d = \min(a/2; c_1; c)$	

Soit  $\rho_1$  la proportion de barres avec recouvrement  $\alpha_6 = \max \left[ \min \left( \sqrt{\frac{\rho_1}{25}} ; 1,5 \right); 1 \right]$

♦ **Pour simplifier**

Si on considère que la proportion  $\rho_1$  de barres avec recouvrement est supérieure à 50%  $\Rightarrow \alpha_6 = 1,5$

Avec  $\alpha_2 = 1$  ;  $l_0 = 1,05l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$

$$f_{bd} = 2,25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} \quad (\eta_2 = 1 \text{ pour } \phi \leq 32 \text{ mm})$$

pour des recouvrements en travée  $\Rightarrow \eta_1 = 1$  car bonnes conditions d'adhérence ,

Pour un  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$   $\sigma_{sd} = 435 \text{ MPa}$   $l_0 / \phi = 43$

Pour un  $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$   $\sigma_{sd} = 435 \text{ MPa}$   $l_0 / \phi = 38$

**Règle pratique :**

Pour les ST 10 à 50 1 maille + 50 mm  
 Pour le ST 60 2 mailles

### 13.6.7.4 Recouvrement des armatures de répartition

Toutes les armatures peuvent se recouvrir au même endroit.

Les valeurs minimales de la longueur de recouvrement  $l_0$  sont données par le tableau 8.4 ; il convient qu'au moins deux soudures soient situées sur la longueur de recouvrement. (soit 2 armatures principales)

**Tableau 8.4 longueurs de recouvrement requises pour les fils de répartition de treillis**

Diamètre des fils de répartition en mm	$\phi \leq 6 \text{ mm}$	$6 < \phi \leq 8,5$	$8,5 < \phi \leq 12$
	$\geq 150 \text{ mm}$ au moins 1 maille soit 2 soudures dans la longueur de recouvrement	$\geq 250 \text{ mm}$ au moins 2 mailles soit 3 soudures	$\geq 350 \text{ mm}$ au moins 2 mailles soit 3 soudures

### 13.6.8 Ancrages et jonctions d'un groupement de barres

#### 13.6.8.1 Définition d'un paquet

(1) Dans un paquet le rapport des diamètres  $\frac{\phi_i}{\phi_j} \leq 1,7$ , dans un paquet, toutes les barres sont de même caractéristiques.

(2) Pour le calcul, le paquet est remplacé par une barre fictive équivalente présentant la même section droite et le même centre de gravité que le paquet.

Le diamètre équivalent pour des barres de même diamètre est tel que :  $\phi_n = \phi \sqrt{n_b} \leq 55mm$

$n_b$  est le nombre de barres du paquet

$n_b \leq 4$  dans le cas des barres verticales comprimées et des barres à l'intérieur d'une jonction par recouvrement,

$n_b \leq 3$  dans tous les autres cas.

Lorsque le paquet est constitué de barres de diamètres différents, le diamètre équivalent se déduit de :  $\phi_n^2 = \sum_1^{n_b} \phi_i^2$

(3) Dans le cas d'un paquet, les règles de 8.2 relatives à l'espacement des barres s'appliquent, moyennant l'utilisation du diamètre équivalent, la distance libre entre paquets étant mesurée à partir du contour extérieur effectif du paquet. C'est également à partir du contour extérieur effectif du paquet qu'il convient de mesurer l'enrobage ; Il convient que celui-ci soit supérieur ou égal à  $\phi_n$ .

Il convient de ne pas effectuer de recouvrement pour des paquets constitués de plus de trois barres.

(4) Lorsque deux barres en contact sont disposées l'une au-dessus de l'autre, et lorsque les conditions d'adhérence sont bonnes, il n'est pas nécessaire de traiter ces barres comme un paquet.

#### 13.6.8.2 Ancrage des paquets de barres

Les paquets de barres tendues peuvent être arrêtés au droit des appuis d'extrémité et des appuis intermédiaires. Les paquets dont le diamètre équivalent est  $< 32mm$  peuvent être arrêtés au voisinage de l'appui sans qu'il soit nécessaire de décaler les arrêts de barre.

Dans le cas des paquets dont le diamètre équivalent est  $\geq 32mm$  et qui sont ancrés au voisinage d'un appui, il convient de décaler les arrêts de barre longitudinalement comme indiqué sur la Figure 8.12.

(2) Lorsque les barres individuelles sont ancrées avec un décalage supérieur à  $1,3l_{b,rqd}$  ( $l_{b,rqd}$  déterminé en fonction du diamètre de la barre), il est possible d'utiliser le diamètre de la barre pour évaluer  $l_{bd}$  (voir Figure 8.12). Si les conditions ci-dessus ne sont pas satisfaites, il convient d'utiliser le diamètre équivalent  $\phi_n$ .

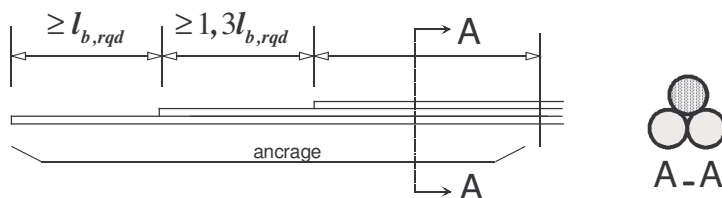


Figure 8.12 : Arrêts des barres d'un même paquet avec un décalage important

(3) Il n'est pas nécessaire de décaler les arrêts de barre dans le cas de paquets de barres comprimées. Dans le cas de paquets de diamètre équivalent  $\geq 32mm$ , il convient de prévoir au moins quatre cours d'armatures transversales d'un diamètre  $\geq 12mm$  aux extrémités du paquet ainsi qu'un cours supplémentaire juste après l'arrêt de la barre.

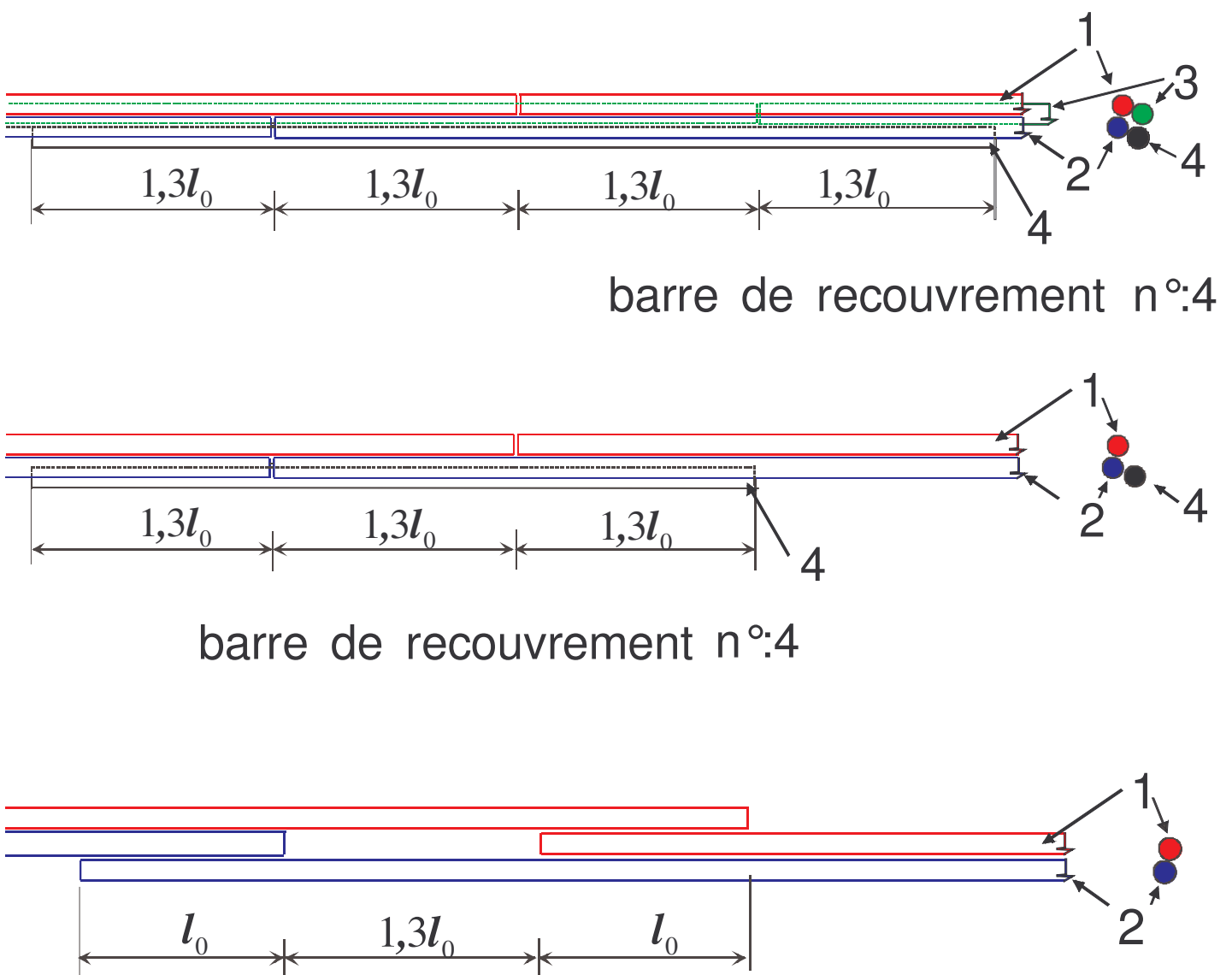
### 13.6.8.3 Recouvrement des paquets de barres

(1) longueur de recouvrement conformément à 8.7.3 en utilisant  $\phi_n$  (tel que défini en 8.9.1 (2)) comme diamètre équivalent des barres.

(2) Dans le cas de paquets constitués de deux barres, avec un diamètre équivalent  $< 32mm$ , le recouvrement des barres peut être effectué sans décalage des arrêts de barre. Dans ce cas, il convient d'utiliser le diamètre équivalent pour calculer  $l_0$ .

(3) Dans le cas de paquets constitués de deux barres, avec un diamètre équivalent  $\geq 32mm$ , ou de trois barres, il convient de décaler les arrêts de barre d'au moins  $1,3l_0$  dans la direction longitudinale, comme indiqué sur la Figure 8.13,  $l_0$  étant la longueur de recouvrement pour une barre unique. Dans ce cas, une 4ème barre peut être utilisée comme barre de recouvrement. Il convient de veiller à ce qu'il n'y ait pas plus de quatre barres dans une section de recouvrement.

Figure 8.13 : Jonction par recouvrement de barres tendues, incluant une quatrième barre



## 13.7 Les poutres

### 13.7.1 ANALYSE STRUCTURALE, méthodes de calcul permettant de déterminer les sollicitations ( moment de flexion, effort tranchant )

 5.4

#### 13.7.1.1 Analyse élastique linéaire

Le calcul des éléments (poutres, dalles,..) aux E.L.S. ou aux E.L.U. peut être effectué avec les méthodes classiques du calcul des structures (matériau élastique linéaire).

- ❖ Pour les poutres continues, on peut utiliser par exemple le théorème de Clapeyron (formule ou théorème des 3 moments).
- ❖ Pour les portiques on utilise la méthode des forces (dite aussi des coupures) ou la méthode des déplacements.
- ❖ Utilisation de formulaires usuels de R.D.M.

On adopte les hypothèses suivantes : 5.4(2)

- ❖ Relations contraintes-déformations linéaires
- ❖ Sections non fissurées :  $I$  , en considérant pour simplifier uniquement la section de béton

soit pour une section rectangulaire  $\frac{b_w h^3}{12}$  .

- ❖ Module d'élasticité  $E$  , on peut adopter pour simplifier une valeur moyenne :  $E = \frac{E_{cm}}{2}$  .

Les dalles et poutres continues peuvent généralement être analysées en considérant qu'elles reposent sur des appuis simples.

Toutes les méthodes d'analyse doivent vérifier les conditions d'équilibre.

#### 13.7.1.2 Modélisation

Pour les éléments porteurs horizontaux b.a. suivants :

- poutres continues ;
- dalles pleines continues ( $\rho \leq 0,5$ ) ainsi que les dalles confectionnées à partir de prédalles ;

qui portent dans un sens.

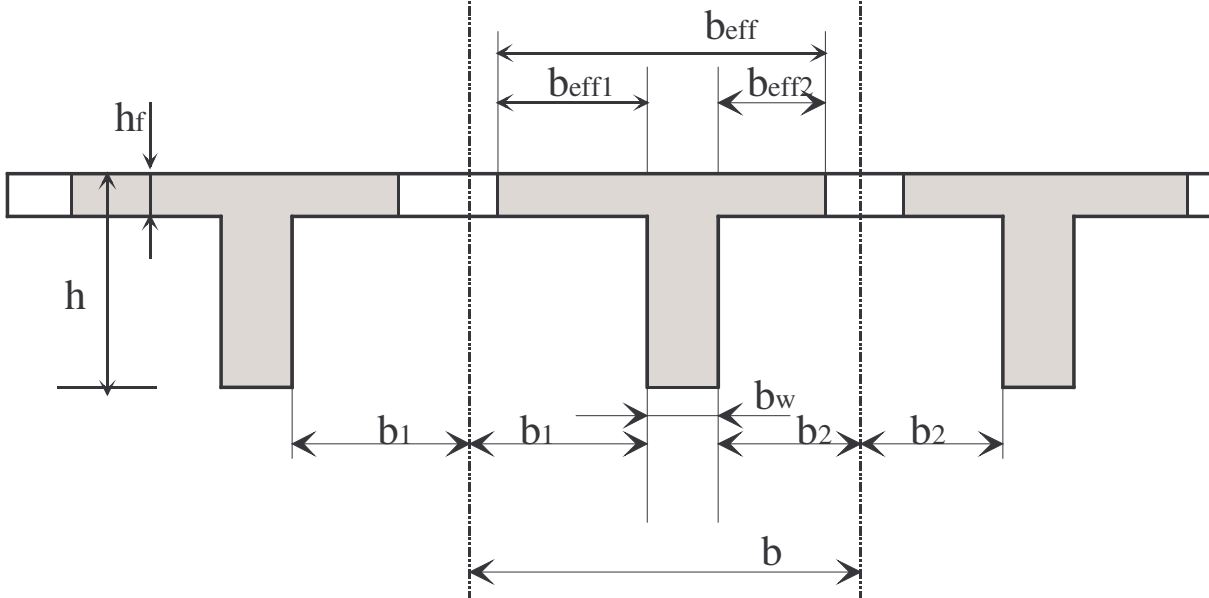
Dans le cadre d'une détermination manuelle, on utilisera une analyse élastique linéaire : le Théorème des 3 moments (théorème de Clapeyron) est tout indiqué pour déterminer les moments de flexion sur appuis de poutres continues.

13.7.2.1 Largeurs participantes (efficaces) des tables de compression (pour tous les états limites)

Ces mêmes valeurs de largeurs participantes sont retenues pour les justifications des sections. On peut admettre des conditions de contraintes uniformes sur celles-ci.

Pour l'analyse, lorsqu'une grande précision n'est pas indispensable, on peut considérer que la largeur est constante sur toute la portée.

Figure 5.2 Paramètres déterminant la largeur participante

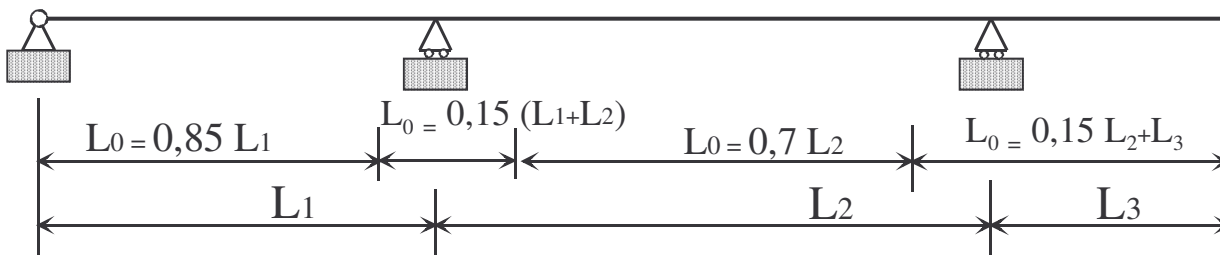


La largeur participante (efficace) d'une poutre en T symétrique peut être calculée de la façon suivante :

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b \quad \{5.7\} \quad \text{Avec } b_{eff,i} = 0,2b_i + 0,1L_0 \leq 0,2L_0 \quad \{5.7a\} \text{ et } b_{eff,i} \leq b_i \quad \{5.7b\}$$

$L_0$  est la distance entre points de moment nul définie sur la figure 5.2

Figure 5.2 : portée utile approchées, pour la détermination des largeurs participantes poutre continue avec travée de rive se prolongeant en console



$L_0 = L$  pour une travée simplement appuyée de portée  $L$

$L_0 = 0,85 L$  pour une travée de rive de poutre continue

$L_0 = 0,70 L$  pour une travée intermédiaire de poutre continue.

Pour l'évaluation de la distance entre points de moment nul  $L_0$  :

Il convient, pour la longueur  $L_3$  de la console de ne pas dépasser la moitié de la travée adjacente soit :

$L_3 \leq 0,5L_2$  et il convient par ailleurs de limiter le rapport de deux portées adjacentes tel

que :  $\frac{2}{3} \leq \frac{L_{i+1}}{L_i} \leq \frac{3}{2}$

### 13.7.2.2 Portées utile (de calcul) des poutres et dalles dans les bâtiments

Différents cas sont envisagés :

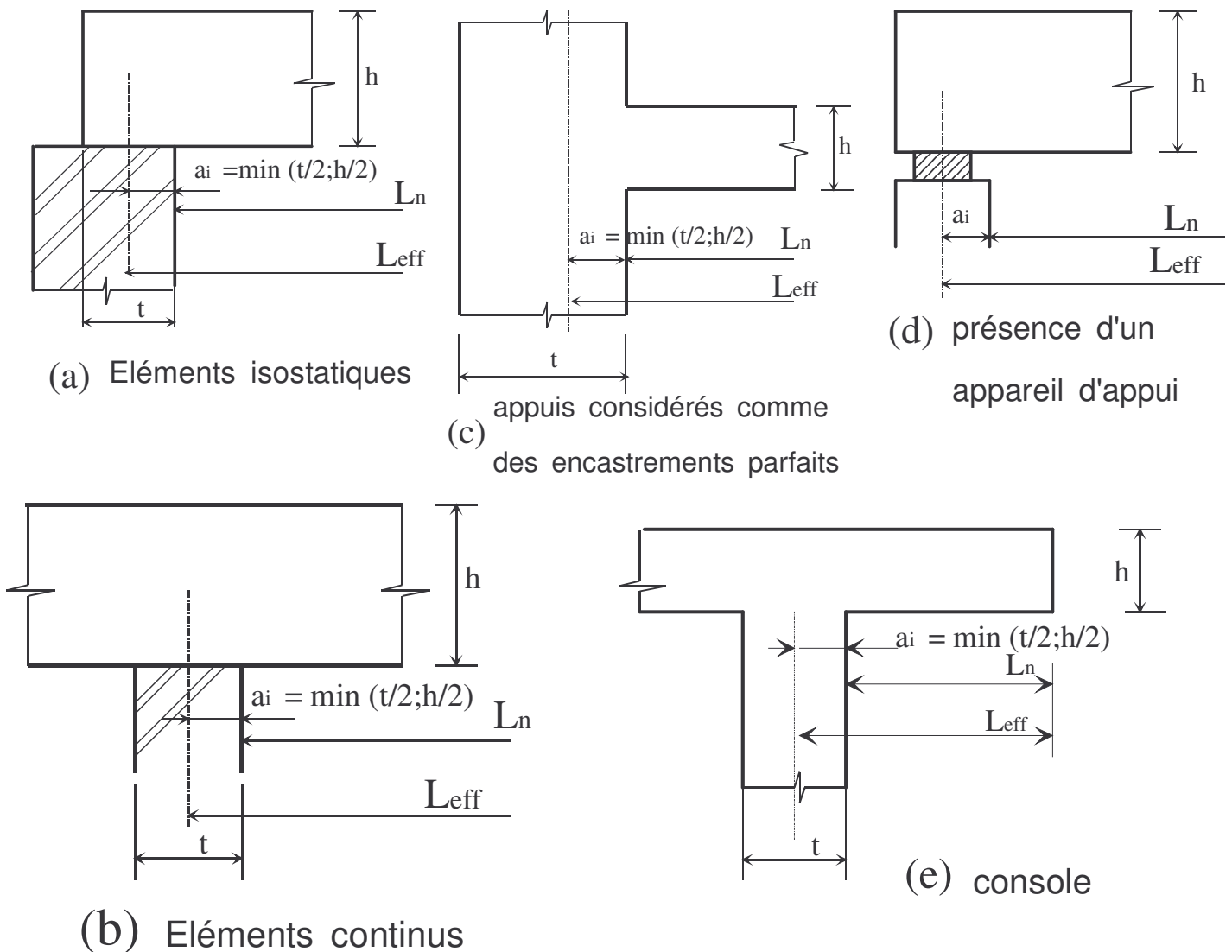
- éléments isostatiques
- éléments continus
- Appuis considérés comme des encastremens parfaits
- Présence d'un appareil d'appui
- Console

La portée utile  $l_{eff}$  d'un élément peut être calculée de la manière suivante ;  $l_{eff} = l_n + a_1 + a_2$  {5.8}

Avec  $l_n$  : distance libre entre les nus d'appuis.

Les valeurs  $a_1$  et  $a_2$  à chaque extrémité de la portée, peuvent être déterminées à partir des valeurs correspondantes  $a_i$  de la figure 5.4.

Figure 5.4 : Détermination de la portée de calcul  $l_{eff}$  d'après l'expression 2.15, pour différents cas d'appuis.



### 13.7.3 Évaluation des charges transmises aux porteurs horizontaux et verticaux

#### Les Recommandations Professionnelles proposent :

❖ **Pour l'évaluation des charges transmises par les dalles sur les appuis ou poutres de bordure**, on considère d'une part qu'elles sont articulées sur leurs contours (isostatiques) et d'autre part on utilise la méthode des lignes de rupture (à l'E.L.U.) pour définir les surfaces d'influence. On néglige l'effet de continuité des dalles (ou du hourdis).

On peut ensuite déterminer :

- la charge uniformément répartie équivalente / moment de flexion pour la détermination des armatures dans celles-ci.
- la charge uniformément répartie équivalente / à l'effort tranchant pour la descente de charges.

Les portées à considérer sont les portées utiles définies à l'article 5.3.2.2 (pour l'étude des dalles et le tracé des lignes de rupture)

❖ **Pour l'évaluation des charges transmises par des poutrelles continues sur des poutres principales ou des porteurs verticaux.**

Pour les transmissions des charges par des éléments autres que le hourdis, il faut distinguer le cas des planchers à charge d'exploitation modérée et les autres.

**Les planchers sont réputés à charge d'exploitation modérée si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :**

- 1) constructions courantes définies par :  $q \leq 5 \text{ KN} / \text{m}^2$  et  $q \leq 2g$
- 2) Les moments quadratiques des sections droites sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.
- 3) Les portées consécutives vérifient :  $0,8 \leq L_i / L_{i-1} \leq 1,25$
- 4) La fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle des revêtements

On constate que ce sont les 2 appuis voisins de rive qui sont majorés / modèle isostatique associé en raison de la continuité de la poutre.

Dans la transmission des charges des poutrelles aux poutres des planchers à charge d'exploitation modérée, on peut admettre la discontinuité des différents éléments (considérer les travées isostatiques en plaçant des articulations sur les appuis intermédiaires), exception faite toutefois :

- des travées de rive des poutrelles et des poutres où, sur le premier appui intermédiaire, il est tenu compte de la solidarité, soit en prenant en compte les moments de continuité adoptés, soit forfaitairement en majorant les réactions correspondant aux travées indépendantes de 15 % s'il s'agit de poutrelles à deux travées et 10% s'il s'agit de poutrelles à plus de deux travées,
- des travées de rive prolongées par une console où l'on tient compte de l'effet de console.

**Dans la transmission des charges des poutrelles aux poutres des autres planchers**, on doit tenir compte de la continuité des poutrelles en envisageant que les charges variables sont appliquées sur les travées de part et d'autre de la poutre principale mais sans pousser plus loin l'étude des chargements par travées alternées.

❖ **- Charges verticales transmises aux poteaux supportant des planchers :**

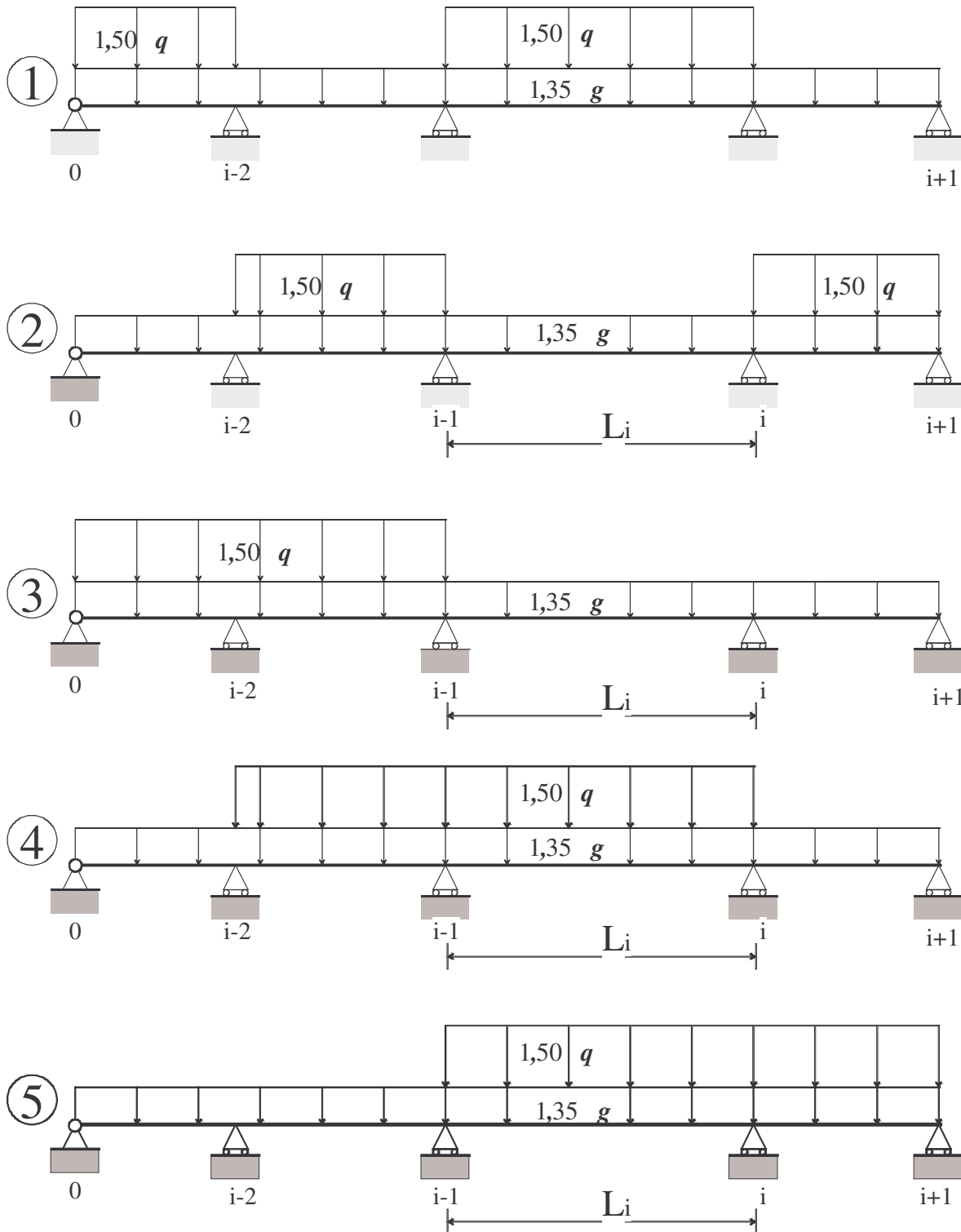
Les charges verticales agissant sur les poteaux peuvent être évaluées en faisant, s'il y a lieu application des lois de dégression et en admettant la discontinuité des différents éléments des planchers (hourdis, poutrelles et poutres). Toutefois les charges ainsi obtenues sont à majorer :

- de 15% pour les poteaux centraux dans le cas de poutres à deux travées,
- de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas de poutres à plus de deux travées, les charges évaluées pour les poteaux de rive, dans l'hypothèse de la discontinuité, n'étant pas réduites.

Dans le cas d'éléments de rive prolongés par des parties en porte à faux, il est tenu compte de l'effet de console dans l'évaluation des charges transmises aux poteaux, en admettant la discontinuité des travées au droit des poteaux voisins des poteaux de rive.

## 13.7.4 CAS DE CHARGEMENT

D'après l'article 5.1.3, les cas de chargement à l'E.L.U. à envisager pour l'étude des poutres continues sont : les cas 3, 4, 5 sont des cas de chargement simplifiés permettant d'obtenir les moments et efforts tranchants maximums aux appuis.



Pour 2 travées      les 3 premiers cas de chargement  
 Pour 3 travées    les 4 premiers cas de chargement  
 Pour 4 travées    les 5 premiers cas de chargement  
 .....  
 Pour  $n$  travées     $n+1$  cas de chargement



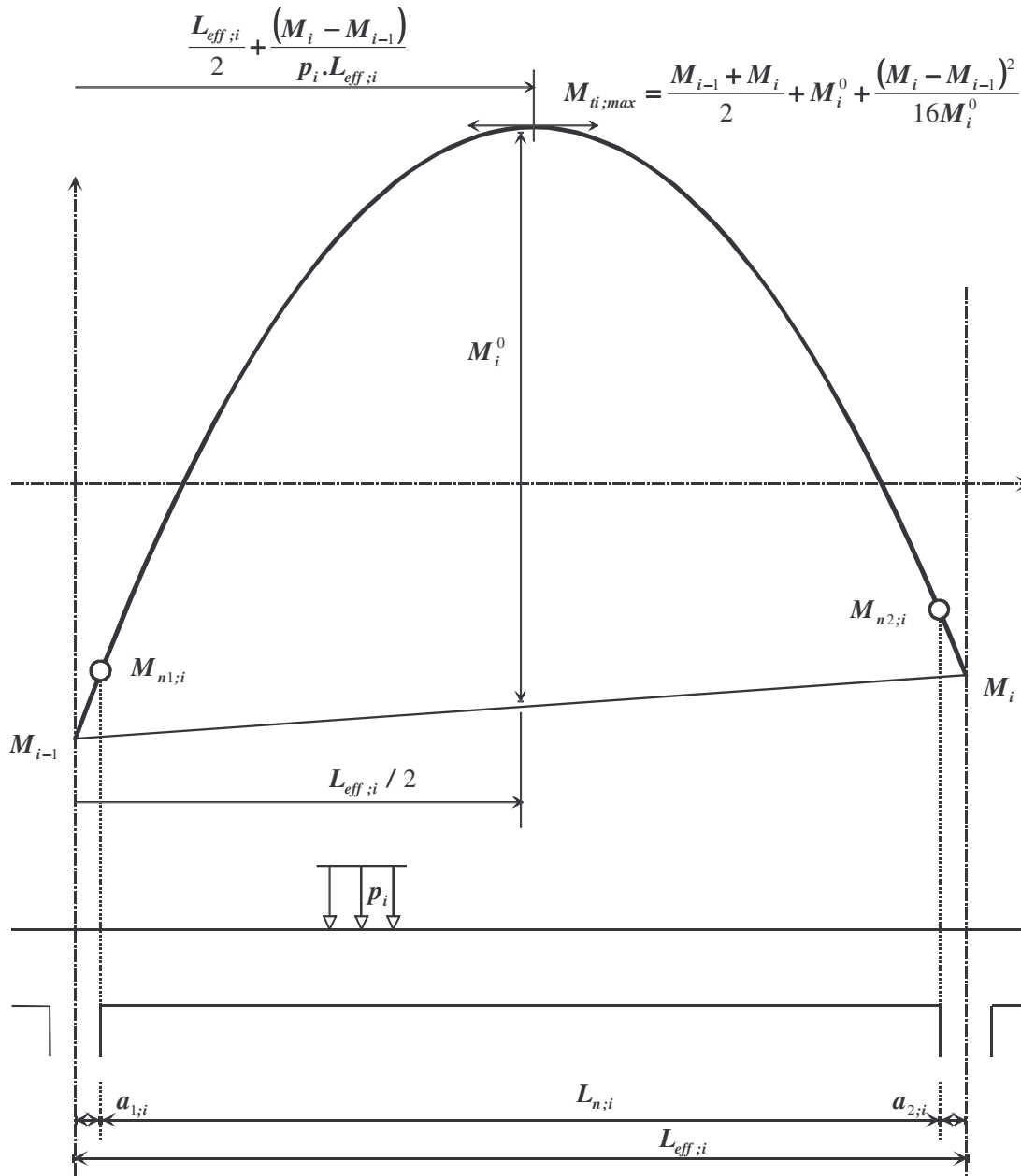
### 13.7.4.1 Équations du moment de flexion et de l'effort tranchant relatives à une travée *i*

Équations intrinsèques pour toute travée *i*. L'abscisse *x* varie de 0 à  $L_{eff;i}$ . ( $L_{eff;i}$  = portée utile de la travée *i*)

$$M_{zi}(x) = M_{zi}^0(x) + M_{i-1} \left( 1 - \frac{x}{L_{eff;i}} \right) + M_i \frac{x}{L_{eff;i}} \quad \text{pour } x \in ]0, L_{eff;i}[$$

$$V_{yi}(x) = V_{yi}^0(x) - \left( \frac{M_i - M_{i-1}}{L_{eff;i}} \right) \quad \text{pour } x \in ]0, L_{eff;i}[$$

Valeurs particulières pour une travée chargée uniformément par  $p_i$  :  $M_i^0 = M_i^0 \left( \frac{L_{eff;i}}{2} \right) = \frac{p_i L_{eff;i}^2}{8}$



### 13.7.4.2 Appuis de rive

Pour un appui de rive formant une construction monolithique avec ses appuis, il convient de dimensionner la section des armatures sur appuis pour un moment de flexion résultant de l'encastrement partiel de  $0,15 M_{t1,max}$ . Ce moment est négatif, les armatures sont en chapeau.

Pour les poutres, la section minimale des armatures longitudinales (condition de non-fragilité) s'applique. 9.2.1.2(1) Note 2

## 13.8 Évaluation des sollicitations

### Dalles isostatiques ou sur appuis continus portant dans deux directions (recommandations professionnelles)

#### 13.8.1 Dalles pleines uniques simplement appuyées sur ses 4 côtés dont le rapport des portées

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} > 0,5 \quad \text{avec} \quad l_x \leq l_y \quad l_x, l_y \text{ sont les portées utiles}$$

#### Dalles isostatiques

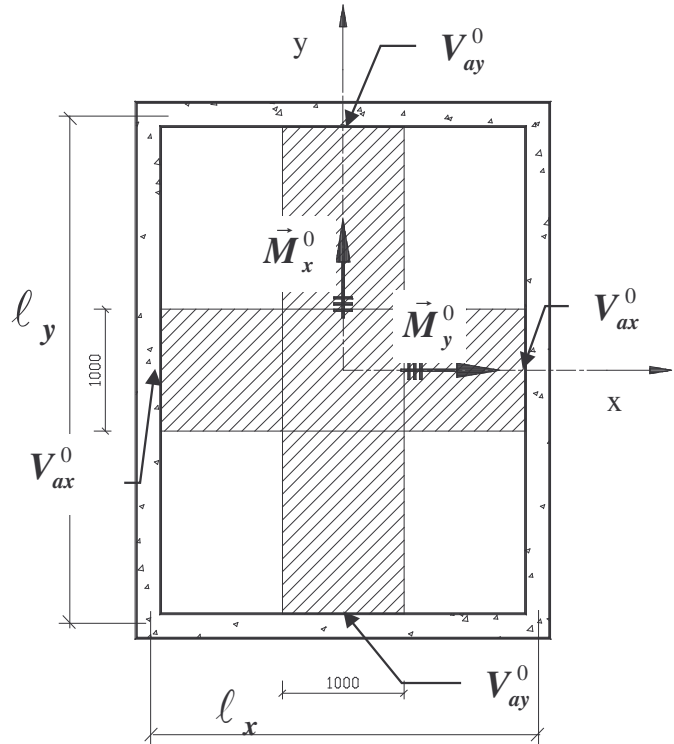
Les méthodes de détermination des sollicitations évoquées dans ce chapitre sont généralement basées sur la théorie des plaques en considérant un matériau élastique linéaire.

Les sollicitations sont évaluées pour des bandes de dalle de 1,000 m de large : les moments sont déterminés au centre de la dalle, les efforts tranchants sur les appuis.

On obtient donc :

- $M_x^0$  et  $M_y^0 \Rightarrow$  en kN.m/m
- $V_{ax}^0$  et  $V_{ay}^0 \Rightarrow$  en kN/m

Note : - L'exposant 0 indique que l'on considère les sollicitations dans une dalle simplement appuyée sur son contour (isostatique).



Cas d'une charge uniformément répartie  $p$  sur la surface du panneau.

Les valeurs des moments de flexion sont déterminées au centre de la dalle en fonction de la valeur de la charge répartie  $p$  et des portées  $l_x$  et  $l_y$ .

$$M_x^0 = \mu_x p l_x^2 \quad M_y^0 = \mu_y M_x^0$$

$$V_{ax}^0 = \frac{p l_x}{(2 + \rho)} \quad V_{ay}^0 = \frac{p l_x}{3}$$

	$v = 0$ béton fissuré	
$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	$\mu_x$	$\mu_y$
0,50	0,0965	0,2584
0,55	0,0892	0,2889
0,60	0,0820	0,3289
0,65	0,0750	0,3781
0,70	0,0683	0,4388
0,75	0,0620	0,5124
0,80	0,0561	0,5964
0,85	0,0506	0,6871
0,90	0,0456	0,7845
0,95	0,0410	0,8887
1,00	0,0368	1,0000

### 13.8.2 dalles sur appuis continus dont le rapport des portées $\rho = \frac{\ell_x}{\ell_y} > 0,5$

Les dalles rectangulaires encastrées (totalement ou partiellement) peuvent être calculées à la flexion sur la base des efforts qui s'y développeraient si elles étaient articulées sur leur contour.

Les valeurs maximales des moments en travée et sur appuis, dans les 2 directions sont évaluées, à des fractions, fixées forfaitairement, de la valeur maximale des moments de flexion  $M_x^0$  et  $M_y^0$  déterminés dans le panneau associé supposé articulé sur son contour ayant les mêmes portées et charges appliquées.

- ❖ En travée, les moments de flexion maximaux calculés dans l'hypothèse de l'articulation peuvent être réduits de 15% à 25% selon les conditions d'encastrement.
- ❖ Les moments d'encastrement sur les grands cotés sont évalués respectivement au moins à 40% et 50% des moments de flexion maximaux évalués dans l'hypothèse de l'articulation.
- ❖ Les moments d'encastrement sur les petits cotés sont égaux à ceux évalués pour les grands cotés dans l'hypothèse que ces grands cotés sont encastrés (totalement ou partiellement) dans les mêmes conditions que les petits cotés.
- ❖ De part et d'autre de chaque appui intermédiaire, que ce soit dans la direction x ou y, on retient la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.
- ❖ Pour la dalle notée  $i$ , lorsqu'il s'agit de la portée principale, si on désigne par  $M_{ix}^0$  le moment maximal calculé dans l'hypothèse de l'articulation, par  $M_{i-1x}$  et  $M_{ix}$  les valeurs absolues prises en compte pour les moments sur appuis (de gauche et de droite) et par  $M_{itx}$  le moment maximal considéré en travée, on doit vérifier l'inégalité :

$$M_{itx} + \frac{M_{i-1x} + M_{ix}}{2} \geq 1,25M_{ix}^0$$

#### Méthode pratique proposée

**On choisit les moments sur les appuis et on en déduit les moments en travée.**

- **Dans le sens principal x**

En rive  $k_{a,rive,x} = 0,15$ , (l'EC2 indique 15% du moment max. de la travée de rive, comme ce moment est inconnu on lui substitue le moment isostatique) (attention, si en rive la dalle se prolonge en console, le moment sur l'appui de rive est statiquement déterminé)

Sur tous les appuis intermédiaires les valeurs du moment de flexion seront déterminées en multipliant par 0,5 la valeur la plus grande des moments isostatiques des 2 dalles encadrant l'appui étudié.

$$M_{i-1x} = k_{i-1x} M_{ix}^0 = 0,5 \times \max(M_{i-1x}^0; M_{ix}^0) \quad M_{ix} = k_{ix} M_{i,x}^0 = 0,5 \times \max(M_{ix}^0; M_{i+1x}^0)$$

On en déduit les différents coefficients  $k_{ix}$

Puis on détermine les coefficients des moments en travée :

$$k_{itx} \geq \min \left[ \max \left( 0,75 ; 1,25 - \frac{k_{i-1x} + k_{ix}}{2} \right) ; 1 \right]$$

- **Dans le sens porteur y**

Les moments sur appuis doivent être égaux à ceux des grands cotés.

Sur les appuis  $M_{iy} = \max[M_{i-1y}; M_{iy}]$  de  $M_{iy} = k_{iy} M_{iy}^0$  on en déduit  $k_{iy}$

En travée  $k_{ity} \geq \min \left[ \max \left( 0,75 ; 1,25 - \frac{k_{i-1y} + k_{iy}}{2} \right) ; 1 \right]$ , généralement  $k_{ity} = 0,75$

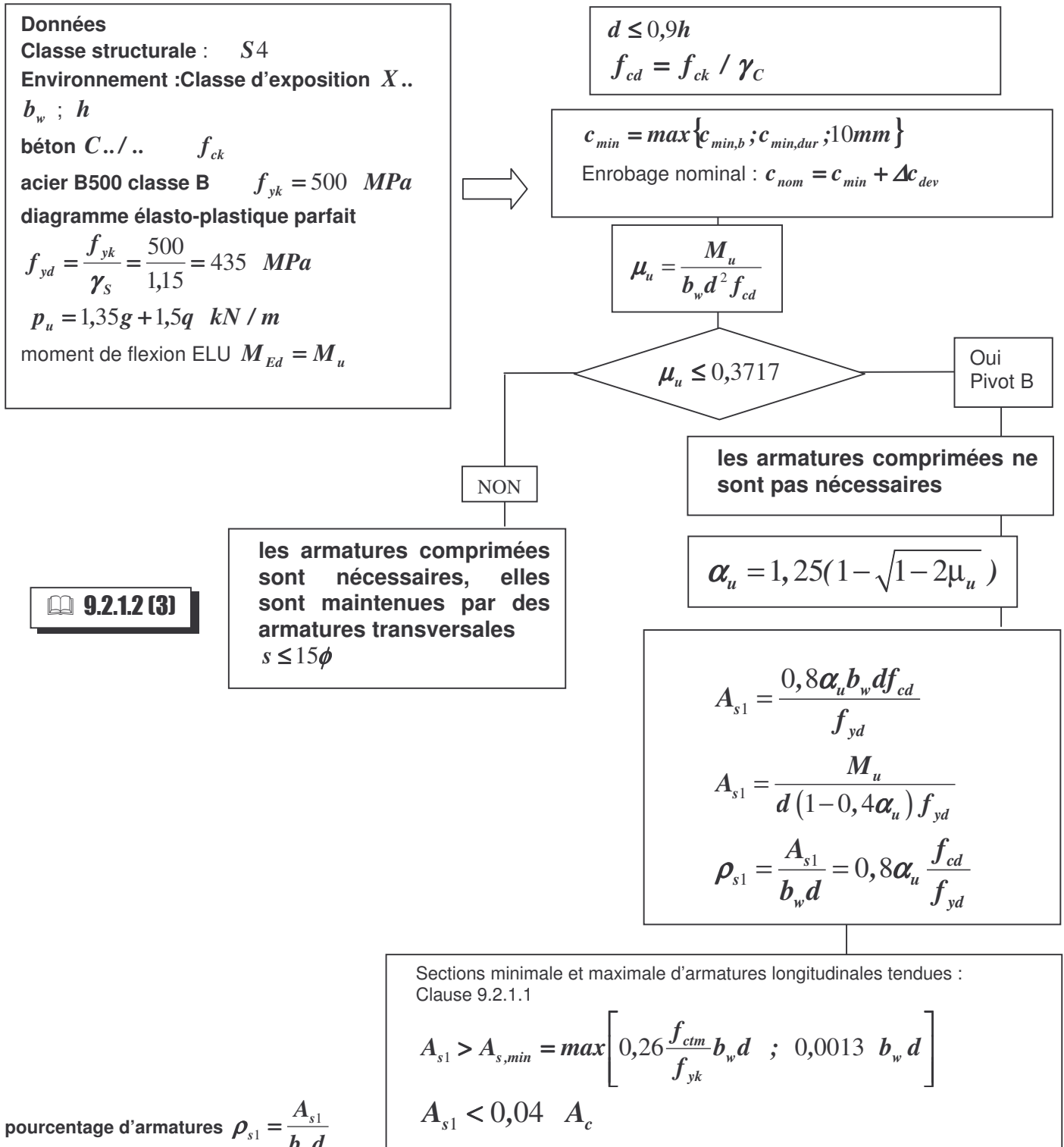
↪ **Pour simplifier**, on pourrait considérer :

- ♦  $k_i = 0,5$  sur tous les appuis intermédiaires et  $k_{a,rive} = 0,15$  en rive,

- ♦ En travée, les coefficients seront pris forfaitairement :

- pour une dalle de rive  $M_{t1x} = 0,925M_{1x}^0$  et pour une dalle intermédiaire  $M_{itx} = 0,75M_{ix}^0$
- pour une dalle de rive  $M_{t1y} = 0,925M_{1y}^0$  et pour une dalle intermédiaire  $M_{ity} = 0,75M_{iy}^0$

### 13.9 Organigramme de calcul des armatures longitudinales en flexion simple, section rectangulaire :



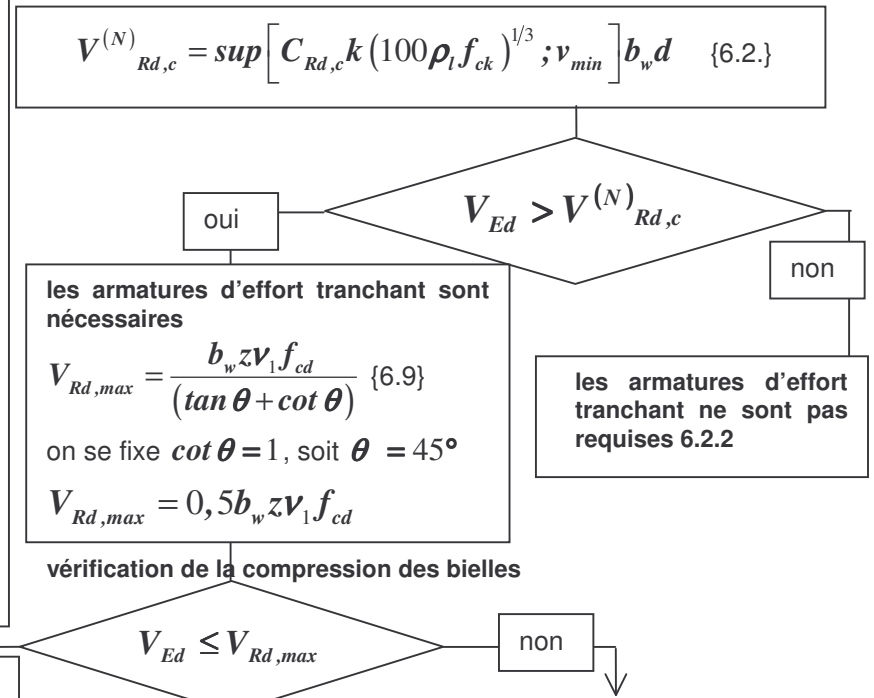
Le pourcentage d'armatures  $\rho_{s1} = \frac{A_{s1}}{b_w d}$

Équation alternative du bras de levier  $z_u = d(1 - 0,4\alpha_u) = d \frac{(1 + \sqrt{1 - 2\mu_u})}{2}$

Il faut déterminer la hauteur utile réelle  $d_{réelle}$ , celle-ci doit être supérieure à la valeur forfaitaire considérée.



### 13.10 Organigramme simplifié de calcul des armatures d'effort tranchant en flexion simple :



$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad \{6.8\}$$
 on se fixe  $\cot \theta = 1 \quad V_{Ed} \leq \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \Rightarrow \frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{z f_{ywd}}$

**choix de la section d'acier**  $\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w s}$

$A_{sw} \geq \rho_{w,min} b_w s_{l,max}$   
**Calcul du premier espacement avec**

$$s \leq \frac{A_{sw} z f_{ywd}}{V_{Ed}}$$

L'angle  $\theta = 45^\circ$  des bielles ne peut pas être augmenté. Il faut redimensionner le coffrage

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad \{9.5N\}$$

$$s_{l,max} = 0,75d$$

$$s_{t,max} = \inf(0,75d, 600mm)$$

**Données :**  $b_w$   $h$  ; **Classe structurale :** S4  
**Environnement :** Classe d'exposition X..  
**béton** C../..  $f_{ck}$   $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$   
 Enrobage nominal :  $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$   
 $c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur}; 10mm\}$   
 $\Rightarrow d$  ;  $z$  inconnu  $\Rightarrow z = 0,9d$   
 $b_w$  plus petite largeur de la section droite dans la zone tendue  
 $v_1 = 0,6 \left[ 1 - \frac{f_{ck} (MPa)}{250} \right] v_1 f_{cd}$   
**acier B500 classe B**  $f_{yk} = 500 MPa$   
 $f_{ywd} = \frac{f_{ywk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 MPa$   
 $p_u = 1,35g + 1,5q \text{ kN / m}$   
 effort tranchant max. de calcul (appui)  $V_{Ed}$

La résistance des bielles est surabondante

$$k = \min \left[ 1 + \sqrt{\frac{200}{d^{(mm)}}}; 2 \right] \quad C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$$

Le pourcentage  $\rho_l$  d'acier longitudinal de flexion  $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$

$A_{sl}$  : aire de la section des armatures tendues, prolongée d'une longueur supérieure à  $d + l_{bd}$  au-delà de la section considérée. ( $l_{bd}$  étant la longueur d'ancrage de calcul)

$$v_{min} = \frac{0,34}{\gamma_c} f_{ck}^{1/2}$$
 pour les dalles bénéficiant d'un effet de redistribution transversale sous le cas de charge considéré.

$$v_{min} = \frac{0,053}{\gamma_c} k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$
 poutres et dalles autres que celles ci-dessus

### 13.11 Épure d'arrêt de barres:

Il convient que les armatures longitudinales tendues soient capables de résister à l'effort de traction supplémentaire généré par l'effort tranchant.

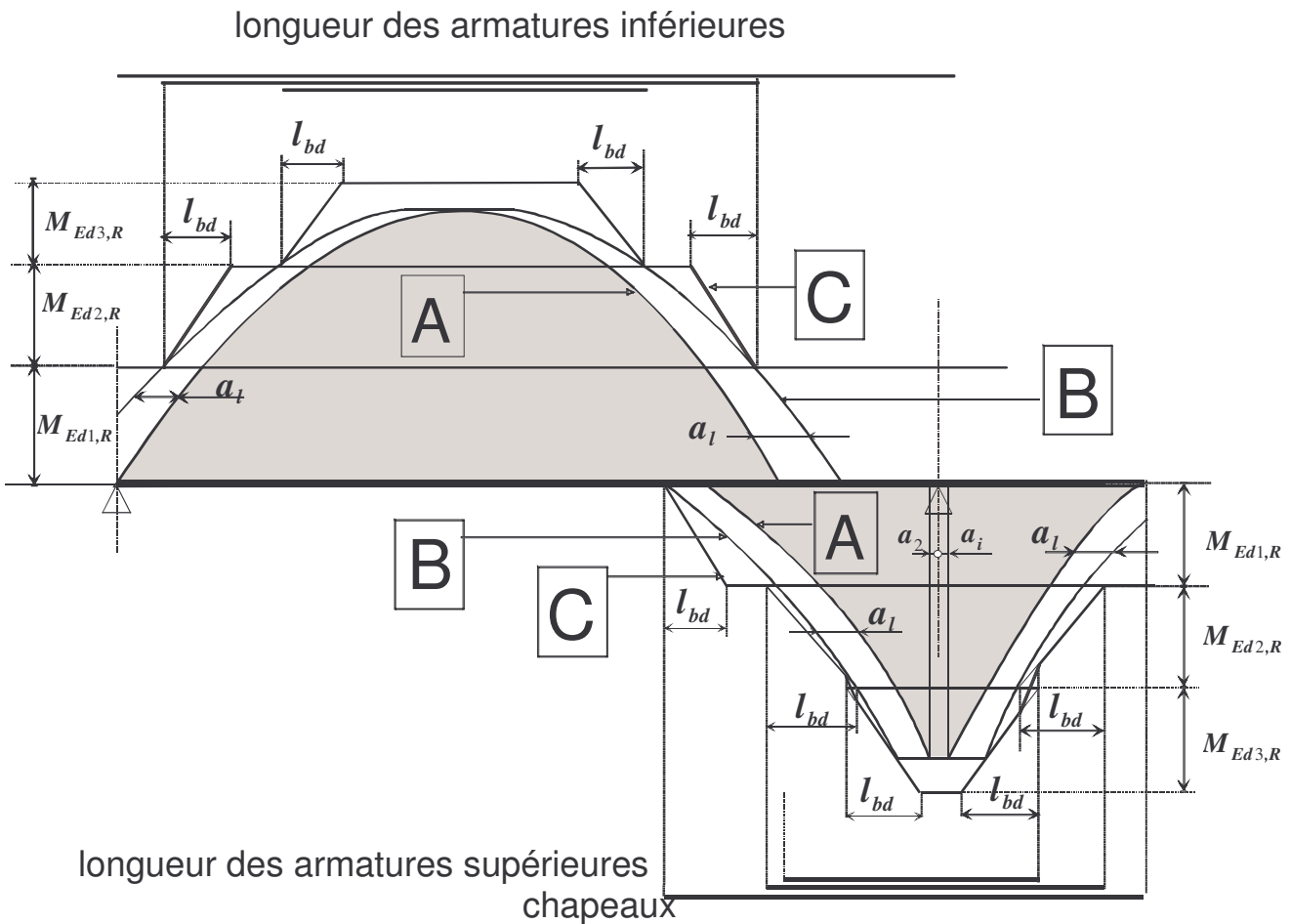
Pour tenir compte de cette remarque, la détermination des longueurs des barres (épure d'arrêt des armatures longitudinales) sera réalisée sur une courbe enveloppe dilatée (ou décalée) dans le sens le plus défavorable.

Pour des armatures d'effort tranchant droites, pour une inclinaison des bielles fixée à  $\theta = 45^\circ$

Pour les poutres, l'expression réglementaire de ce décalage est:  $a_l = \frac{z}{2}$   
avec le bras de levier de calcul ou forfaitairement en prenant  $z = 0,9d$

Pour des éléments sans armatures d'effort tranchant (dalles)  $a_l = d$

Figure 9.2 : illustration de l'épure d'arrêt des armatures longitudinales, tenant compte de l'effet des fissures inclinées et de la résistance des armatures sur leur longueur d'ancrage  
Sur la figure ci-dessous le moment est considéré au nu de l'appui



- A** diagramme enveloppe du moment de flexion agissant  $M_{Ed}$
- B** diagramme enveloppe du moment de flexion décalé (pour tenir compte de l'effort tranchant)
- C** diagramme enveloppe du moment de flexion résistant  $M_{Ed,R}$

## 13.12 Vérification du lit inférieur sur appui

### 13.12.1 Ancrage des armatures inférieures sur un appui de rive

Pour des armatures d'effort tranchant droites, des bielles de béton inclinées de  $\theta = 45^\circ$ .

Sur l'appui de rive, pour être de côté de la sécurité, les armatures inférieures doivent reprendre l'effort

$$F_{Ed} = |V_{Ed}|$$

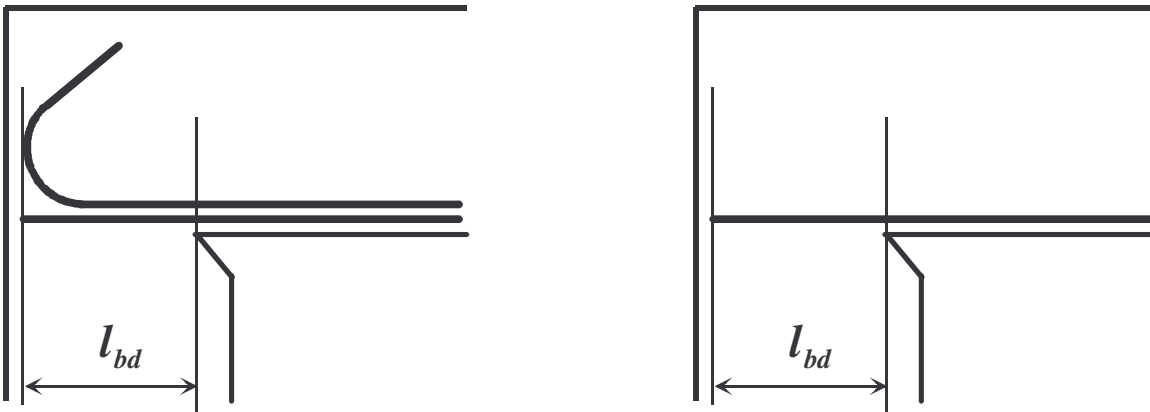
Cette force conditionne la section droite du 1<sup>er</sup> lit d'armatures longitudinales et son ancrage.

$$A_{s,appui} = \frac{|V_{Ed}|}{f_{yd}}$$

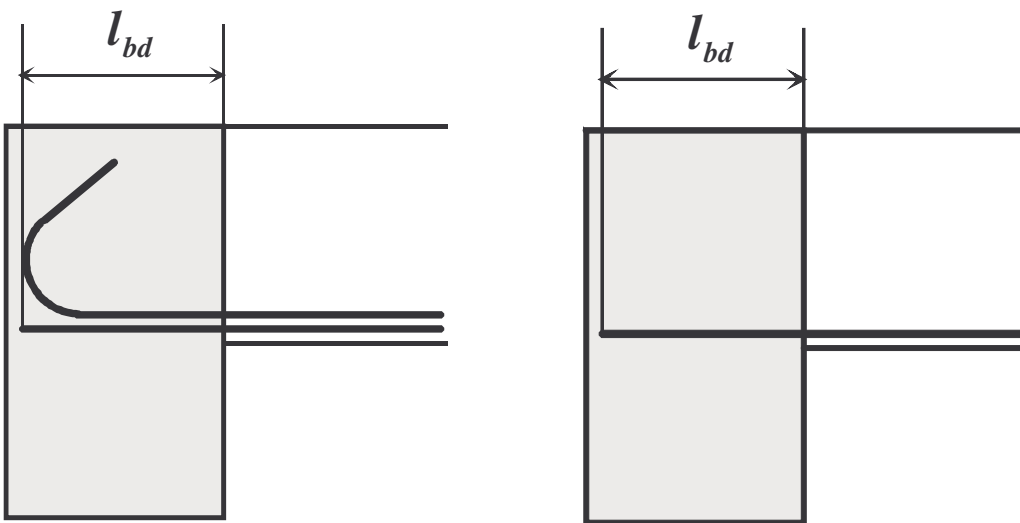
(3) La longueur d'ancrage est  $l_{bd}$  conformément à 8.4.4, mesurée à partir de la ligne de contact entre la poutre et l'appui (nu de l'appui). La pression transversale peut être prise en compte pour un appui direct. Voir la Figure 9.3.

Figure 9.3. Ancrage des armatures inférieures au niveau des appuis d'extrémité

a) appui direct : poutre reposant sur un mur ou un poteau



b) appui indirect : poutre encastrée dans une autre poutre



### 13.12.2 Ancrage des armatures inférieures au niveau des appuis intermédiaires (aspect réglementaire)

9.2.15

(2) Il convient que la longueur d'ancrage ne soit pas inférieure à  $10\phi$  dans le cas des barres droites, au diamètre du mandrin dans le cas des crochets et des coudés avec des diamètres de barre au moins égaux à 16 mm, ou à deux fois le diamètre du mandrin dans les autres cas (voir la Figure 9.4 (a)). Ces valeurs minimales sont normalement valables mais une analyse plus fine peut être effectuée, conformément à 6.6.

(3) Il convient de spécifier, dans des documents du contrat, les armatures exigées pour résister à des moments positifs éventuels (par exemple : tassement de l'appui, explosion, etc.). Il convient que ces armatures soient continues, ce qui peut être réalisé au moyen de recouvrements (voir la Figure 9.4 (b) ou (c)).

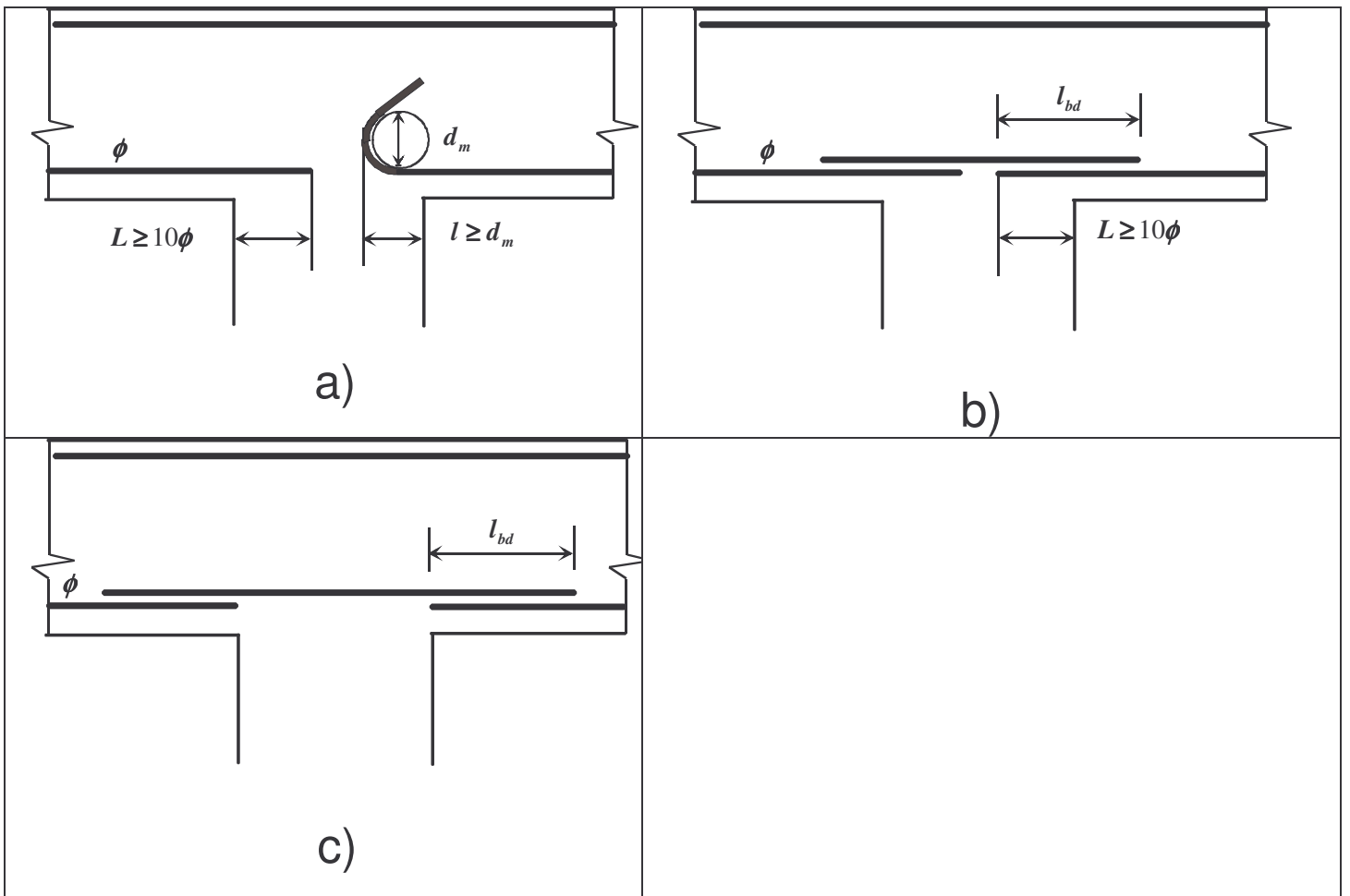


Figure 9.4 : Ancrage au niveau des appuis intermédiaires



## 13.13 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES : dalles portant dans un ou deux sens.

### 13.13.1 Armature de flexion

 **..9.3**

- Les règles {relatives à l'épure d'arrêt des barres longitudinales tendues, l'ancrage des armatures inférieures sur les appuis} données en 9.2.1.3 (1) et 4(1) à (3) et 5 (1) à (2) s'appliquent. En particulier, pour les dispositions constructives concernant les armatures principales, l'article 9.3 est applicable, avec pour décalage de la courbe des moments:  $a_l = d$  (dans l'article 9.2.13 armatures d'effort tranchant non nécessaires).
- Il convient de prévoir des armatures secondaires transversales dans les dalles portant dans un seul sens. (dalles uni-directionnelles)

En règle générale, la section d'armatures transversales secondaires (de répartition) doit être au moins égale à 20% de la section d'armatures principales.

 **..9.3.1(12)**

Soit  $x$  le sens porteur, les armatures dans la direction  $y$  doivent vérifier  $A_{sy} \geq \frac{A_{sx}}{5}$  (exprimées / m de largeur)

Au voisinage des appuis, des armatures transversales aux barres principales supérieures ne sont pas nécessaires lorsqu'il n'existe aucun moment de flexion transversal.

- Les clauses 9.2.1.1 (1) et (3) donnent les pourcentages d'acier minimal et maximal dans la direction principale.

$$A_s^{mm^2} \geq \max \left[ 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d ; 0,0013 b_t d \right] \quad A_{s1} + A_{s2} < 0,04 A_c$$

Avec  $A_{s1}$  armatures tendues,  $A_{s2}$  armatures comprimées

- **La distance maximale entre les barres** est la suivante :  $s_{max,slabs}$ ,  $h$  étant l'épaisseur totale de la dalle.

- **pour les armatures principales,**

$\max(2h ; 250mm)$ , dans le cas où il y a des charges concentrées,

$\max(3h ; 400mm)$ , dans le cas contraire ;

- **pour les armatures secondaires,**

$\max(3h ; 400mm)$ , dans le cas où il y a des charges concentrées,

$\max(3,5h ; 450mm)$ , dans le cas contraire ;

 **..9.3.11**

### 13.13.2 Armatures des dalles au voisinage des appuis

 **..9.3.12**

Dans les dalles, la moitié de l'armature calculée en travée doit se poursuivre sur les appuis et y être ancrée conformément à 8.4.4.

 **..9.2.15**

S'il existe sur un des côtés d'une dalle un encastrement partiel, non pris en compte dans l'analyse, les armatures supérieures doivent pouvoir équilibrer au moins 25% du moment maximal de la travée adjacente. Dans le cas de l'appui de rive, la proportion du moment maximal à équilibrer par les armatures supérieures peut être réduite à 15% du moment maximal dans la travée isostatique associée ; ces armatures doivent être prévues sur une longueur au moins égale à 0,2 fois la portée adjacente la plus grande (de même en rive) avec un minimum égal à  $l_{bd}$ , comptée depuis le nu de l'appui.

### 13.13.3 Armatures d'angle

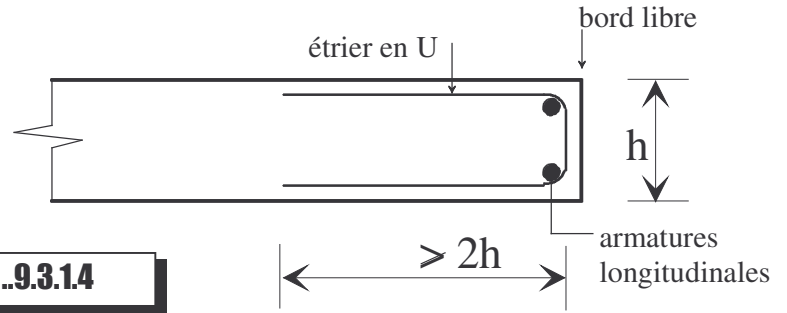
 **..9.3.13**

Si les dispositions d'appui sont telles que le soulèvement de l'angle d'une dalle est empêché, il convient de prévoir des armatures appropriées.

### 13.13.4 Armatures des bords libres

Figure 9.8 : armatures de bord d'une dalle

Le long d'un bord libre (sans appui), une dalle doit normalement comporter des armatures longitudinales et transversales généralement disposées de la manière indiquée fig. 9.8.



Les armatures propres de la dalle peuvent jouer le rôle d'armatures de bord.

..9.3.14

..9.3.2

### 13.13.5 Armatures d'effort tranchant

Vérification pour que les armatures d'âme ne soient pas nécessaires

Si  $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}^{(N)} = \max \left[ v_{min} b_w d ; C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d \right]$  en flexion simple

..6.2.2

Les armatures d'âme ne sont pas nécessaires

Voir organigramme relatif à la détermination des armatures d'effort tranchant

..6.2.(4)

## 13.14 - TRACTION SIMPLE - LES TIRANTS

Pour la condition de non-fragilité, on utilise :  
Sections minimales d'armatures pour la maîtrise de la fissuration

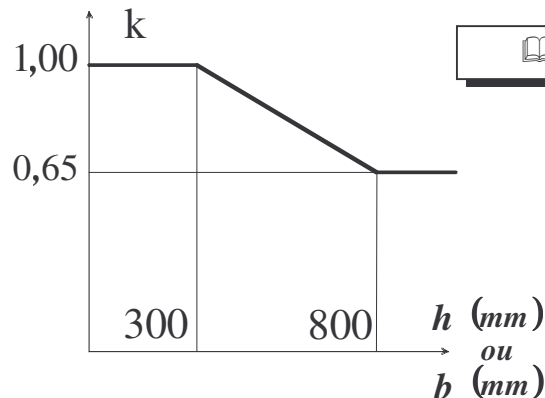
$$A_{s,min} = k_c k \frac{f_{ct,eff}}{\sigma_s} A_{ct} \quad \{7.1\}$$

$$0,65 \leq k \leq 1$$

$$b \leq 300 \text{ mm} \quad k = 1$$

$$300 \leq b \leq 800 \text{ mm} \quad k = 1,21 - 0,7 \cdot 10^{-3} b^{(mm)}$$

$$b > 800 \text{ mm} \quad k = 0,65$$



..7.3.2

En traction pure :  $k_c = 1$ ,

$$A_{ct} = b_w h,$$

$$\sigma_s = f_{yk} ;$$

$$A_{s,min} = k \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_w h = k \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} A_c$$

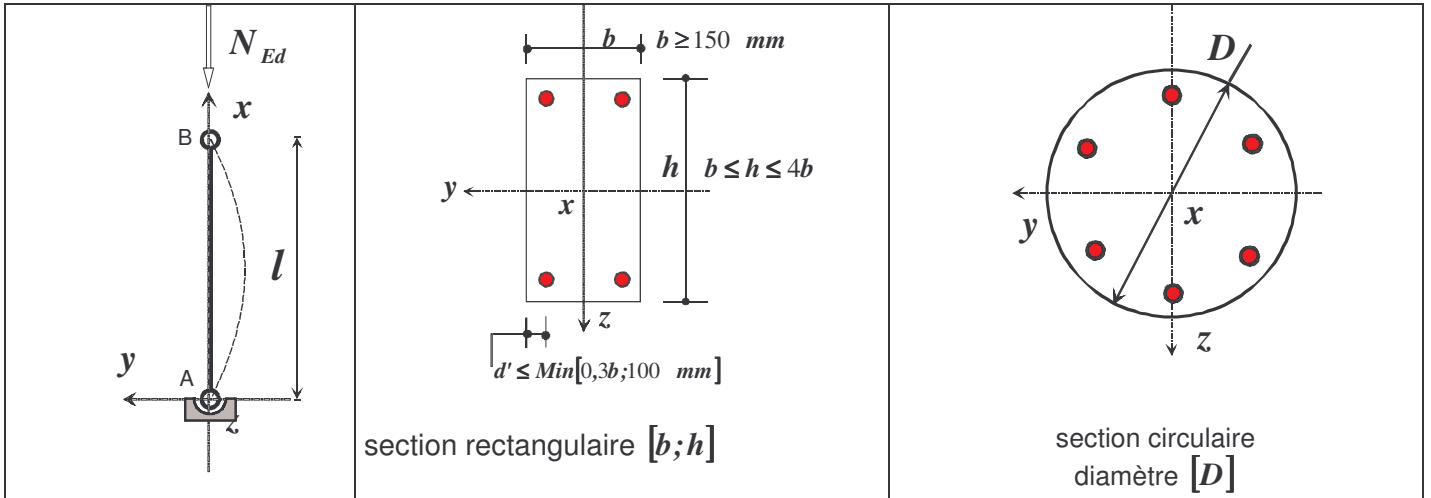
Les armatures, correspondant aux tirants, doivent être entièrement ancrées, avec une longueur d'ancrage  $l_{bd}$  conformément à 8.4.

9.9 (2)

## 13.15 COMPRESSION SIMPLE - LES POTEAUX -

### 13.15.1 Méthode simplifiée proposée (recommandations professionnelles)

#### 13.15.1.1 Conditions d'emploi

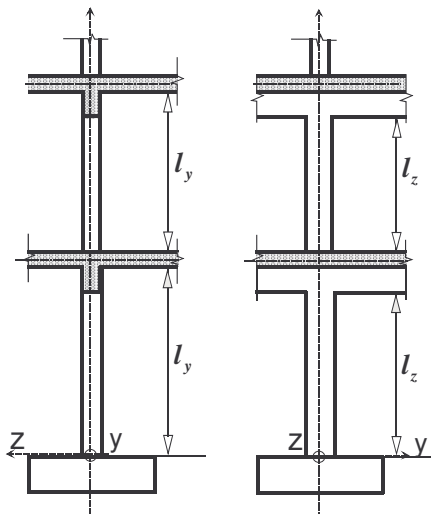


- poteau bi-articulé sous charges centrées  $N_{Ed}$ , chargement à au moins 28 jours
- élancement  $\lambda \leq 120$  ;  $20 \leq f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$  ;  $400 \leq f_{yk} \leq 600 \text{ MPa}$
- épaisseur dans le sens du flambement :  $D$  ou  $b \geq 150 \text{ mm}$
- distance  $d'$  de l'axe des aciers à la paroi la plus proche  $d' = c_{nom} + \phi_t + \phi_l / 2$  ;  
 $d' \leq \text{Min}[0,3b; 100 \text{ mm}]$
- armatures symétriques, par moitié sur chaque face pour une section rectangulaire et au moins 6 barres pour une section circulaire
- $\rho = \frac{A_s}{bh}$   $\rho = \frac{A_s}{\pi D^2 / 4}$  pourcentages d'armatures limité à  $\rho \leq 3\%$
- $l$  : hauteur libre de l'élément comprimé entre liaisons d'extrémité

Les extrémités devraient être interprétées comme les interfaces des éléments poutres ou dalles avec l'élément poteau. La hauteur libre correspond à la distance entre l'arase supérieure de la dalle et le nu inférieur de la poutre ou de la dalle supportée.

Pour déterminer l'élancement max., il faut envisager les 2 directions orthogonales :  $\lambda_{max} = \max[\lambda_y; \lambda_z]$   $\lambda_y = l_y / i_y$  ;  $\lambda_z = l_z / i_z$

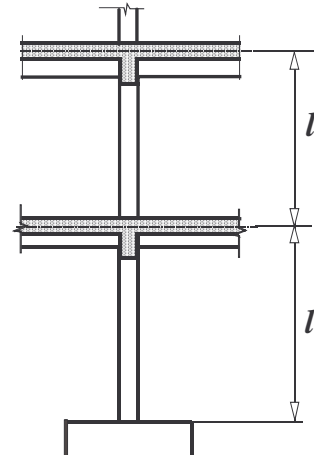
$l$  : hauteur libre de l'élément comprimé entre liaisons d'extrémité



#### détermination simplifiée de la hauteur libre $l$

Pour les éléments comprimés armés, la position des liaisons d'extrémité n'étant pas clairement définie par une figure sur l'eurocode 2, différentes interprétations sont envisageables. On pourrait par exemple considérer la plus sécuritaire.

- distance entre plan moyen des dalles
- distance entre plan moyen de la dalle et arase supérieure de la semelle de fondation



**13.15.1.2 Capacité portante : Formule du type :** 
$$N_{Rd} = \alpha k_h A_c [f_{cd} + \rho f_{yd}]$$

$\ell_0$  = longueur efficace (ou de flambement) ;

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{f_{ck}}{1,5} \quad ; \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{f_{yk}}{1,15}$$

$A_s$  = section totale des aciers situés à la distance  $d'$  des parois, disposés en deux lits pour une section rectangulaire ou en six barres réparties pour une section circulaire.

$$\delta = \frac{d'}{b} \quad \text{« enrobage » relatif}$$

$A_c$  aire de la section droite du béton

Dimensions de la section droite	$h$ = largeur du poteau rectangulaire $b$ = épaisseur du poteau rectangulaire dans le sens du flambement, $b$ dimension du poteau parallèle au plan contenant la ligne moyenne déformée du poteau (aussi appelée plan de flambement)	$D$ = diamètre de la section circulaire
élancement	$\lambda = \frac{\ell_0 \sqrt{12}}{b}$ dans le sens du flambement	$\lambda = \frac{4\ell_0}{D}$
% d'acier total	$\rho = \frac{A_s}{A_c} = \frac{A_s}{bh}$	$\rho = \frac{A_s}{A_c} = \frac{A_s}{\left(\frac{\pi D^2}{4}\right)}$

**Section rectangulaire**

$$N_{Rd} = k_h k_s \alpha [bh f_{cd} + A_s f_{yd}]$$

$$\alpha = \frac{0,86}{1 + \left(\frac{\lambda}{62}\right)^2} \quad \text{si } \lambda \leq 60$$

$$\alpha = \left(\frac{32}{\lambda}\right)^{1,3} \quad \text{si } 60 < \lambda \leq 120$$

$$k_h = [0,75 + 0,5b^{(m)}][1 - 6\rho\delta] \quad \text{pour } b < 0,500m$$

sinon  $k_h = 1$

$$k_s = 1,6 - 0,6 \frac{f_{yk}}{500} \quad \text{pour } f_{yk} > 500MPa \text{ et } \lambda > 40$$

sinon  $k_s = 1$

**Remarque.** Pour  $b < 0,500m$ , si l'on ne connaît pas les valeurs de  $\rho$  et  $\delta$ , on peut prendre, pour les sections rectangulaires à titre conservatoire :

$k_h = 0,77$  (article sur [btp.equipement.gouv.fr](http://btp.equipement.gouv.fr)) valeur déterminée avec  $b_{min} = 0,150 m$ ,  $\delta_{max} = 0,3$ ,  $\rho = 0,04$

Sur tome 7 de M Thonier  $[1 - 6\rho\delta] = 0,95$  soit  $\rho\delta = 0,05 / 6 = 0,00833$   $k_h = 0,95[0,75 + 0,5b^{(m)}]$

Les Règles Professionnelles proposent  $k_h = 0,93$

Choix : Pour  $b < 0,500m$ ,  $[1 - 6\rho\delta] = 0,95$

**Section circulaire**

$$N_{Rd} = k_h k_s \alpha \left[ \frac{\pi D^2}{4} f_{cd} + A_s f_{yd} \right]$$

$$\alpha = \frac{0,84}{1 + \left(\frac{\lambda}{52}\right)^2} \quad \text{si } \lambda \leq 60$$

$$\alpha = \left(\frac{27}{\lambda}\right)^{1,24} \quad \text{si } 60 < \lambda \leq 120$$

$$k_h = [0,7 + 0,5D^{(m)}][1 - 8\rho\delta] \quad \text{pour } D < 0,600m$$

sinon  $k_h = 1$

$$k_s = 1,6 - 0,65 \frac{f_{yk}}{500} \quad \text{pour } f_{yk} > 500MPa \text{ et } \lambda > 30$$

sinon  $k_s = 1$

**Remarque.** pour  $D < 0,600m$ , si l'on ne connaît pas les valeurs de  $\rho$  et  $\delta$ , on peut prendre, à titre conservatoire :

$k_h = 0,70$  (article sur [btp.equipement.gouv.fr](http://btp.equipement.gouv.fr)) valeur déterminée avec  $D_{min} = 0,150 m$ ,

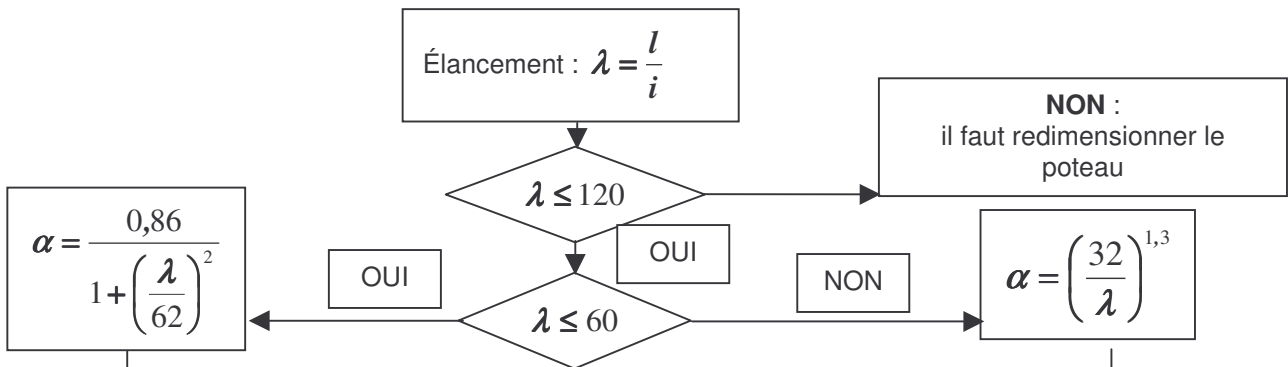
$\delta_{max} = 0,3$ ,  $\rho = 0,04$

Choix : pour  $D < 0,600m$ ,  $[1 - 8\rho\delta] = 0,93$

### 13.15.2 ORGANIGRAMME POTEAUX RECTANGULAIRES

- Données :-**
- Classe structurante  $S4$  ; Classe d'exposition  $X \dots$  donnant un enrobage nominal  $c_{nom}$
  - $N_{Ed}$ , effort normal centré aux ELU
  - $A_c$ , aire du béton  $b \times h$ , avec  $b \leq h$  (ou  $b$  en mètre, correspondant au sens du flambement)
  - Enrobage relatif  $\delta = \frac{d'}{b}$  avec  $d' = c_{nom} + \phi_t + \frac{\phi_l}{2}$ 

Si  $d'$  est inconnu, prendre :  
 40 mm pour XC1  
 55 mm pour XC4
  - Classe du béton C  $\dots$  donnant  $f_{ck}$  et  $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5}$  (âge du béton > 28 jours)
  - Acier B500 donnant  $f_{yk} = 500$  MPa et  $f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 434,8$  MPa
  - Longueur efficace (ou de flambement) notée  $\ell_0 =$  longueur libre du poteau notée  $l$



$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad \text{et} \quad N_{Rd} = \alpha k_h A_c [f_{cd} + \rho f_{yd}]$$

avec  $\rho = \frac{A_s}{A_c}$  et si  $b < 0,500$  m alors  $k_h = [0,75 + 0,5b^{[m]}][1 - 6\rho\delta]$  sinon  $k_h = 1$

La valeur de  $A_s$  est obtenue en résolvant l'équation du 2<sup>nd</sup> degré suivante :

$$\left(6 \frac{\delta}{A_c} f_{yd}\right) A_s^2 - (f_{yd} - 6\delta f_{cd}) A_s + \left(\frac{N_{Ed}}{K} - A_c f_{cd}\right) = 0 \quad \text{avec } K = \alpha(0,75 + 0,5b^{[m]}) \text{ ou } b \text{ en m}$$

En première approximation pour obtenir une valeur approchée de  $A_s$  :

si  $b < 0,5$  m, on peut poser :  $k_h = 0,95 [0,75 + 0,5b^{[m]}]$  ou  $b$  en m sinon  $k_h = 1$  dans  $N_{Ed} = \alpha k_h A_c [f_{cd} + \rho f_{yd}]$

#### Section minimale des armatures longitudinales

$$A_{s,min} = \max \left[ \frac{0,10 N_{Ed}}{f_{yd}} ; \frac{0,2}{100} A_c \right] \quad \{9.12N\}$$

$A_c$  = aire de la section brute transversale de béton

$f_{yd}$  limite élastique de calcul de l'armature

Le diamètre des barres longitudinales  $\phi_l \geq \phi_{min} = 8$  mm

#### Section maximale des armatures longitudinales

en dehors des zones de recouvrement  $A_{s,max} = \frac{4}{100} A_c$

dans les zones de recouvrement  $A_{s,max} = \frac{8}{100} A_c$

#### Armatures transversales :

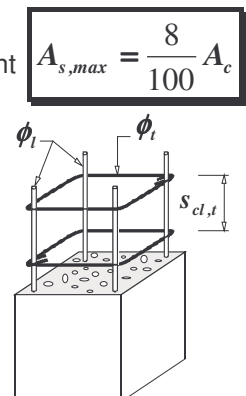
$$\phi_t \geq \max [6 \text{ mm} ; \phi_{l,max} / 4]$$

espacement:  $s_{cl,t} \leq s_{cl,max} = \min [400 \text{ mm} ; 20\phi_{l,min} ; b]$

$\phi_{l,min}$  = diamètre de la plus petite armature longitudinale résistante

$b$  = plus petite dimension transversale

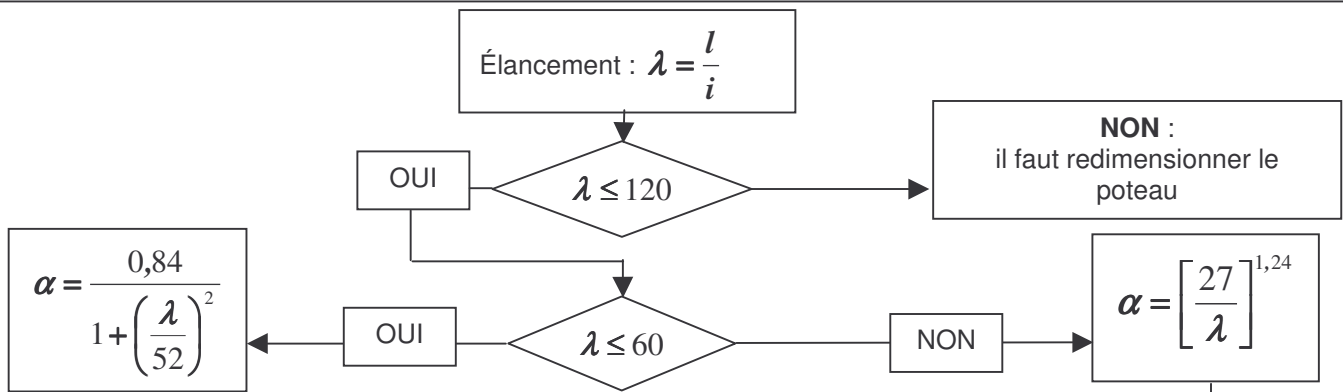
Les armatures transversales doivent maintenir toutes les barres prises en compte dans les calculs de résistance



### 13.15.3 ORGANIGRAMME POTEAUX CIRCULAIRES

- Données :-** Classe structurante  $S4$  ; Classe d'exposition  $X$  ... donnant un enrobage nominal  $c_{nom}$
- $N_{Ed}$ , effort normal centré aux ELU
  - $A_c$ , aire du béton  $A_c = \frac{\pi D^2}{4}$ ,  $D$  en mètres
  - Enrobage relatif  $\delta = \frac{d'}{D}$  avec  $d' = c_{nom} + \phi_t + \frac{\phi_l}{2}$
  - Classe du béton C ... donnant  $f_{ck}$  et  $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5}$  (âge du béton > 28 jours)
  - Acier B500 donnant  $f_{yk} = 500$  MPa et  $f_{yd} = f_{yk}/1,15 = 434,8$  MPa
  - Longueur efficace (ou de flambement) notée =  $\ell_0$  = longueur libre du poteau notée  $l$

Si  $d'$  est inconnu, prendre :  
40 mm pour XC1  
55 mm pour XC4



$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad \text{et} \quad N_{Rd} = \alpha k_h A_c [f_{cd} + \rho f_{yd}]$$

avec  $\rho = \frac{A_s}{A_c}$  et si  $D < 0,600$  m alors  $k_h = [0,7 + 0,5D^{[m]}][1 - 8\rho\delta]$  sinon  $k_h = 1$

La valeur de  $A_s$  est obtenue en résolvant l'équation du 2<sup>nd</sup> degré suivante :

$$\left(8 \frac{\delta}{A_c} f_{yd}\right) A_s^2 - (f_{yd} - 8\delta f_{cd}) A_s + \left(\frac{N_{Ed}}{K} - A_c f_{cd}\right) = 0 \quad \text{avec} \quad K = \alpha(0,7 + 0,5D^{[m]}) \quad \text{ou} \quad D \text{ en m}$$

En première approximation, pour obtenir une valeur approchée de  $A_s$ ,

si  $D < 0,6$  m, on peut poser :  $k_h = 0,93[0,7 + 0,5D^{[m]}]$  ou  $D$  en m sinon  $k_h = 1$  dans  $N_{Ed} = \alpha k_h A_c [f_{cd} + \rho f_{yd}]$

#### Section minimale des armatures longitudinales

$$A_{s,min} = \max \left[ \frac{0,10 N_{Ed}}{f_{yd}} ; \frac{0,2}{100} A_c \right] \quad \{9.12N\}$$

$A_c$  = aire de la section brute transversale de béton

$f_{yd}$  limite élastique de calcul de l'armature

Le diamètre des barres longitudinales  $\phi_l \geq \phi_{min} = 8$  mm

#### Section maximale des armatures longitudinales

en dehors des zones de recouvrement  $A_{s,max} = \frac{4}{100} A_c$

dans les zones de recouvrement  $A_{s,max} = \frac{8}{100} A_c$

#### Armatures transversales :

$$\phi_t \geq \max [6 \text{ mm} ; \phi_{l,max} / 4]$$

espacement:  $s_{cl,t} \leq s_{cl,max} = \min [400 \text{ mm} ; 20\phi_{l,min} ; b]$

$\phi_{l,min}$  = diamètre de la plus petite armature longitudinale résistante

$b$  = plus petite dimension transversale

Les armatures transversales doivent maintenir toutes les barres prises en compte dans les calculs de résistance

### 13.15.4 espacement des cours $s_{cl,t}$

Il convient d'ancrer convenablement les armatures transversales.

Il convient de réduire l'espacement d'un facteur 0,6 (multiplier  $s_{cl,max}$  par 0,6):

$$s_{cl,t} \leq 0,6s_{cl,max} = \min [240 \text{ mm} ; 12\phi_{l,min} ; 0,6b] \quad b \text{ petite dimension transversale du poteau}$$

- dans les sections situées à une distance au plus égale à la plus grande dimension de la section transversale du poteau ( $h$ ) ; ces sections peuvent se trouver au-dessus et au-dessous d'une poutre ou d'une dalle.
- dans les jonctions par recouvrement d'armatures longitudinales lorsque le diamètre maximal des barres longitudinales est supérieur à 14 mm ( $\phi_l > 14$ ). Un minimum de 3 barres (cours d'armatures) transversales régulièrement disposées dans la longueur de recouvrement est nécessaire.

..9.5.3(4)

Lorsque la direction des barres longitudinales change (aux changements de dimensions du poteau par exemple), il convient de calculer l'espacement des armatures transversales en tenant compte des efforts transversaux associés. Ces effets peuvent être ignorés si le changement de direction est inférieur ou égal à 1 pour 12.

..9.5.3(5)

Il convient que chaque barre longitudinale (ou paquet de barres longitudinales) placé dans un angle soit maintenue par des armatures transversales.

	$\leq 150 \text{ mm}$	<p>Il convient dans une zone comprimée, de ne pas disposer de barre non tenue à plus de 150 mm d'une barre tenue.</p>
--	-----------------------	---

..9.5.3(6)

### 13.15.5 Longueur de recouvrement des armatures en attente

❖ pour les poteaux bi-articulés en compression centrée

comme la proportion  $\rho_1$  de barres avec recouvrement est supérieure à 50%  $\alpha_6 = 1,5$

Pour un recouvrement classique (armatures transversales non soudées) la longueur de recouvrement :  $l_0$

$$l_0 = \alpha_6 l_{b,rqd} = 1,5 \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} \quad l_{0,min} > \max (0,3\alpha_6 l_{b,rqd} ; 15\phi ; 200 \text{ mm})$$

avec  $f_{bd} = 2,25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{cd}$  ( $\eta_2 = 1$  pour  $\phi \leq 32 \text{ mm}$ ) et ( $\eta_1 = 1$  bonnes conditions d'adhérence)

Pour un  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$   $\sigma_{sd} = f_{yd} = 435 \text{ MPa}$   $l_0/\phi = 60$

Pour un  $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$   $\sigma_{sd} = f_{yd} = 435 \text{ MPa}$   $l_0/\phi = 55$

**Pour les poteaux toujours sollicités en compression centrée, la longueur des attentes sera déterminée comme indiqué ci-dessous:**

En pied de poteau, la section d'acier juste nécessaire  $A_{s,néc}$  pour équilibrer l'effort normal agissant  $N_{Ed}$  s'obtient en

$$\text{écrivaint : } N_{Ed} \leq A_c f_{cd} + A_{s,néc} f_{yd} ; \quad A_{s,néc} \geq \max \left[ \frac{N_{Ed} - A_c f_{cd}}{f_{yd}} ; 0 \right],$$

Soit  $A_{s,prov}$  la section droite prévue et mise en place, la longueur des attentes  $l_0$  est déterminée par:

$$l_0 = 1,5 l_{b,rqd} \frac{A_{s,néc}}{A_{s,prov}} \geq l_{0,min} = \max (15\phi ; 200 \text{ mm})$$

## 13.16 Calcul des semelles filantes et rectangulaires sous charge centrée

### 13.16.1 Sol de fondation

• Soit  $V_d$  la charge verticale agissante de calcul (ELU) au niveau de la base de la fondation (assise). Cette charge ultime extérieure tient compte du poids de la semelle, du sol situé au-dessus, du dallage éventuel et de la charge variable sur le dallage.

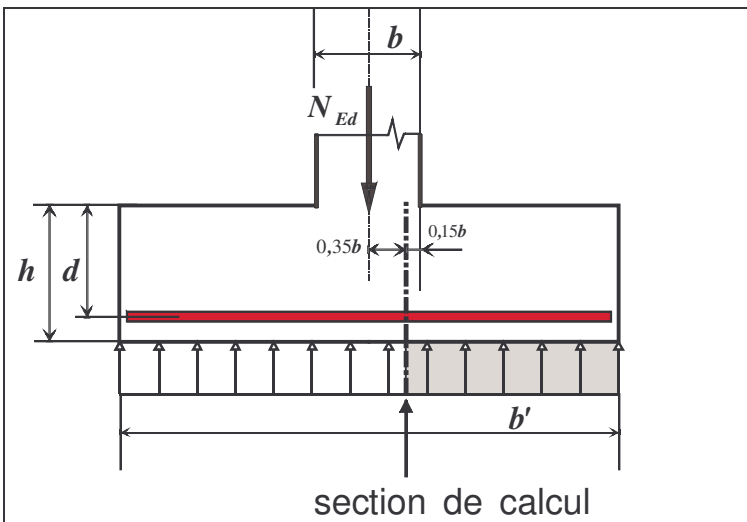
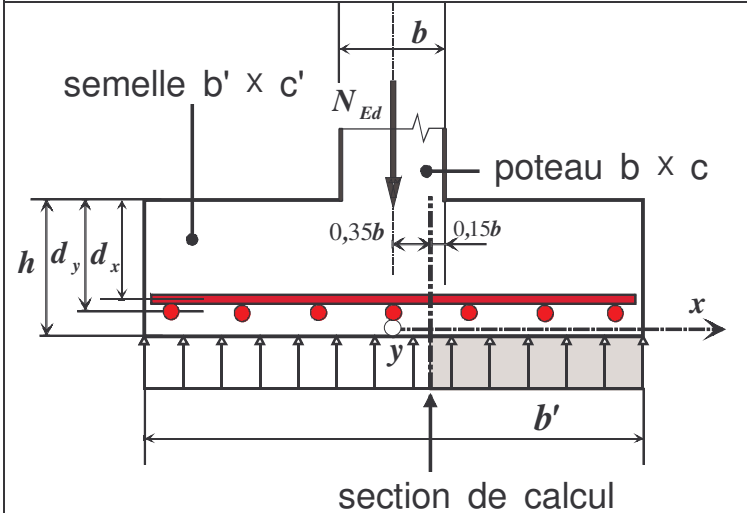
• Soit  $A'$  aire de la surface effective de la fondation (en compression centrée, aire totale de la surface horizontale de la fondation en contact avec le sol ; si le chargement est excentré, utiliser la méthode de Meyerhof)

• La valeur de la portance de calcul du sol de fondation est notée :  $R_d$  ; (soit la contrainte de calcul :

$$q_d = \frac{R_d}{A'} ; \text{ la notation } q_d \text{ n'existe pas dans l'EN 1997}$$

• Critère de résistance :  $V_d \leq R_d$

### 13.16.2 Expression du moment réglementaire

 <p style="text-align: center;">section de calcul</p>	<p><b>semelle filante</b></p> <p>L'Eurocode NF EN 1992-1-1 propose de calculer le moment dans une section située à <math>0,35b</math> de l'axe du poteau, en prenant en compte que les charges du sol sur la semelle. Pour une semelle filante sous chargement centré et pour un tronçon de 1 m de longueur le moment de flexion a pour expression: <math>M_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{8b'} [b' - 0,7b]^2</math></p>
 <p style="text-align: center;">section de calcul</p>	<p><b>Semelle rectangulaire</b></p> $M_{Edx} = \frac{N_{Ed}}{2b'} \left[ \frac{b'}{2} - 0,35b \right]^2 = \frac{N_{Ed} [b' - 0,7b]^2}{8b'}$ $M_{Edy} = \frac{N_{Ed}}{2c'} \left[ \frac{c'}{2} - 0,35c \right]^2 = \frac{N_{Ed} [c' - 0,7c]^2}{8c'}$

Lorsque la hauteur est inconnue, on admet que lorsque les dimensions de la semelle vérifient la condition de rigidité ci-dessous le cisaillement limite de poinçonnement est implicitement vérifié (il n'y a donc pas lieu de prévoir des armatures d'effort tranchant) :

$$\text{soit pour une semelle rectangulaire } d_x \geq \frac{b' - b}{4} \quad d_y \geq \frac{c' - c}{4}$$



L'enrobage  $c_{nom}$ , est de 30 mm pour un béton de semelle coulé sur un béton de propreté, ou bien 65 mm pour un coulage directement au contact du sol.

**13.16.4 Dispositions constructives**

Diamètre minimal d'armatures :  $\phi_{min} = 8 \text{ mm}$  clause 9.8.2.1(1) Note AN

L'article 9.8.2 relatif aux semelles de fondation de poteaux et de voiles n'indique pas de section minimale d'armatures.

Cependant, le béton résistant mal à la traction, les éléments en béton armé principaux doivent être conçus afin d'éviter une rupture fragile. Les armatures dans la semelle étant calculées comme celles d'une section droite de poutre, la section minimale d'armatures tendues définie en 9.2.1.1 devrait s'appliquer ( voir organigramme § 13.9).

Semelle non-fragile  $\Leftrightarrow$  La section minimale d'armatures tendues définie en 9.2.1.1 pour les poutres s'applique.

**13.16.5 Ancrages des armatures**

Cas des semelles filantes ou homothétiques :

si  $l_{bd} \leq \frac{[b' - 0,70b]}{4}$ , il n'est pas nécessaire de prévoir des crochets aux extrémités

Pour l'arrêt des barres, si la condition d'homothétie (entre poteau et semelle) n'est pas respectée, il faut remplacer  $b'$  par  $0,8b'$  dans les formules données pour les semelles filantes sous voiles.

**13.16.6 Semelles sous poteaux circulaires**

Pour le calcul des armatures de la semelle, on assimile le poteau circulaire à un poteau carré de même aire.

**13.16.7 État limite de service vis-à-vis de la fissuration (recommandations professionnelles)**

Il convient de majorer le ferrailage calculé aux ELU de 10% en XA1, de 30% en XA2 et 50% en XA3.

**13.16.8 Armatures minimales de chaînage (recommandations professionnelles)**

Les semelles sous voiles et maçonneries doivent comporter un chaînage dont la section doit être au moins égale à  $1,5 \text{ cm}^2$  en acier HA de nuance B500.

Il est loisible dans le cas d'une semelle en gros béton, de reporter les armatures de chaînage à la base du voile.

13.16.9 Rappels de l'EN 1997 : critères de résistance

STR /GEO	Approche n° 2
SITUATIONS DURABLES ET TRANSITOIRES	$\{A_1\} + \{M_1\} + \{R_2\}$
STR résistance des structures de bât. soumises à des actions géotechniques GEO Défaillance ou déformation excessive du sol	<p>Pour toutes les actions</p> $\{A_1\} \quad 1,35G_{k,sup} + 1,00G_{k,inf} + 1,50Q_{k,1} + 1,50 \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

Facteurs partiels pour les paramètres du sol $\gamma_M$		$\{M_1\}$
Angle de frottement interne	$\gamma_{\phi'}$	1
Résistance en compression simple	$\gamma_{qu}$	1
cohésion effective	$\gamma_{c'}$	1
Cohésion non drainée	$\gamma_{cu}$	1
Poids volumique	$\gamma_{\gamma}$	1

Facteurs partiels de résistance  $\gamma_R$  pour les fondations superficielles et ouvrages de soutènement

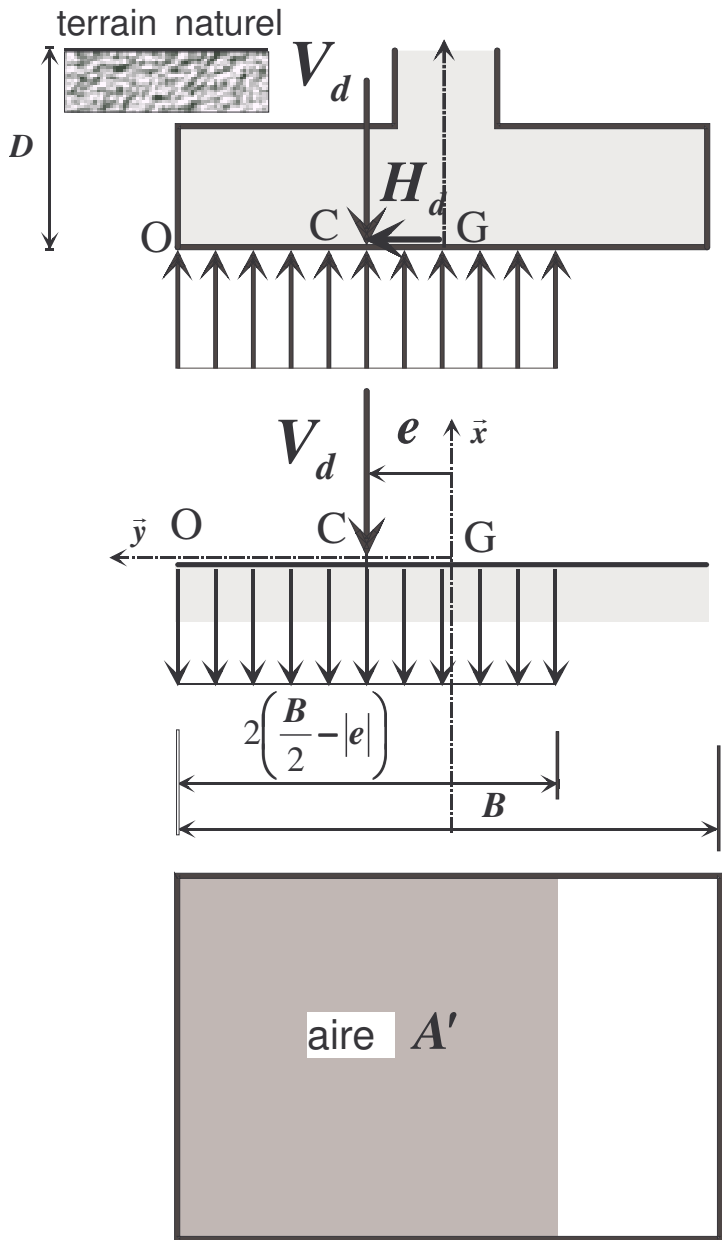
Résistance	Symbole	$\{R_2\}$
Portance	$\gamma_{R;v}$	1,4
Glissement	$\gamma_{R;h}$	1,1

vérifier les critères de résistance :

- à la portance  $V_d \leq R_{d,v} = \frac{R_k}{\gamma_{R;v}} \quad \gamma_{R;v} = 1,4$

- au glissement  $H_d \leq R_{d,h} = \frac{V_d \tan \phi'}{\gamma_{R;h}} \quad \gamma_{R;h} = 1,1$

- $V_d$  : résultante de calcul des forces verticales agissantes pour le cas de chargement le plus défavorable ;
- $H_d$  : résultante de calcul des forces horizontales agissantes pour le cas de chargement le plus défavorable ;
- $R_k$  : capacité portante caractéristique déduite de la capacité portante ;
- $R_{d,v} = q_d A'$  portance de calcul ;
- $R_{d,h}$  résistance de calcul au glissement ;
- $q_d$  contrainte de calcul (notation inexistante dans l'EN 1997) ;
- $B$  largeur de la semelle ;
- $B'$  largeur effective de la semelle ;  $B' = 2 \left( \frac{B}{2} - |e| \right) = B - 2|e|$
- $|e|$  excentricité de la résultante des forces verticales ;
- $L$  longueur de la semelle de fondation ;
- $A'$  aire de la surface effective sous la semelle définie par la coïncidence entre la position du centre de pression et le centre de surface de cette aire effective. (Modèle de Meyerhof) :  $A' = B' L$



Modèle de Meyerhof

**13.16.10 Exemple de méthode analytique simplifiée de calcul de la capacité portante annexe D de la norme NF EN 1997-1**

Domaine de validité : base de la semelle horizontale

**13.16.10.1 Symboles utilisés dans l'annexe D**

(1) Les symboles suivants sont utilisés dans l'annexe D:

- $A' = B' L'$  valeur de calcul de la surface effective de la fondation ;
- $B$  largeur de la fondation ;
- $B'$  largeur effective de la fondation ;  $B' = 2 \left( \frac{B}{2} - |e| \right) = B - 2|e|$
- $D$  profondeur d'encastrement ;
- $c'$  cohésion effective
- $c_u$  cohésion non drainée
- $e$  excentricité de la résultante des forces verticales ;
- $H$  charge horizontale ;
- $i$  facteurs de représentant l'inclinaison de la charge due à  $H$ , avec les indices  $c$ ,  $q$  et  $\gamma$  ;
- $L$  longueur de la fondation ;
- $L'$  longueur effective de la fondation ;
- $N$  facteurs de capacité portante, avec les indices  $c$ ,  $q$  et  $\gamma$  ;
- $q$  pression due au poids des terres ou pression de surcharge au niveau de la base de la fondation en contraintes totales ;
- $q'$  pression effective due au poids des terres au niveau de la base de la fondation ;  $q = q' - u$  avec  $u$  la pression interstitielle à la base de la fondation
- $s$  facteurs de forme de la base de la fondation, avec les indices  $c$ ,  $q$  et  $\gamma$  ;
- $V$  charge verticale ;
- $\gamma'$  valeur de calcul du poids volumique effectif du sol sous le niveau de la fondation ;
- $\varphi'$  angle de frottement interne (contraintes effectives)

**13.16.10.2 Conditions non drainées**

(1) La valeur de la capacité portante peut être déduite de la formule :

$$\frac{R}{A'} = (\pi + 2) c_u s_c i_c + q \quad (D.1)$$

avec les facteurs adimensionnels pour :  
la forme de la fondation :

- $s_c = 1 + 0,2 \left( \frac{B'}{L} \right)$  pour une forme rectangulaire ;
- $s_c = 1,2$  pour une forme carrée ou circulaire ;
- $s_c = 1$  pour une semelle filante ;

l'inclinaison de la charge, provoquée par une charge horizontale  $H$  :  $i_c = \frac{1}{2} \left( 1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A' c_u}} \right)$

avec  $H \leq A' c_u$

si on néglige  $H$  devant  $A' c_u$   $i_c = 1$

si  $H = 0$ , la semelle est soumise uniquement à une charge verticale :  $i_c = 1$

### 13.16.10.3 Conditions drainées

(1) La valeur de la capacité portante  $R$  peut être calculée au moyen de la formule :

$$\frac{R}{A'} = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma \quad (D.2)$$

avec les valeurs de calcul suivantes des facteurs adimensionnels pour :

- la capacité portante :

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi',$$

- la forme de la fondation :

$$s_q = 1 + \left( \frac{B'}{L} \right) \sin \varphi', \quad \text{pour une forme rectangulaire ;}$$

$$s_q = 1 + \sin \varphi', \quad \text{pour une forme carrée ou circulaire ;}$$

$$s_q = 1, \quad \text{pour une semelle filante;}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \left( \frac{B'}{L} \right) \quad \text{pour une forme rectangulaire ;}$$

$$s_\gamma = 0,7 \quad \text{pour une forme carrée ou circulaire ;}$$

$$s_\gamma = 1 \quad \text{pour une semelle filante}$$

$$s_c = \frac{(s_q N_q - 1)}{(N_q - 1)} \quad \text{pour une forme rectangulaire, carrée ou circulaire ;}$$

- l'inclinaison de la charge due à la charge horizontale  $H$  :

$$i_c = i_q - \frac{(1 - i_q)}{N_c \tan \varphi'} ;$$

$$i_q = \left[ 1 - \frac{H}{(V + A' c' \cot \varphi')} \right]^m$$

$$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{H}{(V + A' c' \cot \varphi')} \right]^{m+1}$$

avec :

$$m = \begin{cases} 2 + \frac{B'}{L} \\ 1 + \frac{B'}{L} \end{cases} \quad \text{lorsque } H \text{ agit dans la direction de } B' ;$$

pour une forme carrée ou circulaire :  $m = 3/2$

pour une semelle filante :  $m = 2$

si  $H = 0$ , la semelle est soumise uniquement à une charge verticale :  $i_c = i_q = i_\gamma = 1$

### 13.16.11 Annexe E de la norme NF EN 1997-1 (informative)

#### Exemple de méthode semi-empirique pour l'estimation de la capacité portante

(1) Afin d'estimer la valeur de la capacité portante d'une fondation reposant sur un sol, des essais en place tels que l'essai pressiométrique peuvent être utilisés.

(2) Lorsque l'on utilise l'essai pressiométrique, la valeur  $R$  de la capacité portante d'une fondation soumise à une charge verticale est liée à la pression limite du sol par la fonction linéaire suivante :

$$\frac{R}{A'} = \sigma'_{v,0} + k p_{le}^* \quad (\text{E.1})$$

où :

$\frac{R}{A'}$  contrainte effective de rupture

$k$  est le facteur de capacité portante ;

$\sigma'_{v,0}$  est la contrainte effective verticale initiale au niveau de la base de la fondation ;

$p_{le}^*$  est la valeur de calcul de la pression limite nette équivalente (déduite de l'essai pressiométrique) et les autres symboles sont définis dans l'article précédent.

(3) Les valeurs numériques du facteur de capacité portante  $k$  varient entre 0,8 et 3 en fonction du type de sol, de la profondeur d'encastrement et de la forme de la fondation.

(4) La pression limite nette équivalente ( $p_{le}^*$ ) est déduite de la pression limite nette  $p_l^*$ , qui est définie pour un essai pressiométrique comme la différence ( $p_l - p_0$ ) entre la pression limite  $p_l$  et la pression horizontale des terres au repos  $p_0$  au niveau de l'essai ;  $p_0$  peut être déterminé à partir du coefficient de pression des terres au repos  $K_0$  estimé et à partir des valeurs de la contrainte verticale effective  $q'$  et de la pression interstitielle  $u$ , par la formule  $p_0 = K_0 q' + u$ .

### 13.17 éléments exposés (recommandations professionnelles)

Il y a lieu de respecter un pourcentage d'armatures longitudinales dans les éléments exposés sur plus d'une de leurs faces aux actions climatiques (balcon, loggia, acrotères, partie saillante des bandeaux).

Si on appelle L une longueur égale à 6 m dans les régions humides et tempérées et 4 m dans les régions sèches et à forte opposition de température, les pourcentages à respecter sont les suivants :

- ❖ pour tout élément de longueur inférieure ou égale à L : 0,17% pour des aciers de limite d'élasticité égale à 500 MPa et pour un béton C25/30 ou plus ;
- ❖ pour tout élément de longueur supérieure ou égale à 2L : 0,42% pour des aciers de limite d'élasticité égale à 500 MPa et pour un béton C25/30 ou plus ;
- ❖ pour tout élément de longueur intermédiaire, le pourcentage peut être obtenu par interpolation linéaire sur la longueur.

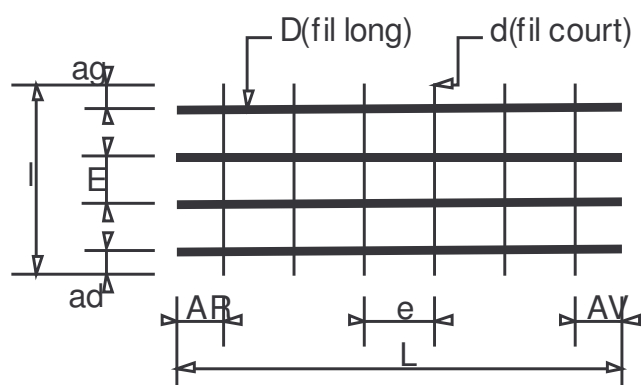
Les aciers longitudinaux doivent :

- ❖ respecter un espacement maximal de 25 cm et de 2,5 l'épaisseur de la paroi,
- ❖ avoir une plus forte concentration au voisinage de l'extrémité libre de l'élément,
- ❖ comporter des aciers de section de même ordre de grandeur en fond des joints diaphragmes lorsqu'ils existent.

### 13.18 Aciers en barres

Diamètre	Poids	Périmètre	Section pour N barres en cm <sup>2</sup>									
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	0,154	1,57	0,196	0,393	0,589	0,785	0,982	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96
6	0,222	1,88	0,283	0,565	0,848	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83
8	0,395	2,51	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03
10	0,617	3,14	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12	0,888	3,77	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
14	1,208	4,40	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85	15,39
16	1,578	5,03	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
20	2,466	6,28	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
25	3,853	7,85	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09
32	6,313	10,05	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42
40	9,865	12,57	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	125,66

## 13.19 Treillis soudés de structure



L : longueur du panneau  
 l : largeur unique 2,40 m  
 D : diamètre du fil le plus long  
 (fil de chaîne)  
 d : diamètre du fil le plus court  
 (fil de trame)

E : espacement fil de chaîne  
 e : espacement du fil de trame

AR : about arrière  
 AV : about avant  
 ad = ag : about de rive

Désignation	Section	S <sub>s</sub> cm <sup>2</sup> /m	E e mm	D d mm	Abouts AV AR ad ag mm/mm	Longueur L largeur l m	Masse Nominale kg/m <sup>2</sup>	Surface l panneau m <sup>2</sup>	Masse l panneau kg
	S cm <sup>2</sup> /m								
<b>ST 10</b>	<b>1,19</b>	1,19	200	5,5	100/100	4,80	1,870	11,52	21,54
		1,19	200	5,5	100/100	2,40			
<b>ST 20</b>	<b>1,89</b>	1,89	150	6	150/150	6,00	2,487	14,40	35,81
		1,28	300	7	75/75	2,40			
<b>ST 25</b>	<b>2,57</b>	2,57	150	7	150/150	6,00	3,020	14,40	43,49
		1,28	300	7	75/75	2,40			
<b>ST 30</b>	<b>2,83</b>	2,83	100	6	150/150	6,00	3,226	14,40	46,46
		1,28	300	7	50/50	2,40			
<b>ST 35</b>	<b>3,85</b>	3,85	100	7	150/150	6,00	4,026	14,40	57,98
		1,28	300	7	50/50	2,40			
<b>ST 50</b>	<b>5,03</b>	5,03	100	8	150/150	6,00	5,267	14,40	75,84
		1,68	300	8	50/50	2,40			
<b>ST 60</b>	<b>6,36</b>	6,36	100	9	100/100	6,00	6,965	14,40	100,30
		2,52	200	8	50/50	2,40			
<b>ST 15 C</b>	<b>1,42</b>	1,42	200	6	100/100	4,00	2,220	9,60	21,31
		1,42	200	6	100/100	2,40			
<b>ST 25 C</b>	<b>2,57</b>	2,57	150	7	75/75	6,00	4,026	14,40	57,98
		2,57	150	7	75/75	2,40			
<b>ST 25 CS</b>	<b>2,57</b>	2,57	150	7	75/75	3,00	4,026	7,20	28,99
		2,57	150	7	75/75	2,40			
<b>ST 40 C</b>	<b>3,85</b>	3,85	100	7	50/50	6,00	6,040	14,40	86,98
		3,85	100	7	50/50	2,40			
<b>ST 50 C</b>	<b>5,03</b>	5,03	100	8	50/50	6,00	7,900	14,40	113,76
		5,03	100	8	50/50	2,40			
<b>ST 65 C</b>	<b>6,36</b>	6,36	100	9	50/50	6,00	9,980	14,40	143,71
		6,36	100	9	50/50	2,40			