



Hall d'essai, I.U.T. Département génie civil, 19300 EGLETONS

Les modalités d'évaluation sont les suivantes :

- 1 note de Travaux Pratiques + 1 note de contrôle sur table. La moyenne du module sera calculée avec ces notes. Les coefficients respectifs sont  $\frac{1}{4} + \frac{3}{4}$
- Tous les documents de cours, de TD et de TP seront autorisés en contrôle des connaissances.
- Le contrôle de connaissances du module SST5 aura lieu en juin. Il est donc de la responsabilité de chaque étudiant de se préparer au mieux. Toutes les séances de TD sont déjà planifiées et vous aideront à organiser votre travail personnel.
- Le partiel, d'une durée de deux heures, permettra à chacun de valoriser son travail personnel sur les différentes thématiques abordées en cours. Les enseignants évalueront les copies, la correction aux questions du partiel sera faite individuellement sur la base de questions individuelles seulement.
- Un document format A3 présentant un plan de ferrailage de poutre en béton armé est fourni avec ce document. Il sert de support " fil rouge " de ce module. L'objectif est d'être capable de refaire le même document sur une étude de cas similaire en TD ou en partiel, en fin de semestre 2

**Bibliographie :**

- NF EN 1992-1-1 : <https://sagaweb.afnor.org/>
- AFCAB : Association Française de certification des armatures du béton, [www.afcab.org](http://www.afcab.org)
- CIM BETON Centre d'information sur le ciment et ses applications, [www.infociments.fr](http://www.infociments.fr)
- Agence qualité construction : <http://www.qualiteconstruction.com/>
- Adhel : <http://moodle.egletons.unilim.fr/> rubrique Module / S2 / M2302 Bases du béton armé

## INDEX DES ILLUSTRATIONS

Illustration 1 : schéma de ferrailage de la poutre brevetée par Joseph MONIER en 1878.....	8
Illustration 2 : exemple de réalisation en béton armé bâclée en travaux neufs, avant livraison au maître d'ouvrage....	9
Illustration 3 : mise en place d'une retombée de poutre préfabriquée de masse 3,5 tonnes.....	17
Illustration 4 : exemple d'aciers à verrous et d'aciers à empreinte.....	17
Illustration 5 : définition de l'enrobage [4.4.1].....	21
Illustration 6 : phénomène d'adhérence autour d'une armature noyée dans le béton.....	25
Illustration 7 : dispositif d'essai de la poutre en travaux pratiques.....	28
Illustration 8 : développement des fissures dans la zone tendue d'une poutre fléchie.....	30
Illustration 9 : déformation importante des matériaux en zone tendue d'une poutre fléchie .....	31
Illustration 10 : flambement des aciers de montage en zone comprimée d'une poutre fléchie.....	32
Illustration 11 : rupture en traction des aciers tendus en partie inférieure d'une poutre fléchie.....	32
Illustration 12 : désignations géométriques des différentes zones d'une section droite en T <sub>e</sub> sous une sollicitation de moment de flexion positive. Zone hachurée comprimée.....	34
Illustration 13 : section réelle et section de calcul à l'état limite ultime en zone de moment positif.....	38
Illustration 14 : diagrammes de déformations limites d'une section droite en zone de moment positif.....	38
Illustration 15 : espacements des armatures dans le béton.....	46
Illustration 16 : désignation géométrique des différentes zones d'une section droite en T <sub>e</sub> sous moment positif.....	50
Illustration 17 : représentation des zones comprimées et tendues d'une poutre fléchie.....	51
Illustration 18 : ruine à l'effort tranchant d'une poutre fléchie non armée transversalement.....	57
Illustration 19 : modèle de treillis de RITTER pour $\alpha = 45^\circ$ et $\alpha = 90^\circ$ .....	59
Illustration 20 : valeur de calcul de l'effort tranchant agissant dans le cas d'un chargement réparti uniformément....	65
Illustration 21 : épure de répartition des armatures transversales.....	67
Illustration 22 : décalage de la sollicitation agissante de flexion.....	68
Illustration 23 : ferrailage complet d'une poutre fléchie, épure d'arrêt des barres, épure de répartition.....	73

## INDEX DES TABLES

Tableau III.1 : Caractéristiques de résistance et de déformation du béton [Tab. 3.1].....	12
Tableau III.2 : Classe de ductilité des aciers à béton (EC2 : Annexe C).....	18
Tableau IV.1 : Classes d'exposition en fonction des conditions d'environnement (EN 206-1) [Tab 4.1].....	20
Tableau IV.2 : Classes indicatives de résistance [Tab E.1N].....	21
Tableau IV.3 : Enrobage minimal $c_{min,b}$ requis vis à vis de l'adhérence [Tab 4.2].....	22
Tableau IV.4 : Classification structurale recommandée [Tab 4.3N].....	23
Tableau IV.5 : Valeurs de l'enrobage minimal $c_{min,dur}$ requis vis-à-vis la durabilité [Tab 4.4N].....	23
Tableau V.1 : Diamètre minimal du mandrin afin d'éviter les dommages aux armatures [Tab 8.1N].....	26
Tableau VI.1 : Valeurs de $\mu$ qui définissent la zone A1, A2, B1 ou B2 de la figure page 38.....	42
Tableau X.1 : longueur d'ancrage de référence $l_{b,rqd}$ [8.4.3] .....	77
Tableau X.2 : Valeurs des coefficients $\alpha_1$ , $\alpha_2$ , $\alpha_3$ , $\alpha_4$ et $\alpha_5$ [Tab. 8.2].....	79
Tableau X.3 : Valeur du coefficient $\alpha_6$ .....	81
Tableau X.4 : longueurs de recouvrement requises pour les fils de répartition des treillis [Tab 8.4].....	84
Tableau X.5 : Aires des sections d'aciers pour armatures Hautes Adhérence par diamètre (mm, cm <sup>2</sup> ).....	85

# TABLE DES MATIÈRES

I. Liste des notations Eurocode 2.....	5
II. Le béton armé, un matériau et une technique de construction.....	8
1. Le béton armé, historique.....	8
a. Le béton des inventeurs.....	8
b. Le béton des ingénieurs.....	8
2. Le béton des constructeurs.....	9
3. Pourquoi l'acier dans le béton ?.....	9
4. Contexte réglementaire des calculs.....	10
a. Règlements antérieurs aux Eurocodes.....	10
b. Les Eurocodes.....	10
III. Les matériaux du béton armé.....	11
1. Le béton.....	11
a. Comportement expérimental du matériau béton.....	11
b. Valeur de la résistance caractéristique à la compression d'un béton [3.1.2].....	11
c. Valeur de la résistance caractéristique à la traction d'un béton [3.1.2].....	13
d. Déformations élastiques du béton [3.1.3].....	13
e. Relation contrainte déformation pour une analyse structurale non linéaire [3.1.5].....	14
f. Résistance de calcul en compression et résistance de calcul en traction [3.1.6].....	14
g. Relation contrainte déformation pour le calcul des sections [3.1.7].....	15
h. Résistance à la traction en flexion [3.1.8].....	16
2. L'acier.....	16
a. Terminologie.....	16
b. Problématique des calculs d'aire d'armature dans le cadre d'un cours de béton armé.....	16
c. Forme de la surface latérale des armatures en acier.....	17
d. Propriétés des armatures de béton armé [3.2.2].....	18
e. Hypothèses de calcul [3.2.7].....	18
IV. Durabilité et enrobage des armatures.....	19
1. généralités [4.1].....	19
2. Conditions d'environnement [4.2].....	19
3. Exigences de durabilité [4.3].....	21
4. Méthodes de vérification [4.4].....	21
a. Calcul de l'enrobage [4.4.1].....	21
b. Enrobage minimal, $c_{min}$ [4.4.1.2].....	22
c. Enrobage minimal $C_{min,b}$ requis vis à vis de l'adhérence.....	22
d. Enrobage minimal $C_{min,dur}$ requis vis-à-vis de la durabilité.....	22
e. Prise en compte des tolérances d'exécution $\Delta c_{dev}$ [4.4.1.3].....	24
V. association acier-béton.....	25
1. Adhérence acier - béton.....	25
2. Contexte réglementaire dans l' Eurocode 2.....	26
a. Ancrage des armatures longitudinales [8.3] et [8.4].....	26
b. Différents modes d'ancrage des armatures.....	27
VI. Etat limite ultime.....	28
1. Comportement expérimental d'une poutre en flexion simple.....	28
a. Matériels d'essai pour la flexion pure.....	28
b. Comportement des matériaux.....	29
2. Charge de ruine réelle et charge de calcul, coefficient de sécurité global.....	33
3. Poutre en béton armé, analyse structurale.....	33
a. Modèles structuraux pour l'analyse globale [5.3.1].....	33
b. Données géométriques [5.3.2].....	33
c. Portée utile des poutres et dalles dans les bâtiments [5.3.2.2].....	35
4. Notations utilisées, représentations graphiques, hypothèses de calcul à l'E.L.U. , réalité & modèles.....	36
a. Objectifs des calculs.....	37
b. Etat Limite Ultime, Hypothèses de calcul [6.1].....	37
c. Économie.....	40
5. Calcul de l'aire d'une section d'acier en flexion simple à l' E.L.U.....	40
a. Principe du calcul d'une section d'acier.....	40
b. Moment réduit limite $\mu$ .....	42
c. Démarche calculatoire de projet, organigramme général de la démarche de calcul.....	43
d. Organigramme général de la procédure de calcul des poutres à section rectangulaire.....	44
6. Calcul de la sollicitation résistante d'une section droite en flexion simple : $M_{Rd}$ .....	45
a. Calcul de la sollicitation résistante d'une section droite de poutre en béton armé.....	45
7. Dispositions constructives (Eurocode 2, section 8).....	45
a. Espacement des armatures de béton armé [8.2].....	45



b.	Paquets de barres, diamètre équivalent [8.9].....	46
c.	Ancrage des paquets de barres [8.9.2].....	47
d.	Sections minimale : généralités [9.1].....	47
e.	Sections minimale et maximale d'armatures [9.2.1.1].....	47
f.	Sections minimales d'armatures [7.3.2].....	48
g.	Armatures en zone tendues sur appuis [9.2.1.2].....	48
h.	Ancrage des armatures inférieures au niveau des appuis d'extrémité [9.2.1.4].....	48
i.	Armatures de peau [9.2.4].....	49
VII.	Flexion simple à l'état limite ultime poutre en Té.....	50
1.	Rappels, Données géométriques.....	50
2.	Méthode de calcul des poutres en Té en zone de moment positif.....	52
a.	Dispositions constructives [9.2.1.1].....	54
b.	Cisaillement entre l'âme et les membrures des sections en T.....	54
c.	Organigramme général de la procédure de calcul des poutres en Té.....	55
VIII.	Poutre en béton armé soumise à un effort tranchant.....	56
1.	Introduction.....	56
a.	Comportement expérimental d'une poutre sous sollicitation de flexion et d'effort tranchant.....	57
b.	Modélisation en treillis de RITTER.....	58
2.	Contexte réglementaire.....	62
a.	Procédure générale de vérification [6.2.1].....	62
b.	Éléments pour lesquels aucune armature d'effort tranchant n'est requise [6.2.2].....	62
c.	Éléments pour lesquels des armatures d'effort tranchant sont requises [6.2.3].....	63
d.	Vérification de la contrainte de compression dans les bielles de béton.....	64
e.	Valeur de calcul de l'effort tranchant agissant VEd.....	65
f.	Répartition des armatures transversales, détermination des espacements.....	67
g.	Décalage de la courbe enveloppe des moments de flexion [9.2.1.3] (2).....	69
3.	dispositions constructives.....	69
a.	Armatures d'effort tranchant [9.2.2].....	70
b.	Démarche calculatoire de projet :.....	71
c.	Organigramme général de la procédure de calcul.....	72
IX.	Ferrailage complet d'une poutre fléchie en flexion simple.....	73
X.	ANNEXES.....	75
1.	Avantages et inconvénients du matériau Béton armé.....	75
2.	Fiche module SST 5 PPN IUT Génie civil Construction Durable.....	76
3.	Calcul des longueurs d'ancrage.....	77
a.	Contrainte ultime d'adhérence [8.4.2].....	77
b.	Longueur d'ancrage de référence [8.4.3].....	78
c.	Longueur d'ancrage de calcul [8.4.4].....	79
d.	Ancrage des armatures d'effort tranchant et autres armatures transversales [8.5].....	80
e.	Ancrage au moyen de barres soudées [8.6].....	81
f.	Recouvrements et coupleurs [8.7].....	81
g.	Recouvrements et longueur de recouvrement [8.7.2] et [8.7.3].....	82
h.	Armatures transversales dans une zone de recouvrement [8.7.4].....	83
i.	Recouvrements des treillis soudés constitués de fils à haute adhérence [8.7.5].....	84
j.	Règles supplémentaires pour les barres de gros diamètre [8.8].....	85
k.	Paquets de barres [8.9].....	85
4.	Choix des sections d'armatures, nombre de barres par lit, diamètre nominal et réel.....	86
a.	Aires des sections d'acier pour armatures Haute Adhérence...tableau à compléter.....	86
b.	Diamètre moyen.....	86
c.	Nombre de barres par lit.....	87
d.	Moment réduit limite.....	88
XI.	Applications numériques.....	89
1.	Principe de ferrailage d'une poutre (TD N°1).....	89
2.	Flexion simple à l'État Limite Ultime (TD N°2).....	90
a.	Étude de cas N°1, section droite rectangulaire.....	90
b.	Étude de cas N°2, section droite en Té.....	91
c.	Étude de cas N°3, poutre de travaux pratiques.....	93
3.	Effort tranchant.....	95
a.	Armatures d'effort tranchant au voisinage des appuis.....	95
b.	Répartition des armatures transversales.....	97



# I. LISTE DES NOTATIONS EUROCODE 2

Les notations utilisées dans l' **EUROCODE 2** sont présentées dans la section 1 article [1.6]. Elles sont fondées sur la norme ISO 3898 :1987.

## Majuscules latines

- **A** Action accidentelle
- **A** Aire de la section droite
- **A<sub>c</sub>** Aire de la section droite du béton
- **A<sub>p</sub>** Aire de la section de l'armature ou des armatures de précontrainte
- **A<sub>s</sub>** Aire de la section des armatures de béton armé
- **A<sub>s,min</sub>** Aire de la section minimale d'armatures
- **A<sub>sw</sub>** Aire de la section des armatures d'effort tranchant
- **D** Diamètre du mandrin de cintrage
- **D<sub>Ed</sub>** Endommagement total dû à la fatigue
- **E** Effet des actions
- **E<sub>c</sub>, E<sub>c(28)</sub>** Module d'élasticité tangent à l'origine ( $\sigma_c = 0$ ) pour un béton de masse volumique normale à 28 jours
- **E<sub>c,eff</sub>** Module d'élasticité effectif du béton
- **E<sub>cd</sub>** Valeur de calcul du module d'élasticité du béton
- **E<sub>cm</sub>** Module d'élasticité sécant du béton
- **E<sub>c(t)</sub>** Module d'élasticité tangent à l'origine ( $\sigma_c = 0$ ) au temps  $t$  pour un béton de masse volumique normale
- **E<sub>p</sub>** Valeur de calcul du module d'élasticité de l'acier de précontrainte
- **E<sub>s</sub>** Valeur de calcul du module d'élasticité de l'acier de béton armé
- **EI** Rigidité en flexion
- **EQU** Equilibre statique
- **F** Action
- **F<sub>d</sub>** Valeur de calcul d'une action
- **F<sub>k</sub>** Valeur caractéristique d'une action
- **G<sub>k</sub>** Valeur caractéristique d'une action permanente
- **I** Moment d'inertie de la section de béton
- **L** Longueur
- **M** Moment fléchissant
- **M<sub>Ed</sub>** Valeur de calcul du moment fléchissant agissant
- **N** Effort normal
- **N<sub>Ed</sub>** Valeur de calcul de l'effort normal agissant (traction ou compression)
- **P** Force de précontrainte
- **P<sub>0</sub>** Force initiale à l'extrémité active de l'armature de précontrainte immédiatement après la mise en tension
- **Q<sub>k</sub>** Valeur caractéristique d'une action variable
- **Q<sub>fat</sub>** Valeur caractéristique de la charge de fatigue
- **R** Résistance
- **S** Efforts et moments internes (solllicitations)
- **S** Moment statique
- **SLS** Etat-limite de service (ELS)
- **T** Moment de torsion
- **T<sub>Ed</sub>** Valeur de calcul du moment de torsion agissant
- **ULS** Etat-limite ultime (ELU)
- **V** Effort tranchant
- **V<sub>Ed</sub>** Valeur de calcul de l'effort tranchant agissant

## Minuscules latines

- **a** Distance
- **a** Donnée géométrique
- **$\Delta a$**  Tolérance pour les données géométriques
- **b** Largeur totale d'une section droite ou largeur réelle de la table d'une poutre en T ou en L
- **$b_w$**  Largeur de l'âme des poutres en T, en I ou en L
- **$c_{nom}$**  Enrobage nominal d'une armature
- **d** Diamètre ; Profondeur
- **d** Hauteur utile d'une section droite fléchie
- **$d_g$**  Dimension nominale supérieure du plus gros granulats
- **e** Excentricité
- **$f_c$**  Résistance en compression du béton
- **$f_{cd}$**  Valeur de calcul de la résistance en compression du béton
- **$f_{ck}$**  Résistance caractéristique en compression du béton, mesurée sur cylindre à 28 jours
- **$f_{cm}$**  Valeur moyenne de la résistance en compression du béton, mesurée sur cylindre
- **$f_{ctk}$**  Résistance caractéristique en traction directe du béton
- **$f_{ctm}$**  Valeur moyenne de la résistance en traction directe du béton
- **$f_p$**  Résistance en traction de l'acier de précontrainte
- **$f_{pk}$**  Résistance caractéristique en traction de l'acier de précontrainte
- **$f_{p0,1}$**  Limite d'élasticité conventionnelle à 0,1 % de l'acier de précontrainte
- **$f_{p0,1k}$**  Valeur caractéristique de la limite d'élasticité conventionnelle à 0,1 % de l'acier de précontrainte
- **$f_{0,2k}$**  Valeur caractéristique de la limite d'élasticité conventionnelle à 0,2 % de l'acier de béton armé
- **$f_t$**  Résistance en traction de l'acier de béton armé
- **$f_{tk}$**  Résistance caractéristique en traction de l'acier de béton armé
- **$f_y$**  Limite d'élasticité de l'acier de béton armé
- **$f_{yd}$**  Limite d'élasticité de calcul de l'acier de béton armé
- **$f_{yk}$**  Limite caractéristique d'élasticité de l'acier de béton armé
- **$f_{ywd}$**  Limite d'élasticité de calcul des armatures d'effort tranchant
- **h** Hauteur
- **h** Hauteur totale de la section droite
- **i** Rayon de giration
- **k** Coefficient ; Facteur
- **l** (ou I ou L) Longueur ; Portée
- **m** Masse
- **n** Coefficient
- **r** Rayon
- **$1/r$**  Courbure en une section donnée
- **t** Epaisseur
- **t** Instant considéré
- **$t_0$**  Age du béton au moment du chargement
- **u** Périmètre de la section droite de béton dont l'aire est A c
- **u,v,w** Composantes du déplacement d'un point
- **x** Profondeur de l'axe neutre
- **x,y,z** Coordonnées
- **z** Bras de levier des forces internes

## Minuscules grecques

- $\alpha$  Angle ; Rapport
- $\beta$  Angle ; Rapport ; Coefficient
- $\gamma$  Coefficient partiel
- $\gamma_A$  Coefficient partiel relatif aux actions accidentelles A
- $\gamma_C$  Coefficient partiel relatif au béton
- $\gamma_F$  Coefficient partiel relatif aux actions F
- $\gamma_{C,fat}$  Coefficient partiel relatif à la fatigue du béton
- $\gamma_{F,fat}$  Coefficient partiel relatif aux actions de fatigue
- $\gamma_G$  Coefficient partiel relatif aux actions permanentes G
- $\gamma_M$  Coefficient partiel relatif à une propriété d'un matériau, tenant compte des incertitudes sur la propriété elle-même, sur les imperfections géométriques et sur le modèle de calcul utilisé
- $\gamma_P$  Coefficient partiel relatif aux actions associées à la précontrainte P
- $\gamma_Q$  Coefficient partiel relatif aux actions variables Q
- $\gamma_S$  Coefficient partiel relatif à l'acier de béton armé ou de précontrainte
- $\gamma_{S,fat}$  Coefficient partiel relatif à l'acier de béton armé ou de précontrainte sous chargement de fatigue
- $\gamma_f$  Coefficient partiel relatif aux actions, compte non tenu des incertitudes de modèle
- $\gamma_g$  Coefficient partiel relatif aux actions permanentes, compte non tenu des incertitudes de modèle
- $\gamma_m$  Coefficient partiel relatif à une propriété d'un matériau, seules les incertitudes sur la propriété du matériau étant prises en compte
- $\delta$  Incrément / coefficient de redistribution
- $\zeta$  Coefficient de réduction / coefficient de distribution
- $\epsilon_c$  Déformation relative en compression du béton
- $\epsilon_{c1}$  Déformation relative en compression du béton au pic de contrainte  $f_c$
- $\epsilon_{cu}$  Déformation relative ultime du béton en compression
- $\epsilon_u$  Déformation relative de l'acier de béton armé ou de précontrainte sous charge maximale
- $\epsilon_{uk}$  Valeur caractéristique de la déformation relative de l'acier de béton armé ou de précontrainte sous charge maximale
- $\theta$  Angle
- $\lambda$  Coefficient d'élançement
- $\mu$  Coefficient de frottement entre les armatures de précontrainte et leurs conduits
- $\nu$  Coefficient de Poisson
- $\nu$  Coefficient de réduction de la résistance du béton fissuré en cisaillement
- $\xi$  Rapport de la capacité d'adhérence des armatures de précontrainte à la capacité d'adhérence des armatures de béton armé
- $\rho$  Masse volumique du béton séché en étuve, en  $\text{kg/m}^3$
- $\rho_{1000}$  Valeur de la perte par relaxation (en %), 1 000 heures après la mise en tension, à une température moyenne de  $20^\circ\text{C}$
- $\rho_l$  Pourcentage d'armatures longitudinales
- $\rho_w$  Pourcentage d'armatures d'effort tranchant
- $\sigma_c$  Contrainte de compression dans le béton
- $\sigma_{cp}$  Contrainte de compression dans le béton due à un effort normal ou à la précontrainte
- $\sigma_{cu}$  Contrainte de compression dans le béton correspondant à la déformation ultime en compression  $\epsilon_{cu}$
- $\tau$  Contrainte tangente de torsion
- $\phi$  Diamètre d'une barre d'armature ou d'une gaine de précontrainte
- $\phi_n$  Diamètre équivalent d'un paquet de barres
- $j(t, t_0)$  Coefficient de fluage, définissant le fluage entre les temps  $t$  et  $t_0$ , par rapport à la déformation élastique à 28 jours
- $j(\infty, t_0)$  Valeur finale du coefficient de fluage
- $\psi$  Coefficients définissant les valeurs représentatives des actions variables  $\psi_0$  pour les valeurs de combinaison,  $\psi_1$  pour les valeurs fréquentes et  $\psi_2$  pour les valeurs quasi-permanentes



# VI. ETAT LIMITE ULTIME

## 1. Comportement expérimental d'une poutre en flexion simple

### a. Matériels d'essai pour la flexion pure

L'objectif des Travaux Pratiques du module de SST5 est de réaliser des pièces en béton armé puis de mener un essai destructif sur celles-ci. Les pièces sont représentatives de structures réelles par leurs dimensions. Le chargement, quant à lui, est mis en œuvre pour procéder à des mesures expérimentales sur la structure en cours de chargement.

L'essai de flexion 4 points n'est pas un mode de chargement habituel d'une poutre en béton armé. Cet essai permet de comprendre la chronologie des faits qui se succèdent sur une durée limitée, celle de l'essai.

Les conditions habituelles d'utilisation d'une structure en béton armé ne permettent pas d'observer ces comportements au delà des limites réglementaires. L'intérêt de ces essais réside précisément dans l'observation d'un phénomène exceptionnel par nature : la ruine définitive d'une structure en béton armé.

#### Banc de flexion 4 points.

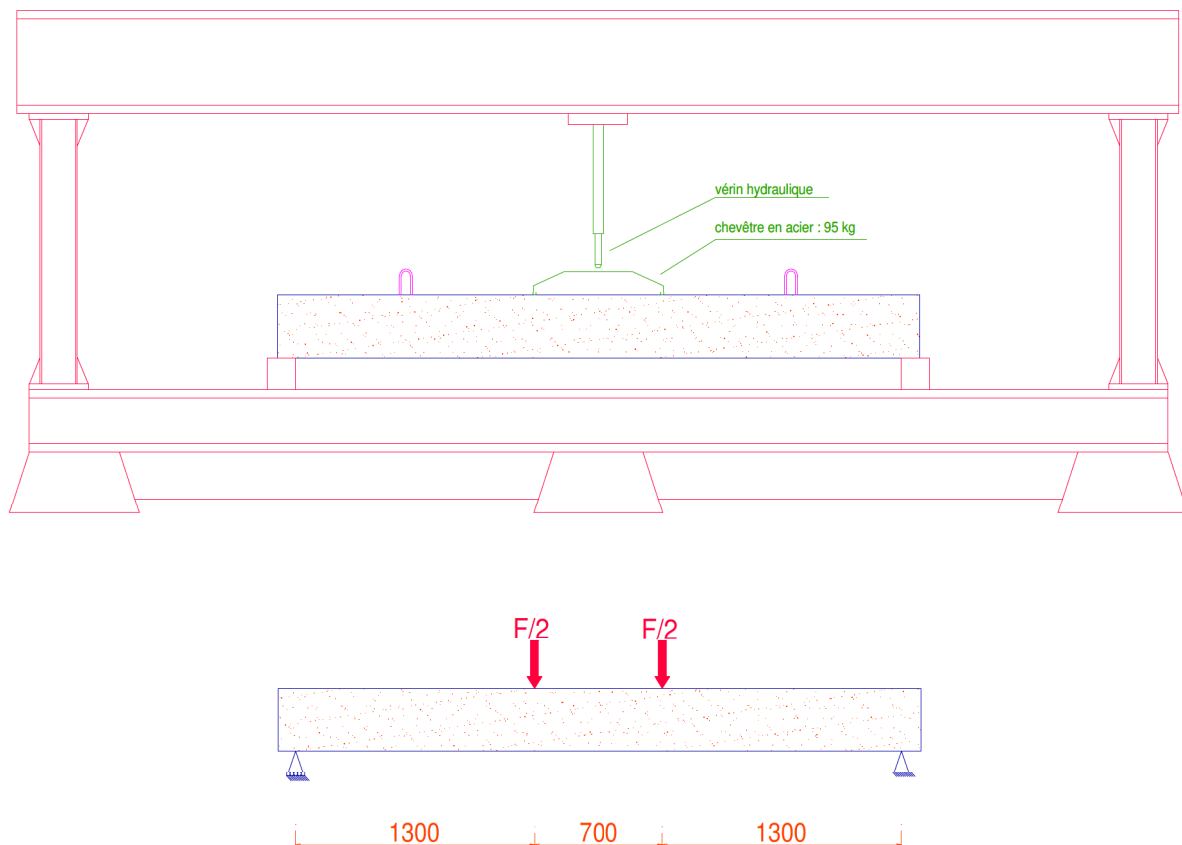


Illustration 7 : dispositif d'essai de la poutre en travaux pratiques

## b. Comportement des matériaux

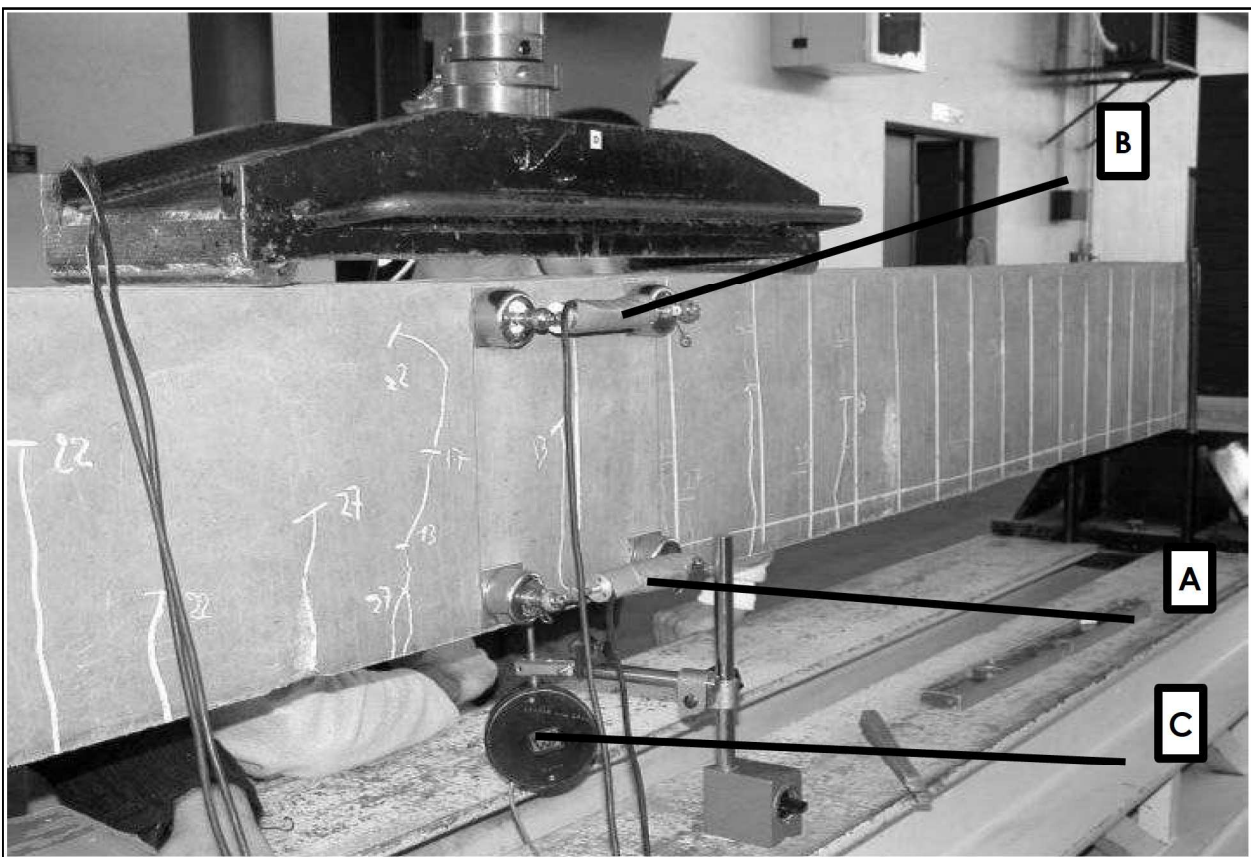
Les essais destructifs menés avec les étudiants permettent d'observer différents modes de rupture sur poutre isostatique en flexion pure. Les poutres réalisées par les différents groupes d'étudiants présentent en effet des ratios d'acier longitudinaux tendus différents.

Il est donc possible d'observer une rupture par compression excessive du béton en partie supérieure de la poutre, ou une rupture par épuisement de la résistance en traction des aciers tendus.

### Effort au vérin inférieure à 10 kN

Les observations visuelles permettent de constater que pour une charge au vérin inférieure à 10 kN, les déformations verticales de la poutre sont imperceptibles à l'œil nu. Le béton situé en partie tendue ne présente pas de signe de ruine, le béton de la fibre supérieure comprimée non plus. Cependant les déformations relatives dans les matériaux témoignent des phénomènes physiques qui sont pourtant à peine perceptibles à l'œil !

vue de la poutre instrumentée avant essai



L'extensomètre inférieur **A** mesure l'allongement de la fibre située au niveau du centre de gravité des armatures tendues, car cet instrument de mesure a été placé judicieusement.

L'extensomètre supérieur **B** mesure pendant l'essai le raccourcissement des fibres comprimées. Le dispositif de mesure calcule alors la déformation de ces mêmes fibres.

Le comparateur **C** placé en sous face de la poutre mesure la flèche verticale à mi-travée.

### Effort au vérin faible

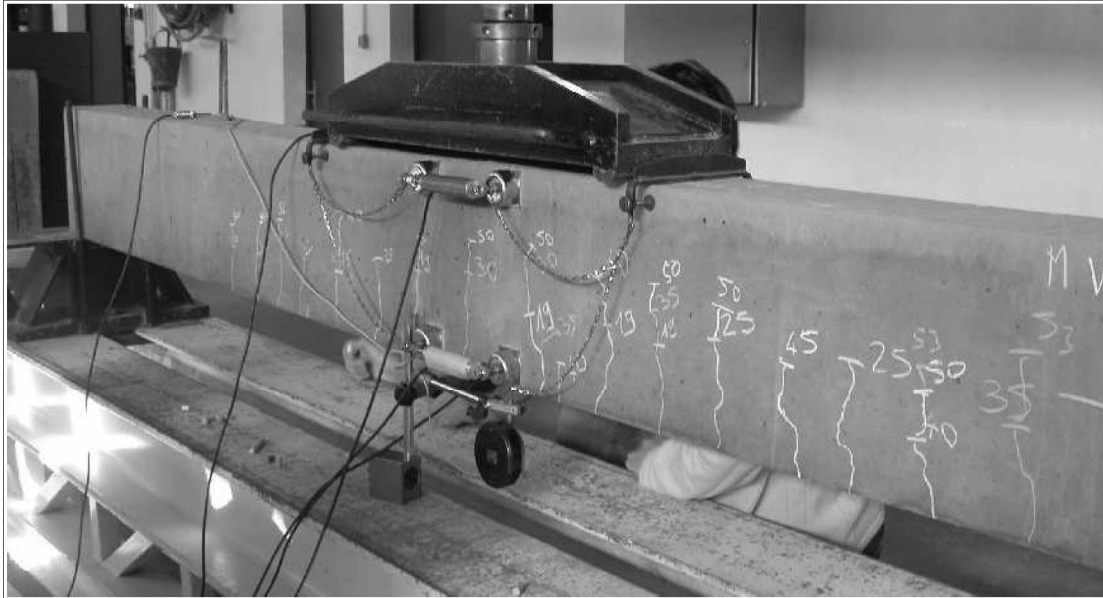
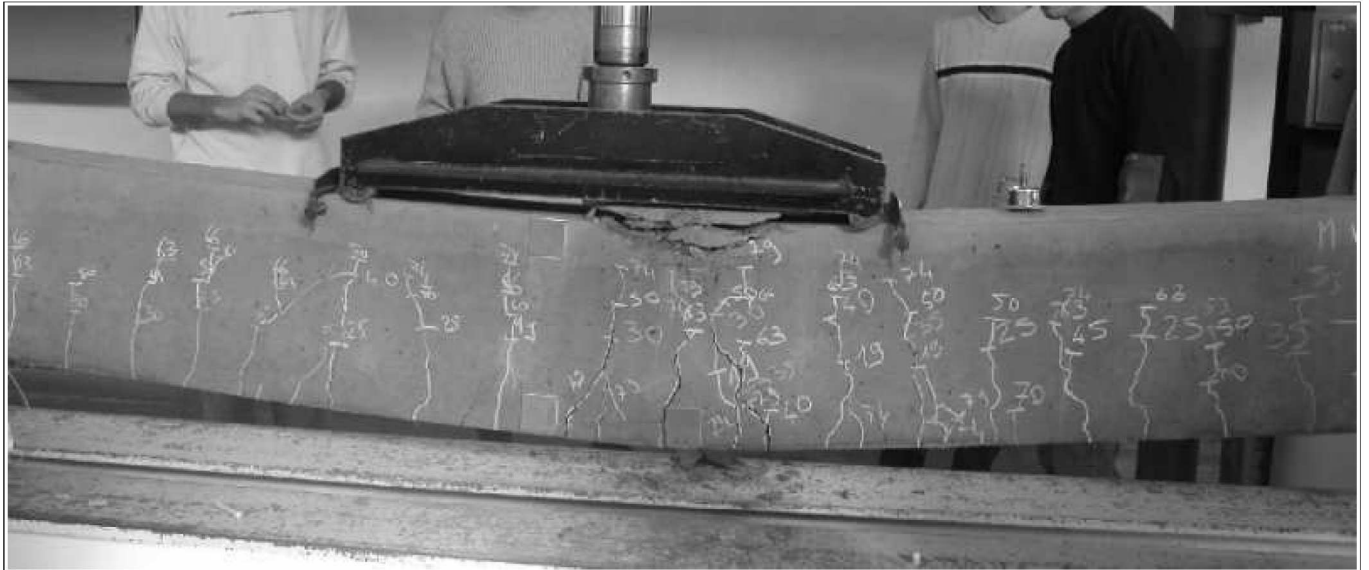


Illustration 8 : développement des fissures dans la zone tendue d'une poutre fléchie

Les fissures dans la zone de béton tendu sont visibles à l'œil nu et leur parcours est noté à la craie sur la parement de la poutre. L'action au vérin amène une sollicitation de flexion décisive appelée moment de fissuration, valeur du moment de flexion pour laquelle la contrainte de traction dans les fibres de béton tendue atteint la résistance en traction du béton.

La hauteur de béton comprimé, notée  $y$ , diminue rapidement dès que cette fissuration apparaît. Les fissures les plus importantes sont localisées au centre de la poutre et sont à peu près verticales, à une distance les unes des autres régulière.



développement des fissures pour  $10\text{kN} < F < 30\text{kN}$

La flèche verticale relevée par le comparateur est visible à l'œil nu également. La section sur laquelle se développe la fissuration la plus importante se situe sur la zone de sollicitation de flexion maximale. Il n'y a plus de fissures nouvelles, l'ouverture des fissures déjà apparues est importante, de l'ordre de 3 à 6 mm.

Les armatures de montage en fibre comprimée commencent éventuellement à flamber entre deux armatures transversales. Elles poussent le béton vers l'extérieur.





## Ruine de la poutre

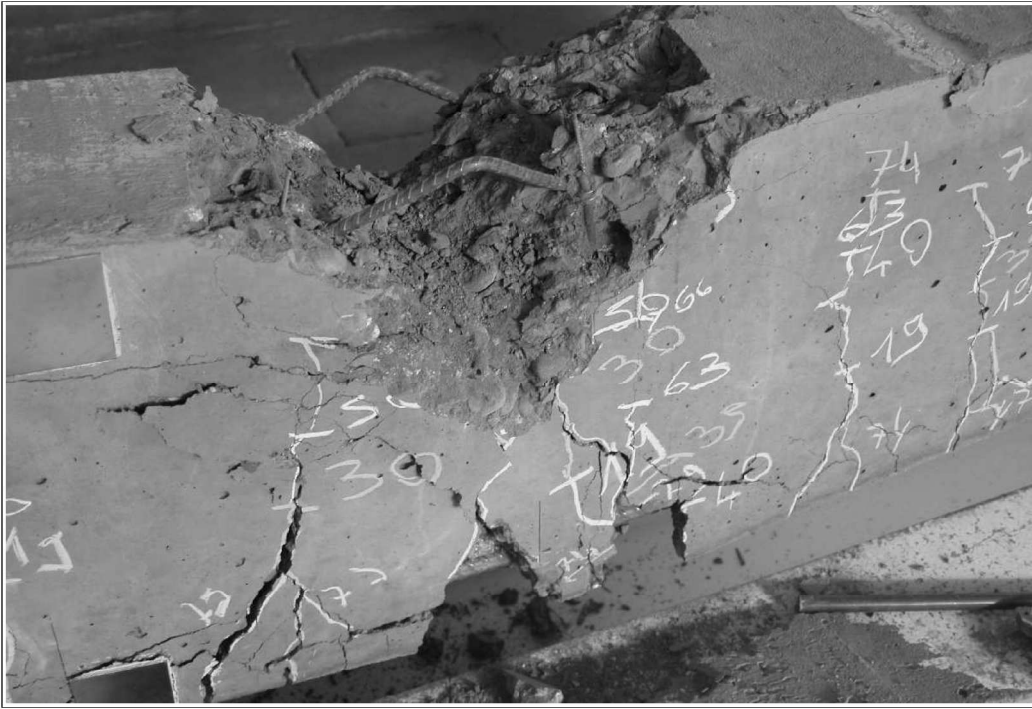


Illustration 10 : flambement des aciers de montage en zone comprimée d'une poutre fléchée

Une fois l'acier plastifié, il est possible d'observer la rupture en traction de l'acier. Cela correspond au domaine de la striction décrit en TP du module MXG2.



Illustration 11 : rupture en traction des aciers tendus en partie inférieure d'une poutre fléchée

**Remarques :** Les observations faites dépendent de la quantité d'aciers disposés dans la partie tendue de la poutre. Ainsi pour certaines poutres de TP qui présentaient "beaucoup d'acier" il n'a pas été possible d'aller jusqu'à la rupture de ceux-ci. Au contraire, pour les poutres peu ferraiées, les aciers ont rompu très tôt lors du chargement de la poutre car ils ont subi une déformation très importante.



## 2. Charge de ruine réelle et charge de calcul, coefficient de sécurité global

Les poutres réalisées en atelier par les étudiants comportent un ratio d'aciers tendus en partie inférieure différent d'un groupe à l'autre. L'objectif est de couvrir l'ensemble des comportements que peut avoir la poutre en fonction de cette quantité d'aciers tendus. La valeur maximale de l'effort au vérin est la charge de ruine réelle notée  $F_{max}$ .

Une étape préalable à l'essai pourrait consister à retrouver la charge au vérin que l'on peut exercer pour respecter les conditions de l' E.L.U. et de l' E.L.S. C'est la charge de calcul, valeur de l'action variable à ne pas dépasser pour respecter les conditions de l'état limite. Une fois cette valeur atteinte, c'est l'état limite réglementaire qui est atteint (E.L.U ou E.L.S.). La poutre "fonctionne" alors normalement sous un effort au vérin  $F_{ELU}$  ou  $F_{ELS}$ .

Il existe au delà de ce domaine d'utilisation réglementaire celui observé en fin d'essai sur les deux dernières photographies. Cet état là, n'est normalement jamais atteint dans la durée d'exploitation d'une structure voire dans sa durée de vie.

En cours d'essai la charge exercée au vérin a donc dépassé la valeur réglementaire (charge de calcul à l' E.L.U. ou E.L.S.) pour arriver à la charge de ruine réelle  $F_{max}$ . Le coefficient de sécurité est le rapport des deux valeurs ( $F_{max}/F_{ELU}$  ou  $F_{max}/F_{ELS}$ ). En pratique, on constate que la charge de ruine réelle varie entre 2 et 3 fois la charge de calcul à l' E.L.U.

(voir TD flexion simple pour le détail de valeurs numériques de  $F_{ELU}$ )

## 3. Poutre en béton armé, analyse structurale

### a. Modèles structuraux pour l'analyse globale [5.3.1]

(1)P **Les éléments d'une structure sont classés, selon leur nature et leur fonction**, en poutres, poteaux, dalles, voiles, plaques, arcs, coques, etc. Des règles sont fournies pour l'analyse de ces éléments les plus courants et des structures composées d'assemblages de ceux-ci.

(2) Pour les bâtiments, les dispositions (3) à (7) ci-après s'appliquent.

(3) **Une poutre est un élément dont la portée est supérieure ou égale à 3 fois la hauteur totale de la section.** Lorsque ce n'est pas le cas, il convient de la considérer comme une poutre-cloison.

### b. Données géométriques [5.3.2]

Dans le cas de bâtiments courants, il est fréquent que les planchers (préfabriqués ou en dalle pleine) soient portés par un réseau de poutres en béton armé. (voir TD module SST1 descente de charge).

Dans ce cas la section droite résistante de la poutre peut associer une partie du plancher, notamment en zone comprimée à mi travée. La section droite résistante a donc une forme non pas rectangulaire mais en T. Elle est donc plus économique en acier par rapport à la section rectangulaire.

La section en T comporte une âme verticale de largeur  $b_w$ , et une table de compression de largeur  $b_{eff}$  dont l'épaisseur est celle du plancher ou de la dalle.

#### Largeur participante des tables de compression [5.3.2.1]

(1)P Dans le cas des poutres en T, la largeur participante de la table de compression - sur laquelle on peut admettre des conditions de contraintes uniformes - dépend des dimensions de l'âme et de la table, du type de chargement considéré, de la portée, des conditions d'appui et des armatures transversales.



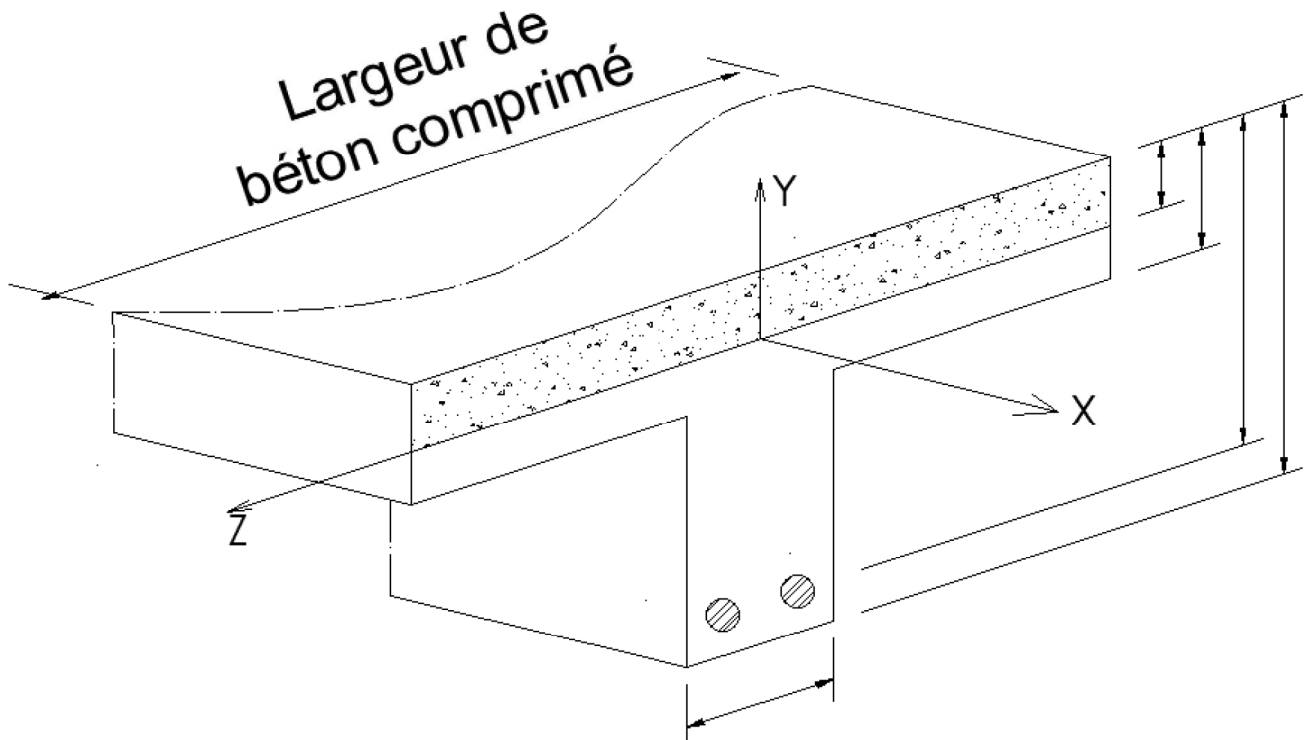
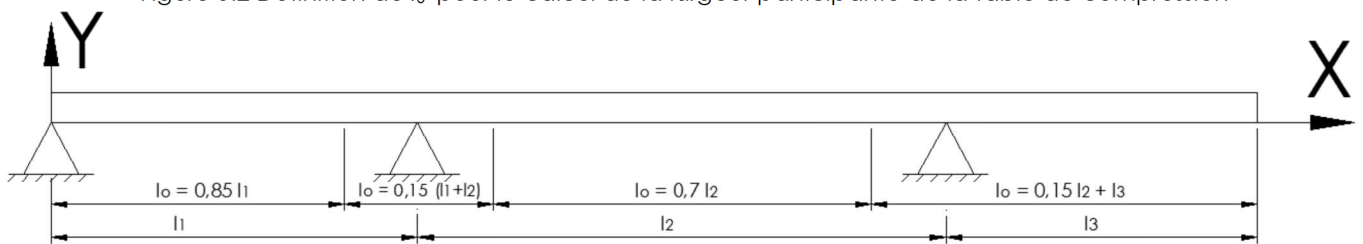


Illustration 12 : désignations géométriques des différentes zones d'une section droite en T **sous une sollicitation de moment de flexion positive. Zone hachurée comprimée.**

(2) Il convient d'établir la largeur participante de la table de compression en fonction de la distance  $l_0$  entre points de moment nul, telle qu'indiquée par la Figure 5.2.

Figure 5.2 Définition de  $l_0$  pour le calcul de la largeur participante de la table de compression



**NOTE :** Pour la longueur  $l_3$  de la console, il convient de ne pas dépasser la moitié de la portée de la travée adjacente ; et il convient par ailleurs de limiter le rapport de deux portées adjacentes à des valeurs comprises entre  $2/3$  et  $1,5$ .

**Remarque :**



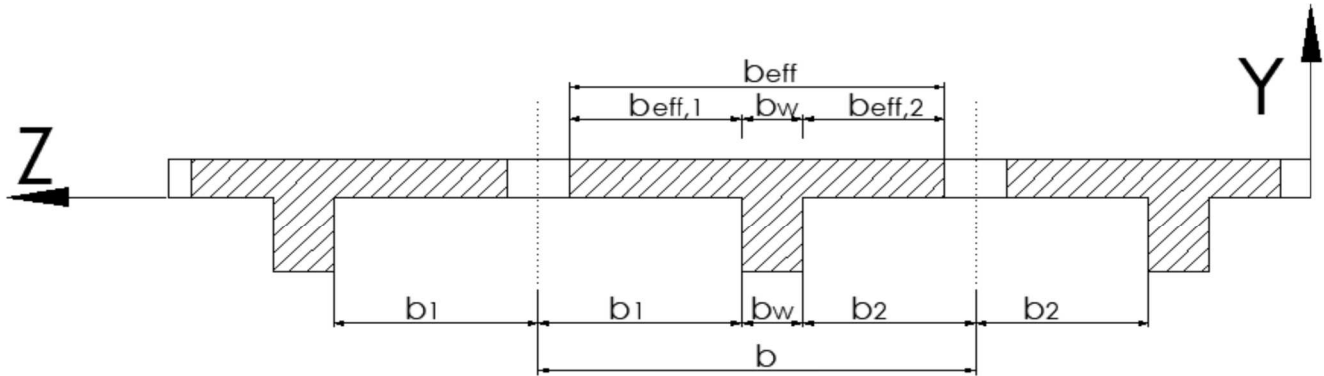
Les points de moment nuls constituent des points "particuliers" de la déformée.

(3) La largeur participante  $b_{eff}$  d'une poutre en T ou d'une poutre en L peut être prise égale à :

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b \quad \dots (5.7)$$

$$b_{eff,i} = \min \{ 0,2 b_i + 0,1 l_o ; 0,2 l_o ; b_i \} \quad \dots (5.7a-b)$$

Figure 5.3 Paramètres déterminant la largeur participante



(4) Pour l'analyse structurale, dans les cas où une grande précision n'est pas requise, on peut admettre une largeur constante sur toute la longueur de la travée. Il convient alors d'adopter la valeur applicable en travée.

**c. Portée utile des poutres et dalles dans les bâtiments [5.3.2.2]**

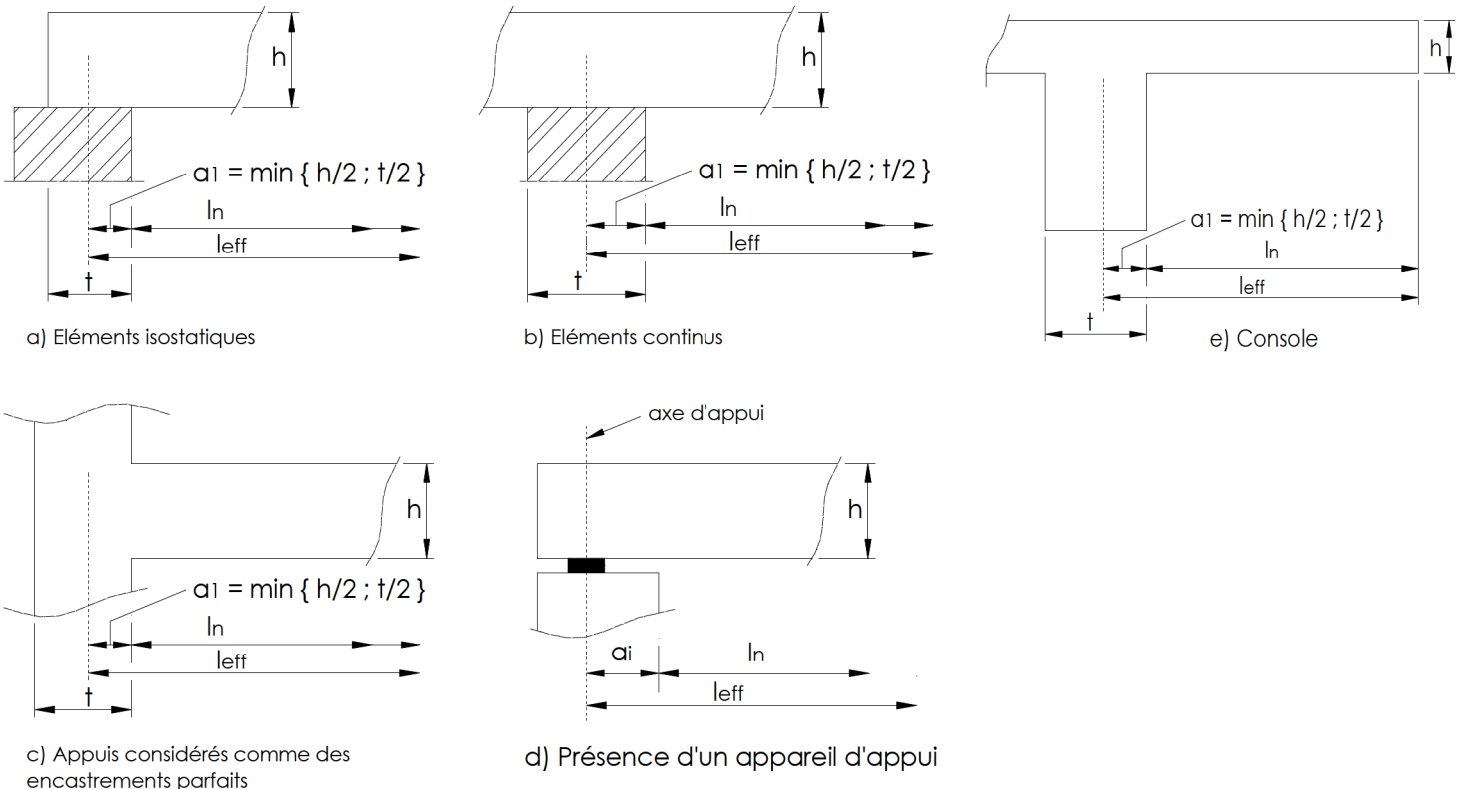
(1) Il convient de calculer la portée utile  $l_{eff}$  d'un élément de la manière suivante :

$$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2 \quad \dots (5.8)$$

où :

- $l_n$  est la distance libre entre nus des appuis ;
- les valeurs de  $a_1$  et  $a_2$  à chaque extrémité de la travée peuvent être déterminées à partir des valeurs appropriées  $a_i$  de la Figure 5.4, où  $t$  est la profondeur d'appui dans la direction X, comme indiqué. **Où les 5 figures ci-dessous sont représentées dans le plan XY**

Figure 5.4 Portée utile  $l_{eff}$  pour différentes conditions d'appui



La résistance en flexion de la section droite sur appuis est calculée à partir de la sollicitation de flexion **au nu de**

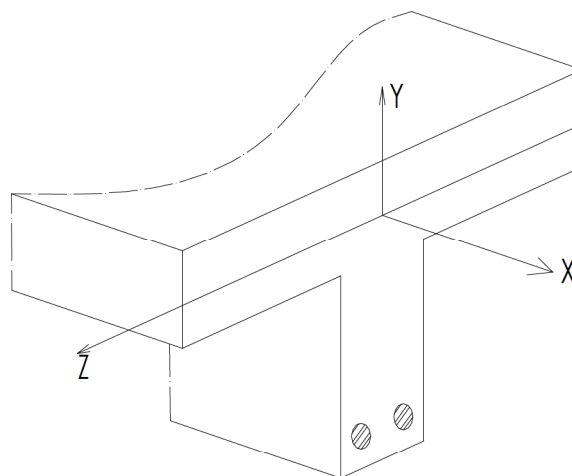
l'appui.

#### 4. Notations utilisées, représentations graphiques, hypothèses de calcul à l'E.L.U. , réalité & modèles

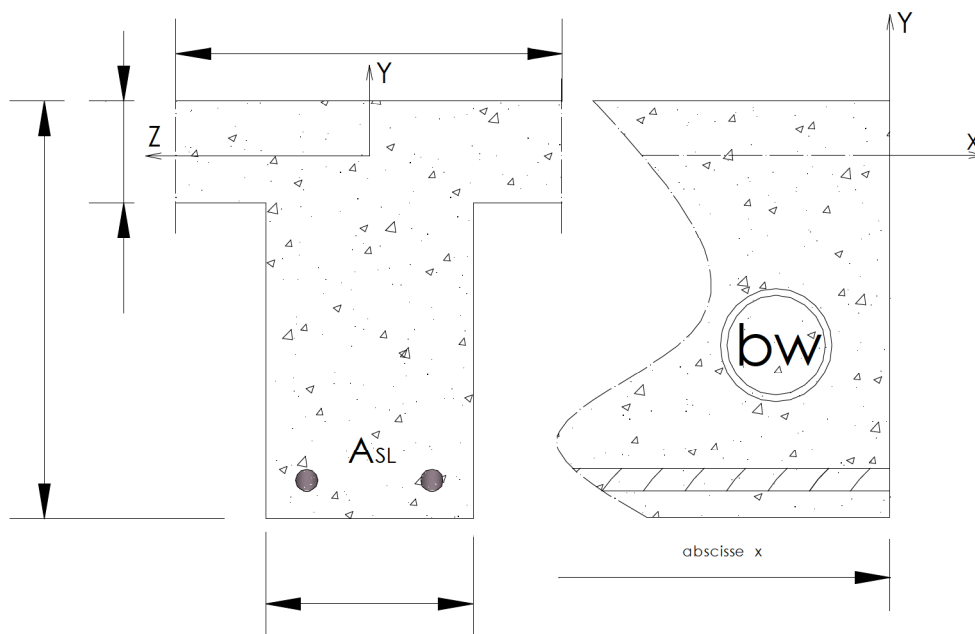
Une liste des notations a été remise en amphithéâtre, les notations de cette partie du cours y sont conformes pour la plupart, notamment sur les figures.

Les représentations courantes des diagrammes de déformations ou de contraintes sont faites sur une section droite d'une poutre, à une abscisse  $x$  (voir cours du module SST1 et SST2, entre autre).

Un repère est toujours associé à la représentation graphique de la grandeur illustrée. Ce repère est usuellement placé à l'axe neutre de la section droite. Il conviendra de compléter les repères qui seront laissés incomplets par les auteurs du texte dans tous les autres documents du module SST5. **C'est une partie du travail personnel qui incombe à chaque étudiant.**



La figure ci-dessous représente une section droite et une élévation partielle du tronçon de poutre isolé.



Dans le cas de poutres sollicitées en flexion simple, les sollicitations seront réduites au moment de flexion et à l'effort tranchant pour les cas qui vont être étudiés en semestres 2 et 3 .

Concernant le calcul des aires de section d'acier dans une poutre fléchie, il convient de distinguer le moment de flexion de l'effort tranchant. Les aciers longitudinaux parallèles aux génératrices de la poutre sont déterminés avec le moment de flexion alors que les armatures transversales sont justifiées avec l'effort tranchant. Le dernier cours en amphithéâtre du module permettra de réaliser un plan de ferrailage complet tenant compte des sollicitations de flexion et d'effort tranchant.

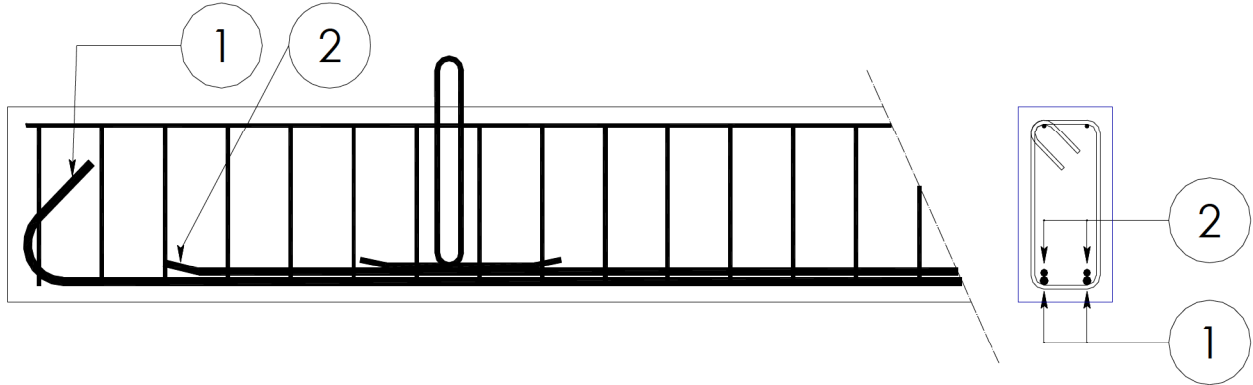


### a. Objectifs des calculs

Déterminer l'aire de la section d'aciers tendus à disposer en zone tendue d'une poutre fléchie.

**Données :** géométrie du chargement et de la poutre, caractéristiques des matériaux acier et béton, conditions d'environnement....

**Inconnue :** aire des armatures repérées 1 et 2 sur la figure ci-dessous.



**Remarque :** ce schéma de ferrailage représente la poutre de travaux pratiques dont le détail complet est rangé dans votre livret de TP.

### b. Etat Limite Ultime, Hypothèses de calcul [6.1]

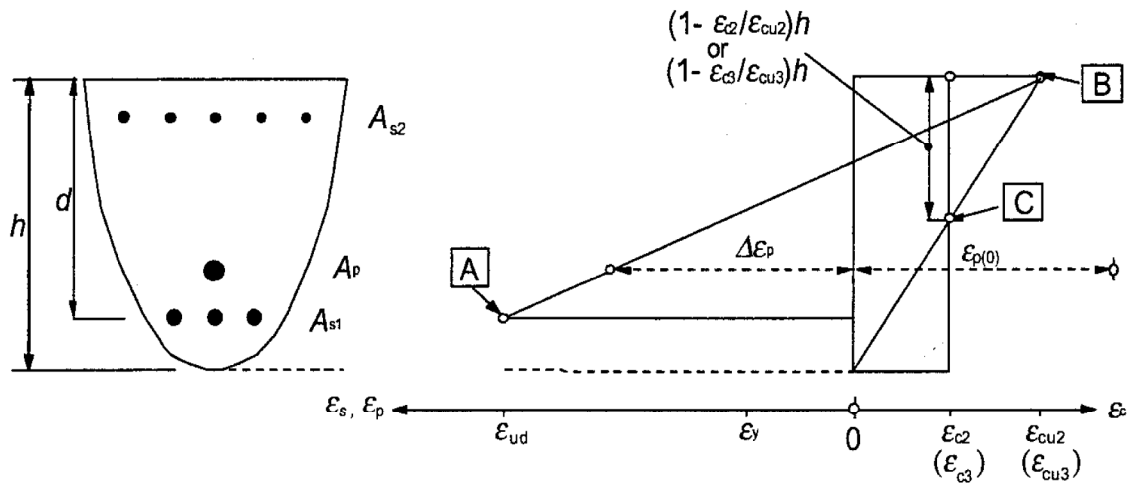
(1)...

(2)P La détermination du moment résistant **ultime** de sections droites de béton armé ou de béton précontraint s'appuie sur les hypothèses suivantes :

- les sections planes restent planes
- les armatures adhérentes (armatures de béton armé ou armatures de précontrainte), qu'elles soient tendues ou comprimées, subissent les mêmes déformations relatives que le béton adjacent
- la résistance en traction du béton est négligée
- les contraintes dans le béton comprimé se déduisent du diagramme contrainte-déformation de calcul donné en 3.1.7
- les contraintes dans les armatures de béton armé ou dans les armatures de précontrainte se déduisent des diagrammes de calcul donnés en 3.2 (Figure 3.8) et en 3.3 (Figure 3.10)

(3)P La déformation en compression du béton doit être limitée à  $\varepsilon_{cu2}$ , ou  $\varepsilon_{cu3}$ , selon le diagramme contrainte-déformation utilisé, voir Tableau 3.1 en page 12. Les déformations des armatures de béton armé et des armatures de précontrainte doivent être limitées à  $\varepsilon_{ud}$  si cette limite existe ; voir [3.2.7] (2) et [3.3.6] respectivement. La Figure 6.1 montre les valeurs limites des déformations relatives admissibles.

Figure 6.1 Diagramme des déformations relatives admissibles à l'état-limite ultime



**Conséquences des hypothèses :**

- La première hypothèse formulée amène une conséquence "pratique pour le calcul : les déformations des fibres sont proportionnelles à leur distance à l'axe neutre.
- La deuxième hypothèse permet de dire que ces déformations sont identiques dans l'acier et le béton. Comme il y a adhérence acier béton, il y a compatibilité des déformations.
- La troisième hypothèse simplifiera également le calcul en étant conservatrice. En effet, dans la zone tendue de la poutre, il n'y a pas à prendre en compte la résistance à la traction du béton car relativement faible. La représentation de la section droite communément admise pour les calculs en flexion simple est alors la suivante :

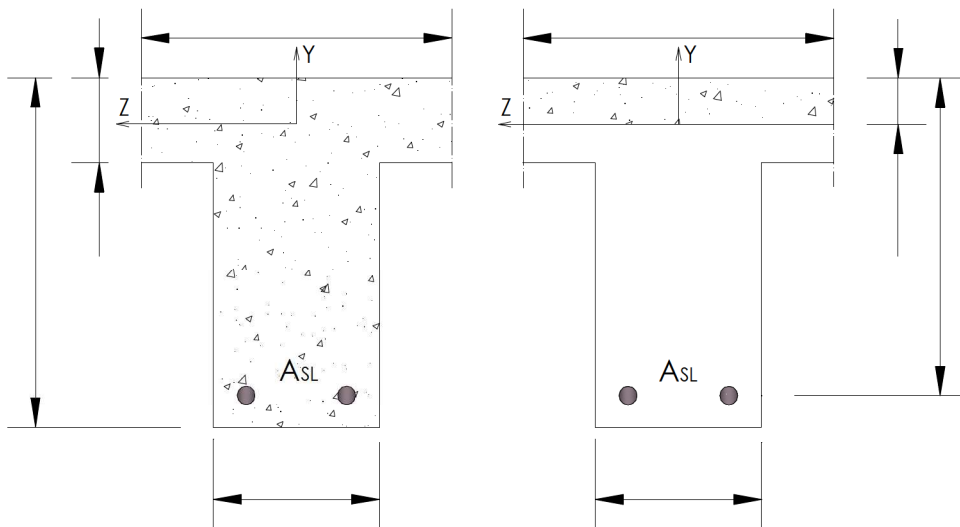


Illustration 13 : section réelle et section de calcul à l'état limite ultime en zone de moment positif

L'alinéa (3) permet de définir les diagrammes de déformation limites des sections droites qui seront utilisés pour la détermination des sections d'acier. Les calculs menés vont implicitement prendre en compte qu'au moins une déformation limite est atteinte dans un matériau, le béton en compression ou l'acier en traction.

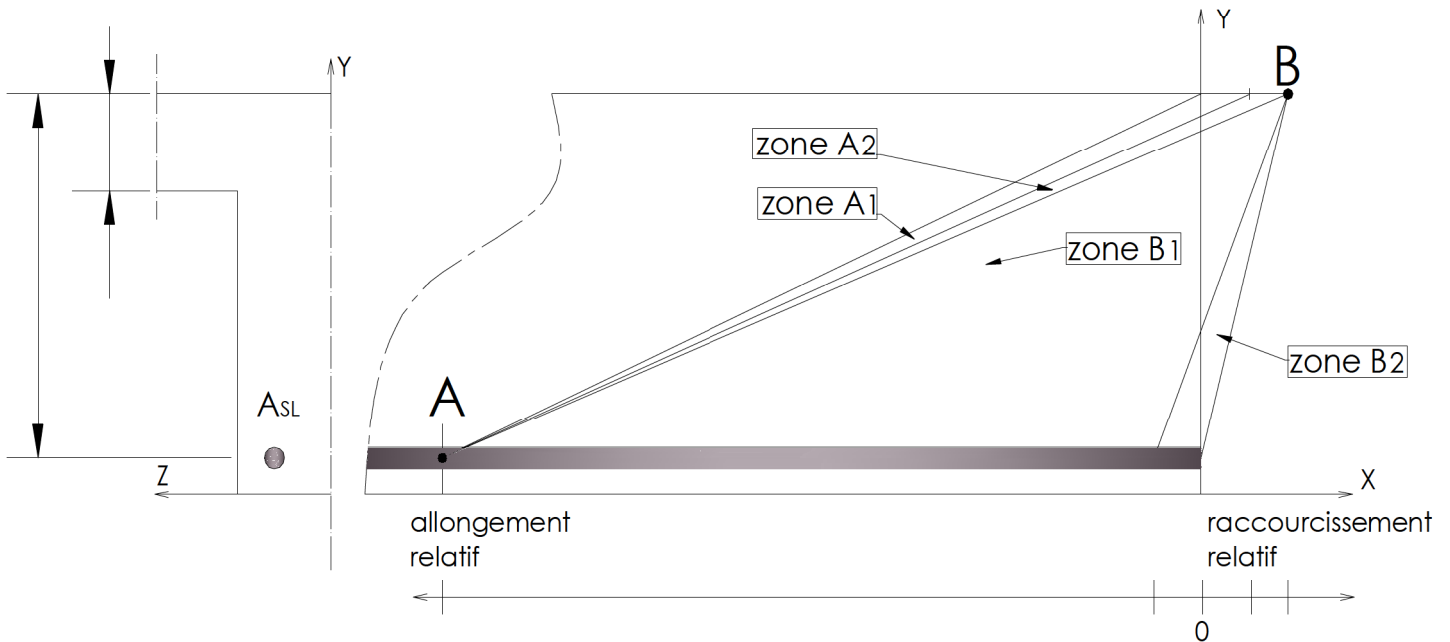


Illustration 14 : diagrammes de déformations limites d'une section droite en zone de moment positif

**1<sup>er</sup> cas :** La déformation limite est atteinte par le matériau acier et le matériau béton en même temps. La droite de déformation passe donc par les points **A** et **B**.

- La déformation relative maximale dans l'acier est  $\epsilon_{ud}$ , valeur issue de l'Annexe C ( $0,9 \times 50 \text{ ‰} = 45 \text{ ‰}$  pour un acier de classe B. Les autres valeurs de  $\epsilon_{ud}$  sont calculées à partir des données du tableau en page 18
- La déformation relative maximale dans les fibres les plus comprimées est égale  $\epsilon_{cu2}$  (tableau 3.1 pour un béton  $\leq C50/60$ ,  $\epsilon_{cu2} = 3,5 \text{ ‰}$ ).
- L'axe neutre est situé à une distance  $y$  de la fibre la plus comprimée simple à déterminer :  $y = 0,0721 \times d$
- La fraction de béton comprimé est notée  $\alpha$ , sa valeur est  **$\alpha = 7,21\%$**

**2<sup>ème</sup> cas :** La déformation limite est atteinte par le matériau acier (cas peu réaliste a priori si on considère la conséquence sur la déformation globale de la structure). Les droites de déformations qui représentent les sections droites après déformation passent par le point **A**, il s'agit du **pivot A**. Deux zones ont été représentées sur la figure ci avant, la zone A1 et la zone A2.

- La déformation maximale dans l'acier est  $\epsilon_{ud}$  (valeur issue de l'Annexe C ( $0,9 \times 50 \text{ ‰} = 45 \text{ ‰}$  pour un acier de classe B. Les autres valeurs de sont présentées dans un tableau à suivre.
- Le raccourcissement relatif dans les fibres les plus comprimées est noté  $\epsilon_c$ .  $0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu2}$  (la valeur du raccourcissement relatif maximum pour le béton vient du tableau 3.1 pour un béton  $\leq C50/60$ ,  $\epsilon_{cu2} = 3,5 \text{ ‰}$ )
- La zone A1 correspond aux cas de figure dans lesquels la déformation  $\epsilon_c$  dans le béton est inférieure à  $\epsilon_{c2} = 2 \text{ ‰}$ . La résistance de calcul du béton en compression se détermine avec la relation (3.17) :  

$$\sigma_c = f_{cd} [1 - (1 - \epsilon_c / \epsilon_{c2})^n]$$
 pour  $0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2}$ .  
Ces cas doivent être évités car peu pertinents puisque le matériau est mal utilisé.
- La zone A2 correspond au cas de figure où  $\epsilon_{c2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu2}$ , dans ce cas la résistance de calcul est au maximum réglementaire  $f_{cd}$ .
- La fraction de béton comprimé est notée  $\alpha$ . En Pivot A,  **$\alpha \leq 7,21\%$**



**3<sup>ème</sup> cas** : La déformation limite est atteinte en compression par le matériau béton. Les droites de déformations qui représentent les sections droites après déformation passent par le point **B**, il s'agit du **pivot B**. Deux zones ont été représentées sur la figure ci avant, la zone B1 et la zone B2.

- Le raccourcissement relatif dans les fibres les plus comprimées est égal à  $\epsilon_{cu2}$
- L'allongement relatif dans l'acier est noté  $\epsilon_s$  :  $0 \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{ud}$
- La zone B1 correspond aux cas de figure dans lesquels la déformation  $\epsilon_s$  dans l'acier est supérieure à  $f_{yd}/E_s$ , dans ce cas la résistance de calcul est inférieure à la valeur de résistance maximale  $f_{cd}$ .
- La zone B2 correspond au cas de figure où  $0 \leq \epsilon_s \leq f_{yd} / E_s$ , la résistance de calcul est alors inférieure à  $f_{yd}$ . Ces cas doivent être évités car peu pertinents puisque le matériau est mal utilisé.
- La fraction de béton comprimé est notée  $\alpha$ , sa valeur est inférieure  $\alpha \geq 7,21\%$

### c. Économie

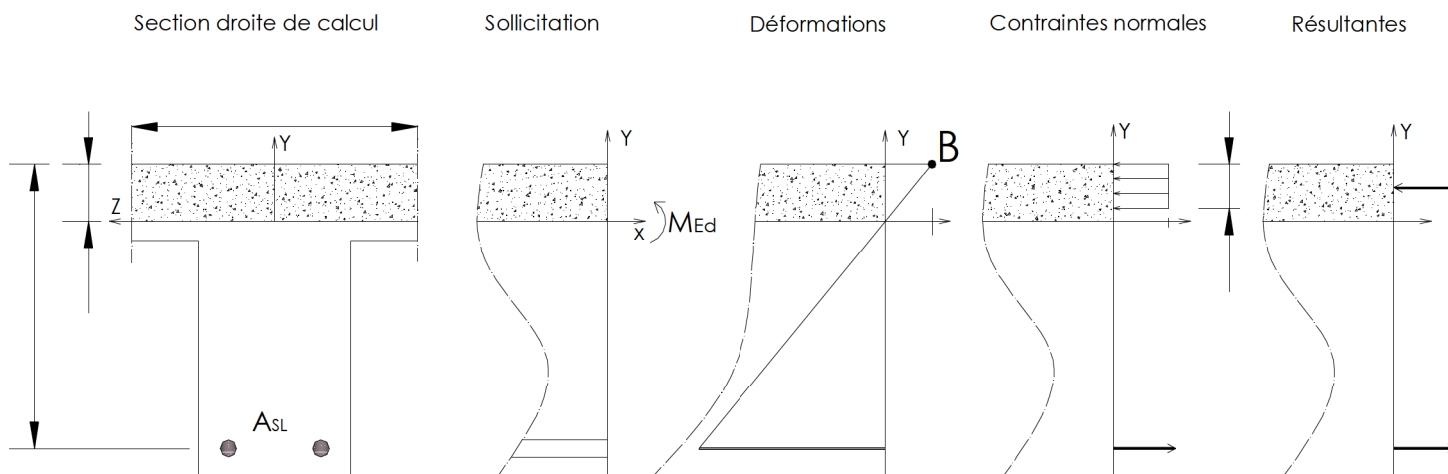
Le fait est qu'un kilogramme d'acier fourni et mis en place revient environ 15 fois plus cher qu'un kilogramme de béton.

La pertinence serait de choisir une géométrie telle que la droite de déformation soit la droite (AB), alors les deux matériaux seraient utilisés pour leur résistance de calcul maximale. Dans un projet le calculateur n'a pas toujours la liberté de choisir la géométrie (considérations esthétiques à prendre en compte, ré-utilisation par une entreprise de coffrages déjà existants, des contraintes techniques de réservations ou de trémies,...).

## 5. Calcul de l'aire d'une section d'acier en flexion simple à l' E.L.U.

### a. Principe du calcul d'une section d'acier

La mise en œuvre du calcul est faite à partir de deux équations : l'équation d'équilibre d'une section droite et l'équation de compatibilité des déformations. La représentation usuelle est une suite de figures qui représentent tous les éléments géométriques et mécaniques de la section droite étudiée.



L'équation d'équilibre de la section permet d'écrire :



**Remarques :**

- **Les unités** doivent être homogènes et faire l'objet d'une attention de tous les instants.
- Le calcul de  $\mu$  se mène en considérant un moment de flexion positif. Cela signifie, physiquement, que c'est la fibre inférieure en zone de sollicitation agissante maximale qui est tendue. Les aciers seront disposés en partie inférieure de la poutre. Lorsque le moment est négatif, par exemple sur un appui, alors le calcul de  $\mu$  est également mené avec un moment positif (en valeur absolue), mais les aciers seront disposés en fibre tendue, en haut de la poutre !
- La valeur  $\mu = M_{Ed}/(b_{eff} \cdot d^2 \cdot f_{cd})$  est dimensionnelle. La sollicitation agissante est généralement connue. La hauteur utile  $d$  doit être évaluée avant le calcul. Ensuite il faut s'assurer que la valeur réelle issue des dispositions constructives est identique ou supérieure.
- Compte tenu des remarques faites en 3 c) il faut tenir compte des valeurs limites du moment réduit  $\mu$  qui indiquent une utilisation peu judicieuse des matériaux. Il s'agit des zones A1 et B2 sur la figure qui représente les déformations limites dans la section droite.  
 La zone A1 indique une déformation dans le béton située dans la zone parabolique de la figure 3.3. Il en résulte une résistance de calcul donnée par la relation (3.17).  
 La zone B2 indique une déformation dans l'acier située sur la première partie du diagramme bilinéaire de la figure 3.8. La valeur limite.  
 Il faut donc être capable, dès le calcul de  $\mu$  effectué, de se situer dans une des 4 zones possibles et de déduire les résistances de calcul.
- Il convient de vérifier que la hauteur comprimée  $Y$  est inférieure à l'épaisseur de la table de compression notée  $h_f$ , sinon l'axe neutre se trouve dans l'âme de la poutre. Dans ce cas il faudrait considérer une zone comprimée effectivement en T :  $Y \leq h_f$  ?

**b. Moment réduit limite  $\mu$**

Pour les classes d'exposition **X0** et **XC**, c'est le calcul à l'Etat Limite Ultime qui est prépondérant. Cela signifie que ce sont les hypothèses de l' **E.L.U.** qui donnent la section d'acier à disposer dans la pièce.

Pour ces classes là il faut comparer la valeur de calcul de  $\mu$  avec les valeurs de  $\mu$  qui définissent la zone A1, A2, B1, ou B2. Idéalement ce sont les zones A2 et B1 qui doivent être représentatives des déformations, voir tableau ci dessous.

Pour les classes **XD**, **XF** et **XS**, c'est le calcul à l'état limite de service qui est prépondérant. Le calcul des aires d'acier à l' **E.L.S.** sera abordé en semestre 3. Pour ces classes là il faut comparer la valeur de calcul de  $\mu$  avec les valeurs de  $\mu_{limite}$  données en Annexe.

Tableau VI.1 : Valeurs de  $\mu$  qui définissent la zone A1,A2, B1 ou B2 de la figure page 39

valeurs de  $\alpha$  établies pour  $\epsilon_{ud}$  selon Annexe C

Type acier	A1		A2				B1			B2		
	$\mu <$	$\alpha$ (%)<	$\mu <$	$\mu <$	$\alpha$ (%)<	$\alpha$ (%)<	$\mu <$	$\mu <$	$\alpha$ (%)<	$\mu >$	$\alpha$ (%)>	
<b>B400A</b>	0.126	8.16	0.126	0.102	8.16	13.46	0.102	0.392	13.46	66.8	0.392	66.8
<b>B400B</b>	0.067	4.26	0.067	0.056	4.26	7.22	0.056		7.22			
<b>B400C</b>	0.046	2.88	0.046	0.039	2.88	4.93	0.039		4.93			
<b>B500A</b>	0.126	8.16	0.126	0.102	8.16	13.46	0.102	0.372	13.46	61.7	0.372	61.7
<b>B500B</b>	0.067	4.26	0.067	0.056	4.26	7.22	0.056		7.22			
<b>B500C</b>	0.046	2.88	0.046	0.039	2.88	4.93	0.039		4.93			
<b>B600A</b>	0.126	8.16	0.126	0.102	8.16	13.46	0.102	0.353	13.46	57.3	0.353	57.3
<b>B600B</b>	0.067	4.26	0.067	0.056	4.26	7.22	0.056		7.22			
<b>B600C</b>	0.046	2.88	0.046	0.039	2.88	4.93	0.039		4.93			



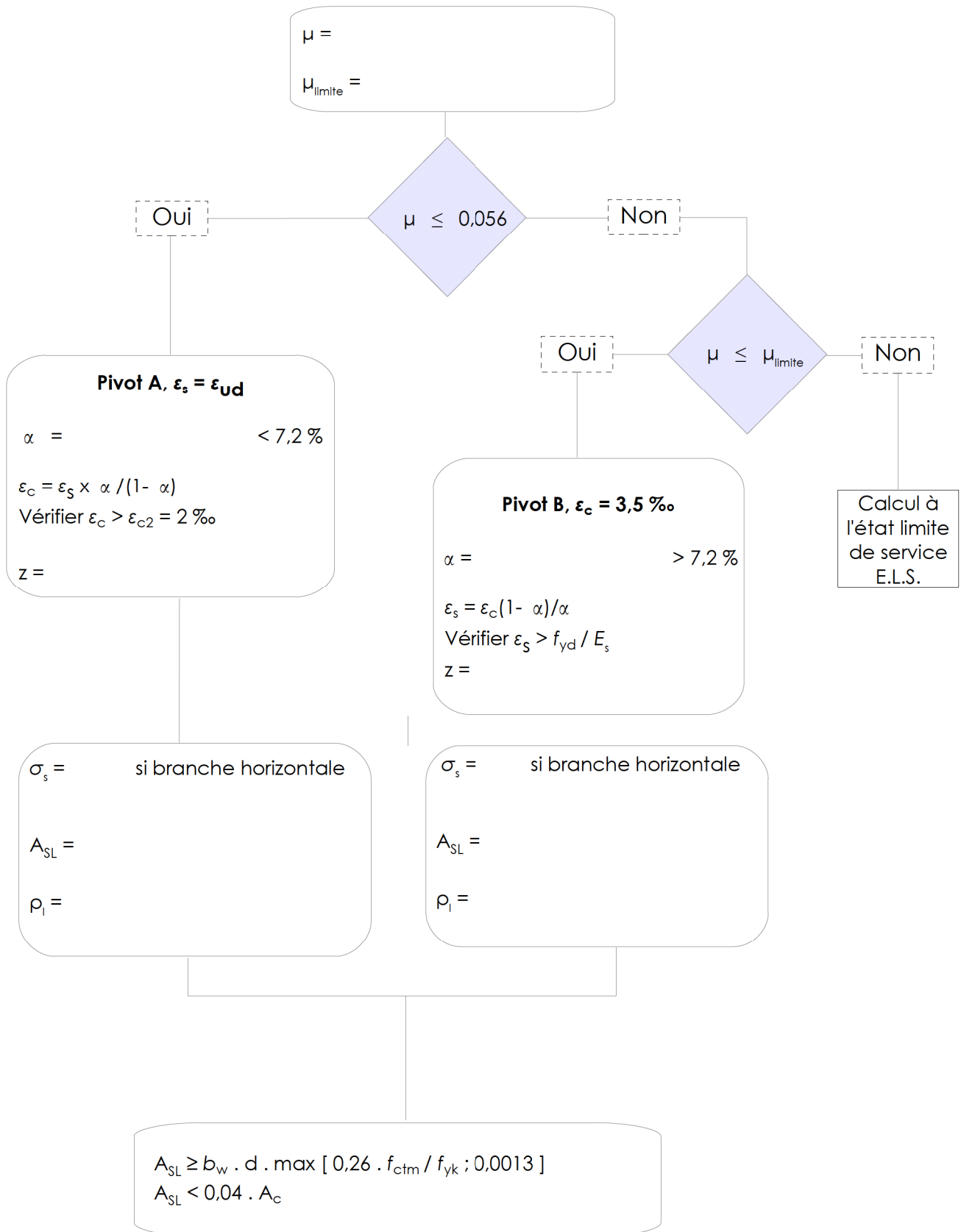
**c. Démarche calculatoire de projet, organigramme général de la démarche de calcul.**

**Données du projet :**

- Projet : classe structurale, classe d'environnement, conditions de réalisation (en place ou préfabrication)
- Matériaux : acier B..., béton C../.. (voir le C.C.T.P.)
- Géométrie :  $b_w$ ,  $b_{eff}$ ,  $h$ ,  $h_f$ ,  $d$  est estimée puis contrôlée en fin de calcul, (voir les plans).
- Valeur de calcul de la sollicitation agissante :  $M_{Ed}$  = sollicitation de flexion à l'état limite ultime

- ◆ Calcul du moment réduit  $\mu =$  comparaison avec  $\mu_{limite}$  et ....
  
- ◆ Calcul de  $\alpha$   $\alpha =$
  
- ◆ Calcul de la hauteur comprimée  $Y =$  vérifier que  $Y \leq h_f$
  
- ◆ Calcul du bras de levier du couple de flexion  $z =$
  
- ◆ Calcul de l'aire de la section d'acier tendu  $A_{sL} =$
  
- ◆ Calcul du ratio d'acier  $\rho_l =$
  
- ◆ Condition de non fragilité  $A_{s,min} =$
  
- ◆ Aire maximale  $A_{s,max} =$
  
- ◆ Dispositions constructives, ratio d'acier...

d. Organigramme général de la procédure de calcul des poutres à section rectangulaire.



**Remarques :** Pour éviter le calcul effectif d'une poutre en Té, il convient de vérifier que l'axe neutre est dans la table de compression. la valeur de calcul de  $f_{ctm}$  est donnée en tableau 3.1 page 12

## 6. Calcul de la sollicitation résistante d'une section droite en flexion simple : $M_{Rd}$

### a. Calcul de la sollicitation résistante d'une section droite de poutre en béton armé

Il est parfois nécessaire de déterminer la sollicitation résistante d'une section droite en béton armé, dans le cadre d'une réhabilitation par exemple. Pour cela il convient dans un premier temps de trouver les informations essentielles suivantes :

**Dimensions** de la section droite telle que définie précédemment :  $b_w, b_{eff}, h, h_f$

**Quantité d'armatures**<sup>6</sup> disposées en zone tendue de la section droite : Diamètre, nombre d'acier, enrobage, classe.

**Caractéristiques mécaniques** des matériaux : béton C .../... , acier B.....

Quand il s'agit, pour un exercice, de retrouver la valeur de la sollicitation résistante il n'y a aucune difficulté. Il s'agit alors de considérer les équations d'équilibre présentées en 4.a et de remplacer les valeurs connues :

L'équation d'équilibre de la section  $F_c = F_s$  devient :

équation dans laquelle la seule inconnue est Y. Il vient donc :

Le bras de levier des forces internes :

L'autre équation d'équilibre s'écrit :  $M_{Rd} = F_s \cdot z$  ou encore  $M_{Rd} =$

Vérifier :  $M_{Rd} \quad M_{Ed}$

#### **Remarques :**

- Une difficulté dans le cadre d'une réhabilitation tient à l'accès aux informations fiables sans lesquelles les résultats n'ont aucun sens. L'autre difficulté, tout aussi immédiate, tient dans la comparaison d'une valeur difficile à établir,  $M_{Rd}$ , à une autre également sujette à hypothèses. En effet dans un bâtiment en réhabilitation il peut être délicat de déterminer la sollicitation agissante compte tenu des inconnues nombreuses : portées réelles, dimensions exactes des éléments structurels, nature et poids volumiques des matériaux, état réel de la structure existante (fissurée ou pas).
- **Le fait que  $M_{Rd} > M_{Ed}$  ne garantit pas la stabilité globale de la structure** ni la conformité de la pièce aux dispositions constructives....évidemment. Il s'agit d'une vérification locale d'une section droite d'une structure modélisée. Cet outil doit donc être utilisé avec précaution et avec en tête les limites qu'impose un tel calcul.

## 7. Dispositions constructives (Eurocode 2, section 8)

### a. Espacement des armatures de béton armé [8.2]

(1)P L'espacement des armatures de béton armé (barres) doit permettre une mise en place et un compactage satisfaisants du béton, et ainsi garantir le développement d'une bonne adhérence.

(2) Il convient d'adopter une distance libre (horizontalement et verticalement) entre barres parallèles ou entre lits horizontaux de barres parallèles supérieure ou égale à la plus grande des valeurs suivantes :  $k_1$  fois le diamètre de la barre,  $(d_g + k_2)$  mm ou 20 mm (où  $d_g$  est la dimension du plus gros granulat).

**NOTE :** Les valeurs de  $k_1$  et  $k_2$  à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. Les valeurs recommandées sont  $k_1 = 1$  et  $k_2 = 5$  mm.

(3) Lorsque les barres sont placées en lits horizontaux distincts, il convient de superposer les barres de chaque lit en files verticales en ménageant entre ces files un espace suffisant pour permettre le passage des aiguilles vibrantes et assurer un bon compactage du béton.

<sup>6</sup> Il existe au département un matériel spécifique, pachomètre, capable de donner des informations de cette nature. Il indique la présence d'une armature par sa distance au parement, et il évalue son diamètre, mais ne donne aucune information sur la résistance mécanique de l'acier si il est détecté.

(4) Dans le cas d'un recouvrement de barres, on peut admettre que celles-ci sont en contact sur la longueur de recouvrement. On se reportera à 8.7 pour plus de détails, chapitre précédent sur l'association acier-béton.

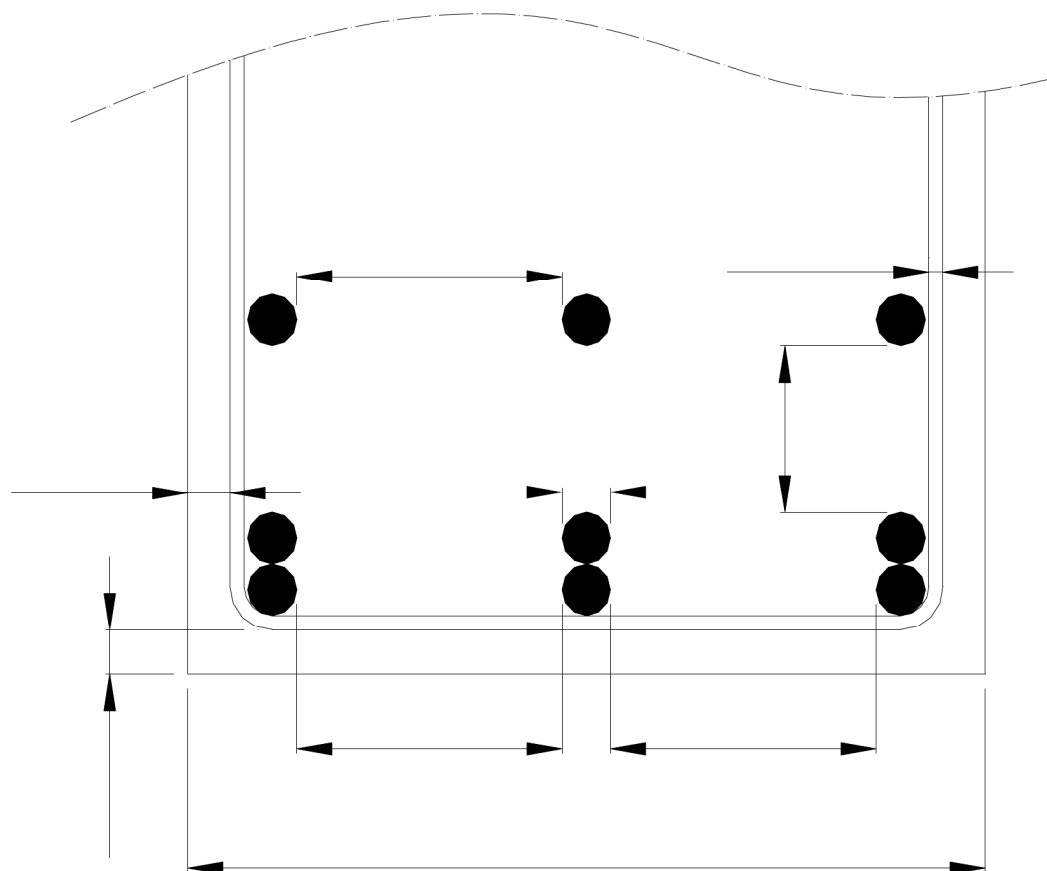


Illustration 15 : espacements des armatures dans le béton

$$(e_v, e_h) \geq \max(k_1 \phi_{\text{barre}} ; d_g + k_2 ; 20 \text{ mm})$$

$c_{\text{nom}}$  défini en section 3 de l' EC2 ou en chapitre IV\_4\_a page 21

## b. Paquets de barres, diamètre équivalent [8.9]

### Généralités [8.9.1]

(1) Sauf indication contraire, les règles pour les barres individuelles s'appliquent également aux paquets de barres. Il convient que toutes les barres d'un paquet aient les mêmes caractéristiques (type et nuance). **Des barres de diamètres différents peuvent être groupées en paquet sous réserve que le rapport des diamètres n'excède pas 1,7.**

$$\phi_n = \phi \sqrt{n_b} \leq 55 \text{ mm} \quad \dots (8.14)$$

(2) Pour le calcul, le paquet est remplacé par une barre fictive équivalente présentant la même section et le même centre de gravité que le paquet. Le diamètre équivalent  $\phi_n$  de cette barre est tel que : où :

- $n_b$  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.

(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  $\phi_n$ , 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.

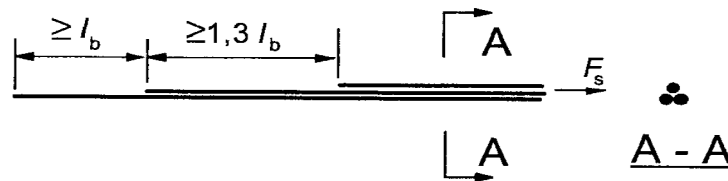
Exemples d'agencements d'armatures interdits ou autorisés

Association interdite		Association autorisée	
<p>HA 10 HA 20 car <math>20 / 10 = 2 &gt; 1.7</math></p>	<p>HA 20 HA 20 HA 20 HA 20 car nombre <math>&gt; 3</math></p>	<p>HA 8 HA 12 car <math>12 / 8 = 1.5 &lt; 1.7</math></p>	<p>HA 20 HA 20 HA 20 car nombre = 3</p>

**c. Ancrage des paquets de barres [8.9.2]**

(1) 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  $< 32$  mm 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  $\geq 32$  mm 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.

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



**d. Sections minimale : généralités [9.1]**

(3) Des sections minimales d'armatures sont prescrites afin d'empêcher une rupture fragile, de larges fissures et également pour résister à des efforts provenant d'actions gênées.

Les règles données dans la Section 9 sont principalement applicables aux bâtiments en béton armé.

**e. Sections minimale et maximale d'armatures [9.2.1.1]**

(1) Il convient que la section d'armatures longitudinales tendues ne soit pas inférieure à  $A_{s,min}$ .

**NOTES :** Voir également 7.3 pour la section d'armatures longitudinale tendues permettant la maîtrise de la fissuration. La valeur de  $A_{s,min}$  à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est indiquée dans ce qui suit :

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \quad A_{s,min} \geq 0,0013 b_t d \quad \dots (9.1N)$$

où :

- $b_t$  désigne la largeur moyenne de la zone tendue ; pour une poutre en T dont la membrure supérieure est comprimée, seule la largeur de l'âme est prise en compte dans le calcul de  $b_t$ .
- $f_{ctm}$  Il convient de déterminer  $f_{ctm}$  en fonction de la classe de résistance appropriée, conformément au Tableau 3.1.page12.

(2) Il convient de considérer les sections contenant une quantité d'armatures inférieures à  $A_{s,min}$  comme des sections non armées (voir la Section 12).

(3) Il convient que la section des armatures tendues ou comprimées n'excède pas  $A_{s,max}$  en dehors des

zones de recouvrement.

La valeur de  $A_{s,max}$  à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est  $A_{s,max} = 0,04 \cdot A_C$ . En résumé :

$$A_{s,réel} \geq A_{SL}$$

et  $A_{s,min} < A_{s,réel} < A_{s,max}$

#### f. Sections minimales d'armatures [7.3.2]

(1) **P Si la maîtrise de la fissuration est requise**, une quantité minimale d'armatures adhérentes est nécessaire pour maîtriser la fissuration dans les zones où l'on prévoit l'existence de contraintes de traction. Cette quantité peut être estimée à partir de l'équilibre entre les efforts de traction dans le béton juste avant la fissuration et les efforts de traction dans les armatures à la limite d'élasticité ou le cas échéant à une contrainte inférieure pour limiter l'ouverture des fissures.

Cet alinéa de la section 7 concerne l'état limite de service. Il sera étudié en Semestre 3 lors du module SST8.

#### g. Armatures en zone tendues sur appuis [9.2.1.2]

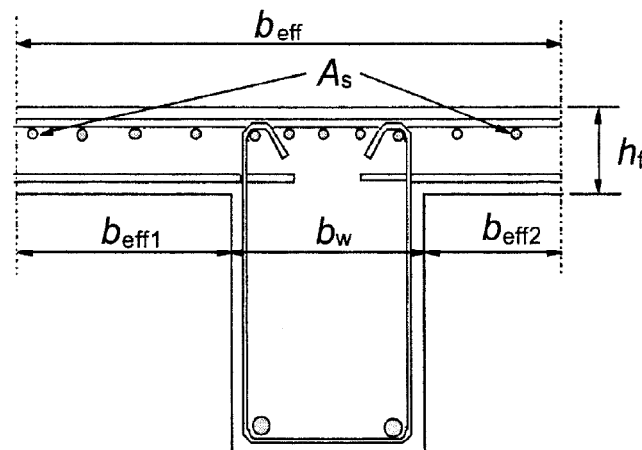
(1) Pour une poutre formant une construction monolithique avec ses appuis, il convient de dimensionner la section sur appuis pour un moment fléchissant résultant de l'encastrement partiel d'au moins  $\beta_1$  fois le moment fléchissant maximal en travée, y compris lorsque des appuis simples ont été adoptés dans le calcul.

La valeur de  $\beta_1$  à utiliser pour les poutres, dans un pays donné, peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est  $\beta_1 = 0,15$ .

**NOTE 2** La section minimale d'armatures longitudinales définie en 9.2.1.1 (1) s'applique.

(2) Aux appuis intermédiaires des poutres continues, il convient de répartir la section totale des armatures tendues  $A_s$  d'une section transversale en T sur la largeur participante de la membrure supérieure (voir 5.3.2). Une partie de ces armatures peut être concentrée au droit de l'âme (voir Figure 9.1).

Figure 9.1 Agencement des armatures tendues dans une section en T



(3) Il convient de maintenir toute armature longitudinale comprimée (de diamètre  $\phi$ ) prise en compte dans le calcul de résistance au moyen d'armatures transversales espacées au plus de  $15 \phi$ .

#### h. Ancrage des armatures inférieures au niveau des appuis d'extrémité [9.2.1.4]

(1) Il convient, au niveau des appuis, considérés dans le calcul comme faiblement ou pas encastrés que l'aire des armatures inférieures soit au moins  $\beta_2$  fois l'aire des armatures présente en travée.

**NOTE** : La valeur de  $\beta_2$  à utiliser pour les poutres, dans un pays donné, peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est  $\beta_2 = 0,25$ .

### i. Armatures de peau [9.2.4]

(1) Il peut être nécessaire de prévoir des armatures de peau, soit pour maîtriser la fissuration soit pour assurer une résistance adaptée à l'éclatement de l'enrobage.

**NOTE** : des règles de dispositions constructives pour les armatures de peau sont données en **Annexe Informative J**.

Extrait de l' **Annexe J** (informative) dispositions constructives pour des cas particuliers

(1) Il convient de placer un ferrailage de peau pour résister à l'éclatement du béton lorsque le ferrailage principal est constitué :

- de barres de diamètre supérieur à 32 mm ou
- de paquets de barres de diamètre équivalent supérieur à 32 mm (voir 8.8).

Il convient d'utiliser des treillis soudés ou des barres de petit diamètre, placés à l'extérieur des cadres comme représenté sur la Figure J.1, pour constituer le ferrailage de peau.

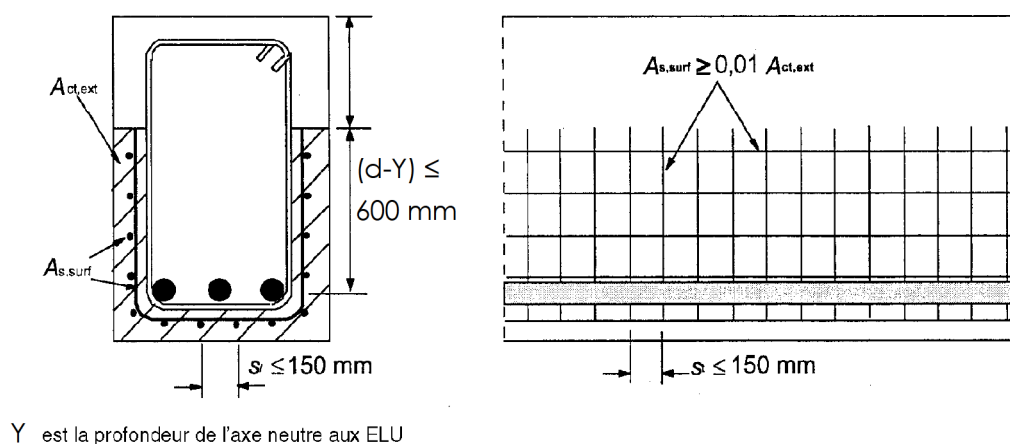


Figure J.1 Exemple de ferrailage de peau. Les détails complets sont présentés dans l'annexe J de l' Eurocode 2