



République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur

et de la Recherche Scientifique

Université de Tissemsilt

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département des Sciences et de la Technologie



Polycopié de cours

BETON ARME I

Filière : Génie civil

Spécialité : Génie civil

Préparé par : Dr. OUAZIR Mansour

Maître de conférences classe « B »

Tissemsilt - 2023/2024

Table des matières

I - FORMULATION ET PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DU BETON ARMÉ	4
1. DÉFINITION ET GÉNÉRALITÉS	4
1.1. FORMULATION	4
1.2. PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT DU BETON ARME	5
1.3. RÈGLES APPLICABLES AU BÉTON ARMÉ	6
2. CONSTITUANTS DU BÉTON ARMÉ.....	6
2.1. BÉTON.....	6
2.2. Acier	7
3. PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES	9
3.1. BÉTON.....	9
3.2. Acier	11
II - Chapitre 2 Prescriptions réglementaires	13
1. Règle des pivots.....	13
1.1. Hypotheses de calcul	13
1.2. Fonctionnement de l'association acier-béton (Règle des trois pivots) [A.4,3,3]	13
2. Etats limites	14
2.1. Etat limite ultime de resistance E.L.U	14
2.2. Etat limite de service E.L.S.....	17
3. Combinaisons d'actions.....	18
3.1. Actions permanentes et variables.....	18
3.2. Les sollicitations.....	19
4. Condition de non fragilité	21
III - Chapitre 3. Adhérence et ancrage	22
1. Généralité.....	22
1.1. Les armatures longitudinales.....	22
1.2. Les armatures transversales.....	22
2. Adhérence acier-béton.....	22
2.1. Contrainte limite d'adhérence	23
2.2. Facteurs agissant sur l'adhérence.....	23
3. Ancrage des aciers	23
3.1. Ancrage droit	23
3.2. Longueur de scellement droit dans le cas d'un paquet de barres.....	24
3.3. Ancrage courbe	24
3.4. Ancrage des cadres, étriers et épingles.....	24
4. Recouvrements.....	24
4.1. Barres rectilignes sans crochets:.....	24
4.2. Barres rectilignes avec crochets normaux.....	25
5. Dispositions constructives génératives.....	25
5.1. Protection des armatures :	25
5.2. Distance entre barres.....	25

IV - Chapitre 4. Compression simple	26
1. Définition.....	26
1.1. Rappels de R.D.M.....	26
1.2. Réalité vis à vis du B.A.E.L.....	26
2. Longueur de flambement et élancement.....	27
2.1. Longueur de flambement.....	27
2.2. Elancement.....	29
3. Combinaison d'actions à considérer.....	30
4. Dispositions constructives.....	30
4.1. Armatures longitudinales.....	30
4.2. Armatures transversales.....	30
5. Justification des sections a ELU.....	30
5.1. Force portante.....	31
5.2. Détermination des armatures longitudinales.....	32
5.3. Dimensionnement.....	33
5.4. Détermination des armatures transversales.....	33
V - Chapitre5. Traction simple	35
1. Définition.....	35
2. Condition de non fragilité.....	35
3. Dimensionnement des armatures longitudinales.....	35
3.1. Calcul à l'ELU.....	36
3.2. Calcul à ELS.....	36
4. Dimensionnement de la section du béton.....	36
5. 5. Armatures transversales.....	36
5.1. En zone de recouvrement.....	36
5.2. En zone courante.....	37
VI - Exercices d'applications	38
1. Chapitre 1.....	39
2. Chapitre 2.....	41
3. Chapitre 3.....	46
4. Chapitre 4.....	51
5. Chapitre 5.....	59
Référence	65

FORMULATION ET PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DU BETON ARMÉ



1. DÉFINITION ET GÉNÉRALITÉS

Le béton armé est l'un des matériaux disponibles les plus importants pour la construction en Algérie et dans le monde entier. Il est utilisé dans presque toutes les structures, notamment : bâtiments, ponts, murs de soutènement, tunnels, réservoirs. Le béton armé est une combinaison de béton et d'acier dans laquelle l'armature en acier fournit la résistance à la traction qui manque au béton. Le renfort en acier est également capable de résister aux forces de compression comme les poteaux ainsi que dans d'autres situations.

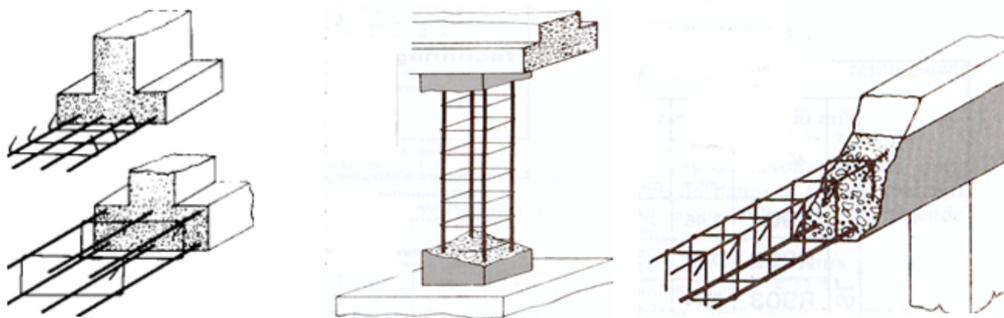


Image 1 Différents éléments en béton armé

L'intérêt de construire en béton armé se résume comme suit :

- Liberté dans le choix des formes (béton facilement moulable et armatures adaptables).
- Structures monolithiques (peu de joints, réserves de capacité portante due à l'hyperstaticité)
- Bonne durabilité (peu de frais d'entretien)
- Bonne résistance au feu dans le cas d'un incendie.
- Réalisation économique (matières premières du béton telles agrégats, ciment, eau).

1.1. FORMULATION

Le béton est un matériau obtenu en mélangeant en proportions convenables et de manière homogène :

- du ciment,
- un "granulat" composé de sable et de matériaux pierreux (gravillons, cailloux),
- de l'eau.

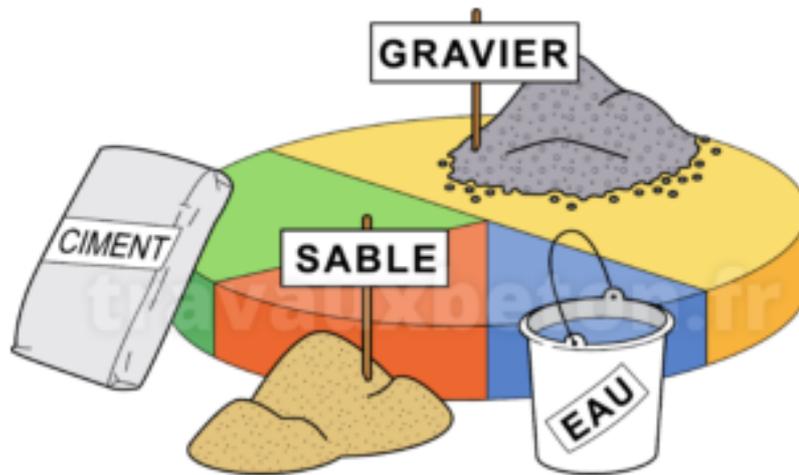


Image 2 Composition du béton



Image 3 Béton avant durcissement

Le mélange fait prise puis "durcit", ce qui se traduit par un accroissement de ses résistances à la compression et à la traction. La première atteint des valeurs élevées (couramment, en moyenne, 25 à 35 MPa), mais la seconde reste relativement faible (de l'ordre du douzième de la résistance à la compression c'est-à-dire de 2 à 3 MPa) et incertaine. Le béton est donc un matériau fragile. Pour pallier les inconvénients résultant de cette fragilité, on associe au béton des armatures en acier : le matériau ainsi obtenu est le béton armé.

La formulation, les constituants, la fabrication et le contrôle du béton sont étudiés afin de déterminer les proportions des constituants du béton par des méthodes de calcul appropriées en se basant sur les critères souhaités tels que la résistance, l'ouvrabilité, le coût, etc.

1.2. PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT DU BETON ARME

La présence d'armatures dans le béton ne suffit pas à faire de celui-ci un béton armé.

Il faut en plus une organisation structurale spécifique portant sur les formes des pièces, ainsi que sur la quantité et l'agencement des armatures.

- Principe n°1

Tout élément doit être armé suivant trois directions non coplanaires, généralement orthogonales.

Toutefois, les éléments de faible épaisseur (dalles) ne sont généralement armés que dans deux directions, parallèles à leur feuillet moyen (voir exemples de ferrailage, fig. 1.1 et 1.2 ci-après).

- Principe n°2

Seuls peuvent être considérés comme "éléments en béton armé" ceux qui sont encore aptes à jouer leur rôle dans la structure dont ils font partie lorsque la résistance à la traction par flexion de leur béton constitutif est supposée nulle.

L'application de ce second principe conduit :

1. à toujours mener les calculs comme si le béton avait effectivement une résistance nulle à la traction, donc à déterminer les armatures des zones tendues pour qu'elles soient capables d'équilibrer la totalité des efforts de traction développés par le fonctionnement mécanique de la structure.
2. à toujours prévoir une quantité d'armatures tendues au moins égale à celle nécessaire pour équilibrer la force de rupture par traction du béton tendu, supposé non armé (condition de non-fragilité, définissant le pourcentage minimal d'armatures tendues).

1.3. RÈGLES APPLICABLES AU BÉTON ARMÉ

"Actuellement les seules Règles du béton armé applicables en France sont les "Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé CBA 93 suivant la méthode des états- limites", en abrégé "Règles BAEL 91".

2. CONSTITUANTS DU BÉTON ARMÉ

2.1. BÉTON



Un **BÉTON HYDRAULIQUE** est un mélange :

- de granulats naturels (ou artificiels) : sables, gravillons...
- de liants normalisés : ciments artificiels,
- d'adjuvants éventuels : entraîneur d'air, hydrofuges, etc...
- d'eau de mouillage (gâchage) des granulats et d'hydratation du liant.

Il durcit dans l'air et dans l'eau.

Il est caractérisé par :

- sa résistance élevée en compression simple, jusqu'à 40 à 50 MPa,
- sa faible résistance à la traction, 12 à 15 fois moins qu'en compression, — son poids volumique
- Béton non armé « 24000 N/m³, Béton armé = 25 000 N/m³,
- son coefficient de dilatation thermique : x 10 (identique à l'acier).

a) PRINCIPAUX CONSTITUANTS DU BÉTON

i) LE CIMENT

Appellation	symbole	composants principaux
Ciment Portland artificiel	C.P.A	97 % de clinker + fillers
Ciment Portland composé	C.P.J	65 % de clinker 35 % de laitier
Ciment de Haut-Fourneau	C.H.F	40 à 75% de laitier + clinker
Ciment de laitier au clinker	C.L.K	80 % de laitier + clinker

Tableau 1 Tableau des des Ciments utilisés

Nota : le clinker est le produit qui résulte de la cuisson des matières premières : calcaire + argile.

ii) LES AGREGATS

Appellation		Mailles carrées des tamis (mm)
Pierres cassées	Gros Moyens Petits	50 à 80 31,5 à 50 20 à 31,5
Gravillons	Gros Moyens Petits	12,5 à 20 8 à 12,5 5 à 8
Sable	Gros Moyens Fins	1,25 à 5 0,315 à 1,25 0,080 à 0,315
Fines, farines et fillers		<0,08

Tableau 2 Tableau de classement des granulats (Voir NF-P 18-304)

iii) L'EAU DE GACHAGE

Eau incorporée au mélange liant et granulats afin d'enclencher sa prise et de conférer au béton sa plasticité, donc son ouvrabilité. La qualité de l'eau de gâchage doit répondre à la norme NF EN 1008

b) DOSAGES COURANTS PAR MÈTRE CUBE DE BÉTON MIS EN PLACE

A titre indicatif :

granulats : - sable 380 à 450 dm ³ . gravillons 750 à 850 dm ³	300 à 400 kg + eau : 150 à 200 litres
---	---------------------------------------

Le béton obtenu fait l'objet d'essais sur éprouvettes normalisées pour les épreuves d'étude et de contrôle. Les essais ont pour but de déterminer ou contrôler les résistances caractéristiques avec une probabilité de 85 à 90 % d'être réellement atteintes ou dépassées.

Type d'essais les plus courants :

- essai de compression simple sur éprouvettes cylindriques (NF-P 18-406)
- essai de traction : par flexion (NF-P 18-407), par fendage ou essai brésilien (NF-P 18-408).

2.2. Acier

Le matériau acier est un alliage fer + carbone en faible pourcentage. Les aciers pour béton armé sont ceux de :

- nuance douce pour 0,15 à 0,25 % de carbone
- nuance mi-dure et dure pour 0,25 à 0,40 % de carbone

L'association acier-béton, de même que la mise en œuvre des armatures, imposent, pour les aciers de béton armé, de strictes exigences qui ne peuvent se trouver représentées par un caractère unique. Compte tenu de leurs conditions d'emploi et de leurs caractères mécaniques, ces aciers doivent présenter une adhérence convenable, une ductilité et une aptitude au façonnage satisfaisantes et, le cas échéant, présenter l'aptitude au soudage requise pour l'exécution des jonctions, surtout en croix

On utilise pour le béton armé, les ronds lisses (symbole Ø ou RL), les armatures à haute adhérence (symbole HA) et les treillis soudés (symbole TS)



Image 4 Acier rond lisse



Image 5 Acier haute adhérence



Image 6 Treillis soudé

Contrairement au béton, l'acier possède un comportement identique en traction et en compression. Les aciers utilisés en armatures de béton armé sont désignés par :

- Leur forme (barre lisse, barre haute adhérence)
- Leur nuance (doux, mi-dur, dur) correspondant au pourcentage de carbone contenu dans l'acier entre 0.2 et 0.5% de carbone.
- Leur limite élastique exprimée en MPa (symbole E)

Ex : Fe E235

Fe : acier (et non fer)

E : limite élastique (fe)

235 : 235 MPa

On distingue :

- Ronds lisses de nuances :

Fe E215 limite élastique $f_e = 215$ MPa

Fe E235 limite élastique $f_e = 235$ MPa

- Les barres à haute adhérence, de nuances :

Fe E400 limite élastique $f_e = 400$ MPa

Fe E500 limite élastique $f_e = 500$ MPa

- Treillis soudés : formés par assemblage des barres de fils lisses ou à haute adhérence .

Les aciers sont livrés en barres de 12 m et 15 m dans les diamètres dits nominaux suivants :

5 – 6 – 8 – 10 – 12 – 14 – 16 – 20 – 25 – 32 – 40 – 50 (en mm)

3. PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES

3.1. BÉTON

a) RÉSISTANCES CARACTÉRISTIQUES DU BÉTON (B.A.E.L. A.2.1.)

i) RÉSISTANCE CARACTÉRISTIQUE À LA COMPRESSION

Un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée)

Symbole : f_{c28} ; Unité : MPa

Exemple : $f_{c28} = 20$ MPa

lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dans l'âge de j jours (en cas d'exécution) est inférieur à 28, on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} obtenue au jour considéré.

on peut admettre que pour $j \leq 28$ la résistance f_{cj} des béton non traités thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \dots \dots \dots \text{pour } f_{cj} < 40 \text{ Mpa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} \dots \dots \dots \text{pour } f_{cj} > 40 \text{ Mpa}$$

Formule 1

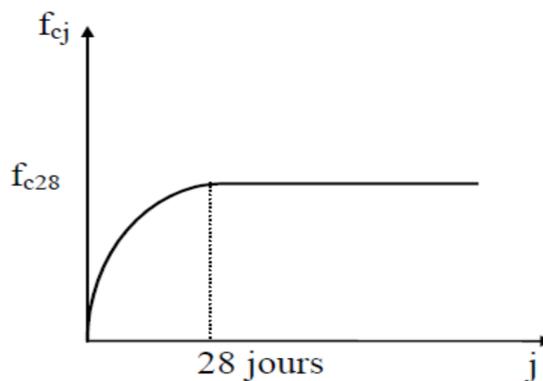


Image 7 Diagramme de la résistance en compression d'un béton en fonction de son âge

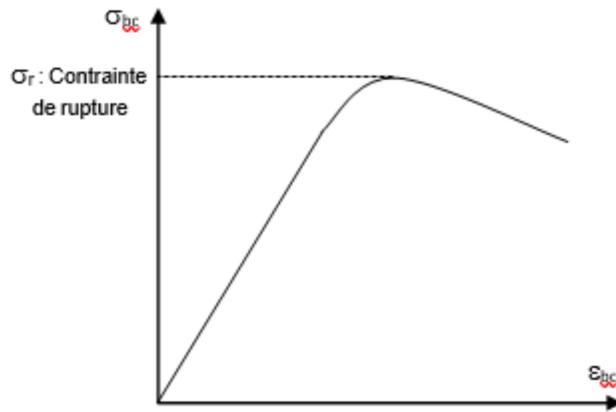


Image 8

ii) RÉSISTANCE CARACTÉRISTIQUE À LA TRACTION

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} ; \text{ Unité : } f_{tj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa}$$

Exemple avec $f_{c28} = 20 \text{ MPa}$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 28 = 1,8 \text{ MPa}$$

Résistances caractéristiques du béton en MPa à 28 jours d'âge		Dosages du ciment en kg/m suivant : les conditions de fabrication la classe du ciment, 45 ou 55 Mpa			
		Conditions courantes (C.C.)		Auto-contrôle surveillé (A.S.)	
		classe 45	Classe 55	Classe 45	Classe 45
16	1.56	300	-----	-----	-----
20	1.8	350	325	325	300
25	2.1	(1)	375	400	350
30	2.4	non admis	(1)	(1)	(1)

(1) Cas à justifier par une étude appropriée.

Tableau 3 Résistances caractéristiques du béton

b) DÉFORMATION LONGITUDINALE DU BÉTON (B.A.E.L. A.2.1.2)

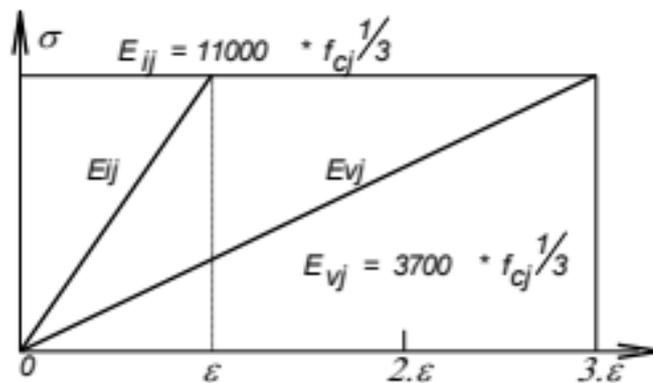


Image 9 Déformation longitudinale

i) Module de déformation longitudinale instantanée

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à l'âge de j jours, un module de déformation instantanée du béton de (f_{cj} en MPa) :

$$E_{ij} = 11000 * f_{cj}^{1/3}$$

Formule 2

ii) Module de déformation longitudinale différée :

$$E_{vj} = 3700 * f_{cj}^{1/3}$$

Formule 3

sous des contraintes de longue durée d'application (permanentes) (f_{cj} en MPa)

RETRAIT : A défaut de mesures, on estime que le raccourcissement unitaire (ou relatif) dû au retrait atteint les valeurs suivantes dans le cas de pièces non massives, à l'air libre :

- $2 \cdot 10^{-4}$ en climat humide zone A de la carte de zonage climatique provisoire de l'Algérie.
- $3 \cdot 10^{-4}$ en climat tempéré sec zone B de la carte de zonage climatique provisoire de l'Algérie.
- $4 \cdot 10^{-4}$ en climat chaud et sec zones B, C et D1 de la carte climatique provisoire de l'Algérie.
- $5 \cdot 10^{-4}$ en climat très sec ou désertique "zones D2 et D3" de la carte de zonage climatique provisoire de l'Algérie.

c) DÉFORMATION TRANSVERSALE : COEFFICIENT DE POISSON (B.A.E.L. A.2.1.3)

La déformation transversale se traduit par le coefficient de poisson du béton est pris égal à :

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

Formule 4

Sauf cas particuliers, le coefficient de Poisson du béton est pris égal à :

- $\nu = 0$ (zéro) pour le calcul des sollicitations (E.L.U.)
- $\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations (E.L.S.)

3.2. Acier

Le caractère mécanique qui sert de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie désignée par f_e . Elle varie en fonction du type d'acier.

Le module d'élasticité longitudinale E_s est pratiquement constant quel que soit l'acier utilisé et est pris égal à : $E_s = 200\,000$ MPa.

Le diagramme conventionnel déformations-contraintes pour la traction et la compression a l'allure présentée dans la figure ci dessous, sachant que les valeurs de limite élastique sont les mêmes en traction et en compression

Cas de la traction :

Droite OA (domaine élastique).

- -Proportionnalité $\epsilon - \sigma$ ($\epsilon_s = f_e / E_s$) ($\sigma_s = f_e$)
- -Coordonnées du point A.
- Horizontale AB d'ordonnée $\sigma_s = f_e$ (domaine plastique).
- La position du point B correspond a un allongement de 10 ‰.

Cas de la compression.

- Le diagramme correspondant est symétrique a celui de la traction par rapport a O.

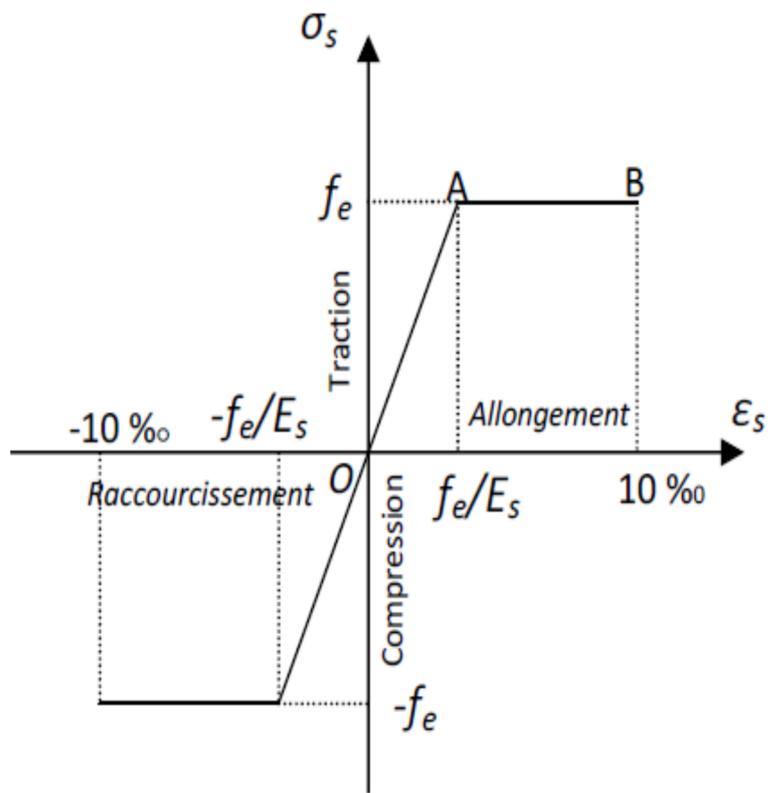


Image 10

Chapitre 2 Prescriptions réglementaires



1. Règle des pivots

1.1. Hypotheses de calcul

1. les sections droites restent planes (NAVIER-BERNOUILLI).
2. il n'y a pas glissement entre les armatures et le béton.
3. la résistance du béton à la traction est négligée.
4. le diagramme déformation du béton est défini aux paragraphes précédents: diagramme "rectangulaire simplifié" si la section est partiellement comprimée.
5. le diagramme déformation de l'acier est défini par une affinité de rapport.
6. on suppose concentrée en son c.d.g. la section d'un groupe de plusieurs barres.
7. les déformations se font selon le diagramme des 3 pivots comme limites :
10 ‰ pour l'allongement de l'acier
3,5 ‰ pour le raccourcissement du béton en flexion
2 ‰ pour le raccourcissement du béton en compression simple

1.2. Fonctionnement de l'association acier-béton (Règle des trois pivots) [A.4.3,3]

Les positions que peut prendre le diagramme des déformations d'une section droite passent obligatoirement par l'un des 03 pivots A-B-C

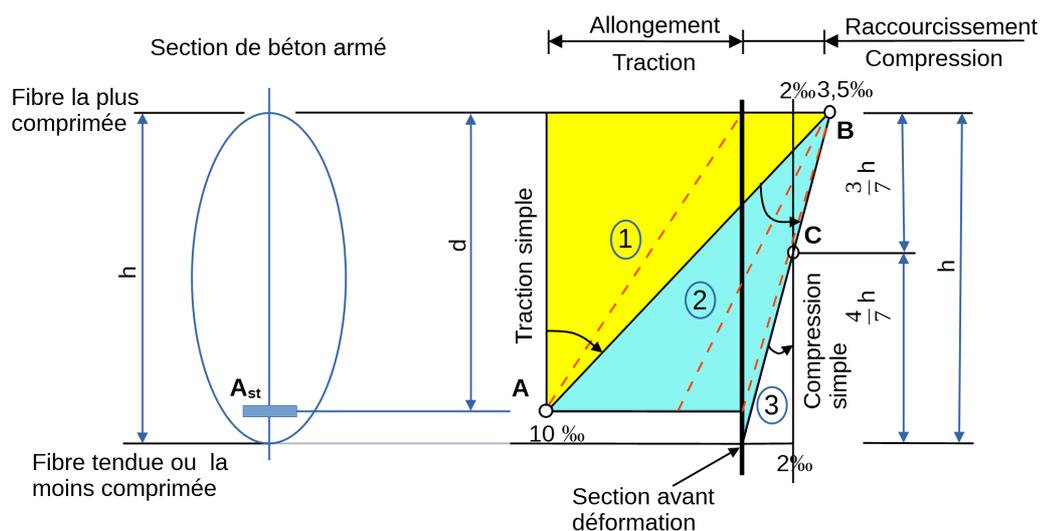


Image 11 Diagramme des déformations limites de la section

Le tableau ci-après permet d'analyser :

- la position des pivots repérés A, B, C ;
- les domaines (1),(2),(3) et les valeurs des déformations limites.

Analyse du diagramme des déformations limites d'une section		
Pivot A Domaine 1	Pivot B Domaine 2	Pivot C Domaine 3
Allogement unitaire de l'acier $\epsilon = 10 ‰$	Raccourcissement unitaire du béton comprimé: $\epsilon_{bc} = 3.5 ‰$	Raccourcissement unitaire du béton comprimé: $\epsilon_{bc} = 2 ‰$ pour $\gamma_u = 7/3h$
Traction simple: Limite AA' Béton entièrement tendu	Flexion simple ou composée: Acier tendu Béton partiellement comprimé Recommandation : $\epsilon_s > f_e / (\gamma_s * E_s)$	Compression simple: Si la droite de déformation est parallèle à la droite représentative de la section avant déformation sinon, flexion composée.
Flexion simple ou composée Acier endu ($\epsilon_s = 10 ‰$) Béton partiellement comprimé: $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5 ‰$		

Tableau 4

2. Etats limites

On appelle état limite, un état particulier au delà duquel l'ouvrage ou un de ses éléments ne satisfait plus aux conditions pour lesquelles il a été construit. C'est un état qui satisfait strictement aux conditions (stabilité, la résistance, déformations non nuisibles) sous l'effet des actions (force, moments, couples) On distingue :

1. Les états limites ultimes (E.L.U) : Ils correspondent à la valeur maximale de la capacité portante, dont le dépassement équivaut à la ruine de la structure
 - o Limite de l'équilibre statique : (pas de renversement, pas de glissement).
 - o Limite de la résistance de chacun des matériaux : (pas de rupture de sections critiques de la structure)
 - o Limite de la stabilité de forme : (pas de flambement)
2. Les états limites de service (E.L.S) : Ils concernent les conditions de bon fonctionnement, d'utilisation et de durabilité des ouvrages.
 - o Limite de compression du béton : (contrainte de compression bornée par le règlement B.A.E.L).
 - o Limite de déformation : (limitation des flèches).
 - o Limite d'ouverture des fissures : (pour éviter la corrosion trop rapide des aciers)

2.1. Etat limite ultime de résistance E.L.U

Les hypothèses de calcul sont relatives :

- au diagramme rectangulaire J e compression de béton ;
- aux contraintes de calcul du béton et de l'acier ;
- à la règle dite des «pivots» qui détermine les déformations limites d'une section soumise à une sollicitation normale. en particulier à un moment de flexion simple.

a) Diagramme déformation-contraintes du béton à l'E.L.U

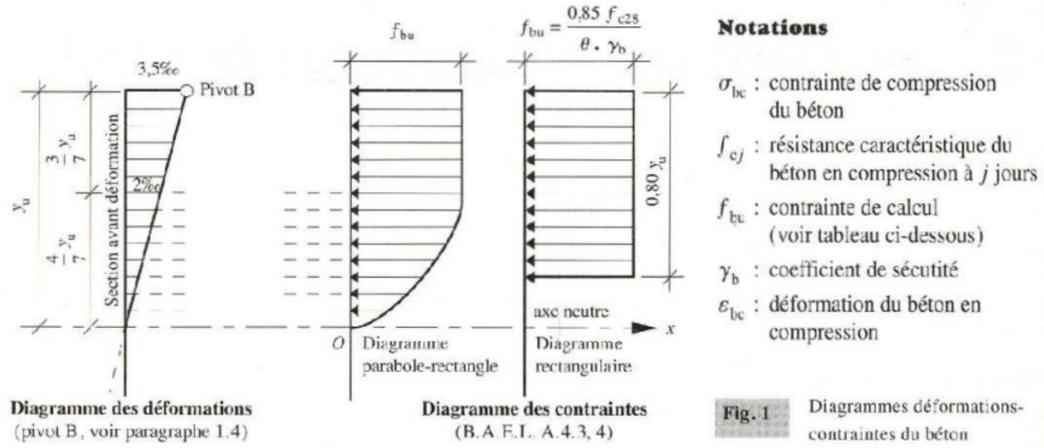
On distingue :

le diagramme parabole-rectangle ;

le diagramme rectangulaire simplifié qui sera utilisé dans les calcul en raison de :

sa simplicité d'emploi ;

sa concordance satisfaisante, en flexion simple, avec le diagramme parabole-rectangle



i) Dispositions relatives au diagramme rectangulaire

Hypothèses de départ :

section rectangulaire partiellement comprimée ;

position de l'axe neutre connue, soit Ox, et sa distance yu à la fibre la plus comprimée.

1 Contrainte de calcul du béton

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$$

avec :

f_{bu} : contrainte de calcul

f_{c28} : résistance caractéristique à 28 jours

γ_b : coefficient de sécurité $\begin{cases} 1.5, \text{ en général} \\ 1.15, \text{ dans le cas des combinaisons accidentelles.} \end{cases}$

θ : coefficient application (voire le tableau ci-après)

θ	Durée d'application
1	> 24h
0,9	1 ≤ durée ≤ 24h
0,85	si duré < 1h

Remarque

Si les zones comprimées présentent une largeur décroissante vers les fibres les plus comprimées

$$f_{bu} = \frac{0.80 f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$$



Fig. 2

Zone comprimée décroissante vers la fibre la plus comprimée

Déformation maxilmale du béton est $\epsilon_{bc}=3,5 \text{ ‰}$

Diagramme rectangulaire	
Distance à partir de l'axe neutre	Contrainte de calcul
$0 \leq y < 0.20y_u$	contrainte nulle
$0,20 \leq y < y_u$	$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$ valeur constante pour $\epsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$

b) Diagramme déformation-contraintes de l'acier à l'ELU

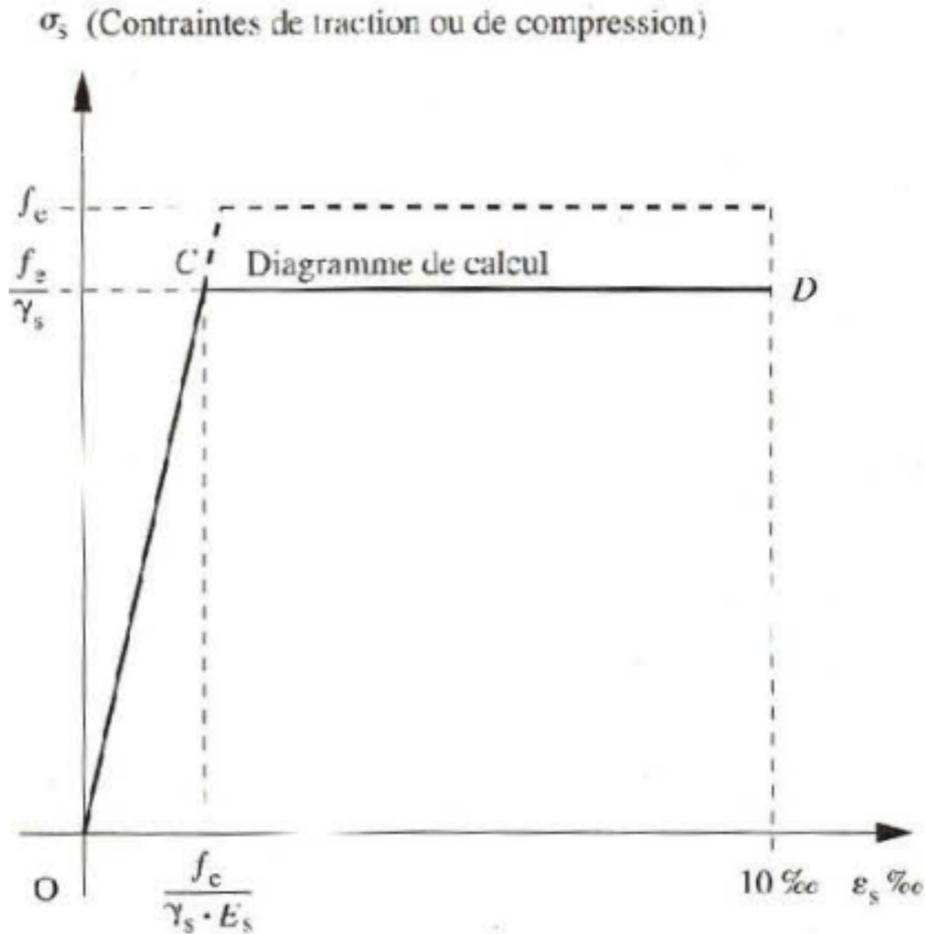


Image 12

Le diagramme de calcul se déduit conventionnellement défini des déformations-contraintes conformément à la figure ci-dessus.

la limite d'elasticité garantie : f_e

Coefficient de securité : γ_s

cas courant : $\gamma_s = 1,15$

combinaisons accidentelles: $\gamma_s = 1$

Module d'elasticité longitudinale: $E = 200000 \text{ MPA}$

Contrainte de calcul : $f_{su} = f_e / \gamma_s$

2.2. Etat limite de service E.L.S

Le principe de la justification des sections impose la limitation des contraintes :

- de compression du béton;

de traction de l'acier vis-à-vis de la fissuration en milieu préjudiciable.

Ces notions sont déterminantes pour le calcul des sections d'armatures et de la vérification des contraintes en compression et en traction du béton et de l'acier.

a) Etat limite de compression du béton à l'E.L.S

La contrainte de compression du béton, symbole σ_{bc} , est limité à :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{cj}$$

Résistance caractéristique f_{c28} (MPa)	18	20	22	25	27	30	35	40	45	50	55	60
Contrainte limite $\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	10.8	12	13.2	15	16.2	18	21	24	27	30	33	36

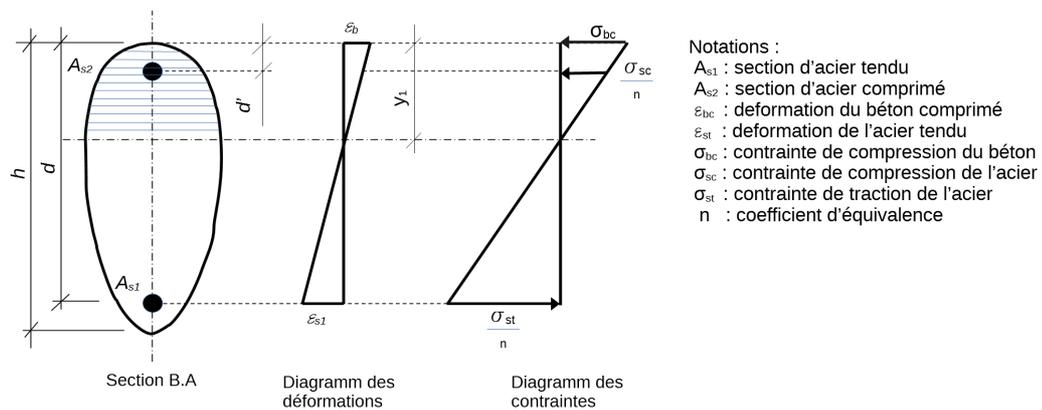


Image 13

b) État limite d'ouverture des-fissures

Contraintes limites de traction des aciers

Cas	Conditions particulières	Contraintes limites de traction (en MPa)
Fissuration peu préjudiciable	Locaux couverts et clos non soumis à condensations	$\sigma_{st} \leq f_c$
Fissuration préjudiciable	Coefficient de fissuration (symbole) : η $\eta = 1$ pour ronds lisses $\eta = 1,6$ pour aciers HA diamètre ≥ 6 mm $\eta = 1,3$ pour aciers HA si diamètre < 6 mm (*)	$\bar{\sigma}_{st} = \inf \left(\frac{2}{3} f_c; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$
Fissuration très préjudiciable	Diamètres des aciers > 8 mm (**)	$\bar{\sigma}_{st} = \inf \left(0,5 f_c; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$

*N.B. Aciers de peau à prévoir dans les poutres de grande hauteur (hauteur totale > 60 cm).
 (*) 3 cm^2 par mètre de longueur de parement dans le cas de fissuration préjudiciable.
 (***) 5 cm^2 par mètre de longueur de parement dans le cas de fissuration très préjudiciable.*

Tableau 5

3. Combinaisons d'actions

Il s'agit de déterminer la nature et l'intensité des différentes charges ou actions qui agissent sur une structure et en particulier sur l'un de ses éléments (exemples : poteau, poutre, plancher, fondation, etc)

Démarche proposée :

Analyser les actions permanentes et variables pour les combinaisons de Charges à l'E.L.U ou à l'E.L.S.

Utiliser les extraits de normes et fiches techniques des fabricants qui indiquent :

- Les poids volumiques ou surfaciques
- Les charges d'exploitation.

Évaluer les charges sur les éléments porteurs compte tenu du cahier de charges.

3.1. Actions permanentes et variables

les actions sont ensemble des forces et couples appliqués à une structure.

On distingue :

- les actions permanentes notées G
- les actions variables notées Q
- les actions accidentelles notées A

a) Actions permanentes

Elles sont notés G et ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps. Elles comprennent :

G1 : Poids propre des structures, maçonneries ou béton armé.

Exemple : fondations, murs.

G2 : Poids des autres éléments de la construction

Exemple : couverture, charpente, carrelage.

G3 : forces exercées par la poussées des terres ou la pression des liquides.

G4 ; Déformations différées dans le temps
exemple : celles causées par le retrait du béton.

b) Actions variables

Elles sont notées Q et ont une intensité qui varie de façon importante dans le temps. Elles comprennent :

Q1 : Charges d'exploitation

charges uniformes réparties sur les planchers.

Q2 : charges climatiques

action du vent (symbole W)

action de la neige (symbole S_n)

Q3 : Action de la température, (symbole T)

Coefficient de dilatation du béton armé : 10^{-5}

Q4 : Actions passagères en cours d'exécution

Exemple : dépôts de palettes de matériaux.

i) actions accidentelles

elles se produisent rarement et de façon instantanée (symbole A).

Exemple : les séismes, les chocs de véhicules ou bateaux, les explosions.

3.2. Les sollicitations

Les sollicitations sont définies comme étant les efforts (normal et tranchant) ou moments (fléchissant et de torsion) dans chaque section de la structure.

Pour la plupart des justifications, les sollicitations sont calculées en utilisant pour l'ensemble de la structure un modèle élastique et linéaire. On emploie ainsi les procédés de la R.D.M dans la mesure où la forme des pièces le permet.

a) Les sollicitations de calcul

Elles résultent des combinaisons d'actions c'est-à-dire de l'ensemble des actions qu'il y a lieu de considérer simultanément.

i) Sollicitations de calcul vis-à-vis des ELU

Nous devons justifier:

-La résistance des matériaux utilisés -L'équilibre statique de l'ouvrage -La stabilité de forme. (flambement)

Les sollicitations à considérer résultent des combinaisons d'actions ci-après dont retiennent les plus défavorables;

1 Combinaisons fondamentales

$$1.35G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q1}Q1 + \sum 1.3\Psi_{Qi}Qi$$

$\gamma_{Q1} = 1.5$ dans le cas général.

$\gamma_{Q1} = 1.35$ pour la température, les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine (at sans action humaine permanente), les charges routières étroitement bornées ou de caractère particulier.

les action variables d'accompagnement $Q_1(i>1)$ sont pondérées par des coefficients dépendent de la nature des actions considérées selon le tableau ci-dessous.

Natures des charges		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Charges d'exploitation	Archives	0.9	0.9	0.8
	Parc de stationnement	0.9	0.75	0.8
	Salle de réunion:			
	A places assises	0.77	0.65	0.4
	A place debout	0.77	0.75	0.25
	Salles d'exposition	0.77	0.65	0.25
	Autres locaux	0.77	0.75	0.65
Charges climatiques	Vent	0.77	0.2	0
	Neige pour une altitude $\leq 500m$	0.77	0.15	0
	Neige pour une altitude $\leq 500m$	0.77	0.3	0.1
	Températures (variation uniforme)	0.6	0.5	0

Tableau 6

2 Combinaisons accidentelles

Si elles ne sont définies par des textes spécifiques, les combinaisons d'actions à considérer sont les suivantes:

$$G_{max} + G_{min} + F_A + \Psi_{1i}Q_1 + \sum_{i>1} 1.3\Psi_{2i}Q_i \text{ avec :}$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\Psi_{1i}Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\Psi_{2i}Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une autre action variable.



Les coefficients Ψ_0, Ψ_1, Ψ_2 ne sont pas des coefficients de sécurité. ils sont liés uniquement à la probabilité d'occurrence de la combinaison de plusieurs actions variables simultanées qui ne peuvent atteindre toutes ensemble leur intensité maximale.

A l'E.L.U l'effet du vent est multiplié par 1.2

Généralement la combinaison s'écrit : $1.35G+1.5Q$

ii) Sollicitations de calcul vis-à-vis des ELS

Elles résultent des combinaisons d'actions ci-après, dites combinaison rares:

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum_{i>1} \Psi_{0i}Q_i$$

Généralement la combinaison s'écrit: $G + Q$

iii) Combinaisons d'actions dans la pratique

Pour les poteaux et les fondations: Dans le cas le plus courant, l'unique combinaison d'actions à considérer est: $1,35. G + 1,5. Q$.

Pour le cas des planchers (poutres ou dalles) :

a.Cas d'une seule travée sans porte-à-faut :

ELU : $1.35g+1.5Q$ ELS : $G+Q$

b.Cas de plusieurs travée sans porte-à-faut:

ELU : Travées chargées/travées déchargées :

$1.35G+1.5Q/1.35G$

$G+1.5Q/G$

ELS : $G+Q/G$

4. Condition de non fragilité

une section est considérée comme non fragile lorsque la sollicitation provoquant la fissuration du béton inférieure à la limite élastique des aciers f_e . Une section minimum d'armatures longitudinales est imposée réglementairement. Cette section doit équilibrer la sollicitation de fissuration du béton non armé.

Pour des pièces soumises à la traction simple: malgré que le béton n'intervient pas dans la résistance à la traction mais il doit répondre à la condition de non-fragilité-pour les raisons suivantes:

-Assurer la couverture des aciers

-Relier les barres d'acier

$$A_s > A_{smin} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \text{ avec :}$$

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

B: section totale du béton tendu.

f_{t28} : résistance caractéristique du béton à la traction.

Pour les pièces de section rectangulaire soumises à la flexion simple

$$A_s > A_{smin} = 0.23 \frac{b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \text{ avec :}$$

b et d : sont les dimensions de la section.

Chapitre 3. Adhérence et ancrage



1. Généralité

Dans l'association béton + acier, le béton résiste aux efforts de compression et l'acier résiste aux efforts de traction et éventuellement aux efforts de compression si le béton ne suffit pas pour prendre tous les efforts de compression qui existent.

Une construction sera appelée en béton armé si les deux matériaux participent à la résistance de l'ensemble.

Il n'y a pas de réaction chimique entre l'acier et le béton et en plus le béton protège l'acier de la corrosion.

Le coefficient de dilatation des deux matériaux est pratiquement le même.

1.1. Les armatures longitudinales

On utilise généralement du haut adhérence avec des diamètres ≥ 12 mm dans la partie tendue de la poutre pour reprendre les efforts de traction (armatures principales). Dans la partie comprimée les barres de montage qui peuvent éventuellement reprendre une partie des efforts de compression lorsque le béton ne suffit pas.

1.2. Les armatures transversales

Elles ont un diamètre inférieur à 10 mm. Il existe trois sortes d'armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées le long de la poutre, elles sont très rapprochées au niveau des appuis parce que l'effort tranchant est maximum.

Les armatures transversales sont attachées aux barres longitudinales en maintenant leurs écartements.

2. Adhérence acier-béton

On désigne sous le nom d'adhérence les forces de liaison qui s'opposent au glissement des armatures par rapport au béton qui les enrobe, pour justifier une des hypothèses importantes des calculs en béton armé, à savoir qu'il n'y a pas de glissement des barres d'acier ($\xi_b = \xi_s$)

Cette propriété permet la transmission des efforts du béton aux armatures. La liaison entre une armature et le béton est mesurée par la contrainte d'adhérence τ_s :

Où dF/dx : est la variation par unité de longueur de l'effort axial exercé sur l'armature. U: le périmètre utile de l'armature

L'efficacité d'une barre du point de vue de l'adhérence est caractérisée par son coefficient de scellement ψ qui est pris égal à l'unité pour les ronds lisses bruts de laminage et à la valeur fixée par la fiche d'identification pour les autres types d'armatures.

L'adhérence acier-béton est influencée par plusieurs facteurs, à savoir :

§Etat de surface des barres (surface lisse, surface rugueuse).

§Forme des barres.

§ Groupement d'armatures. § Résistance du béton.

§ Compression transversale (serrage).

§ Epaisseur du béton.

2.1. Contrainte limite d'adhérence

Pour assurer un ancrage correct, c'est-à-dire empêcher le glissement de l'armature dans la gaine de béton qui l'entoure, il faut limiter la contrainte d'adhérence à la valeur : $\tau_s = 0.6\Psi_s^2 f_{tj}$

f_{tj} est exprimée en MPa.

Ψ_s : est le coefficient de scellement relatif à l'acier, selon sa nature lisse ou HA.

$\Psi_s=1$ pour les aciers lisses.

$\Psi_s=1,5$ pour les aciers HA.

2.2. Facteurs agissant sur l'adhérence

a) Etat de surface des barres

les surfaces rugueuses augmentent le frottement entre le béton et l'acier et par conséquent augmente l'adhérence.

i) Forme des barres

l'adhérence circulaire (rond) est supérieure à celle des barre ayant une autre forme.

1 groupement d'armatures

l'adhérence d'une barre individuelle est > à l'adhérence de 2barres groupée

-l'adhérence de deux barres groupée dans le sens verticale est > à l'adhérence de 2 barres groupées horizontalement.

1 La résistance du béton

L'adhérence

augmente avec l'augmentation de la résistance à

la compression du béton.

1 L'épaisseur du béton

Plus l'élément est épais plus l'adhérence

est assurée car l'épaisseur du béton qui évite l'éclatement

3. Ancrage des aciers

3.1. Ancrage droit

On parle d'un bon ancrage d'une barre lorsque l'effort de traction exercé sur cette barre est entièrement équilibré par l'adhérence entre le béton et l'acier dans la zone d'ancrage.

On définit la longueur de scellement droit l_s comme la longueur d'une barre de diamètre ϕ capable d'équilibrer avec une contrainte d'adhérence τ_s l'effort provoquant dans cette barre une contrainte de traction égale à la limite élastique de

l'acier f_e . donc: Force de traction = Force d'adhérence

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_s}$$

A défaut de calcul précis, on adopte les valeurs forfaitaires suivantes :

540ϕ pour les aciers à haute adhérence Fe E 400 de ψ au moins égal à 1,5 ;

550ϕ pour les aciers à haute adhérence Fe E 500 de ψ au moins égal à 1,5 et 1 pour les aciers lisses Fe E 215 et Fe E 235.

3.2. Longueur de scellement droit dans le cas d'un paquet de barres

Une barre doit toujours être ancrée individuellement.

3.3. Ancrage courbe

Quand les dimensions de la pièce ne sont pas suffisantes pour permettre un ancrage droit de longueur l_s , nous procédons à un ancrage courbe (Appui extrême des poutres).

a) Rayons de courbure minimaux:

Selon le BAEL, les ancrages par courbure doivent être réalisés suivant les rayons minimaux suivants :

Aciers en barres ronds lisses :- Façonnage des crochets : $r \geq 3 \phi$

-Façonnage des cadres, étriers, épingles : $r \geq 2 \phi$ -Aciers en barres à haute adhérence :- Façonnage des crochets : $r \geq 5.5 \phi$

- Façonnage des cadres, étriers, épingles : $r \geq 2 \phi$ en général

b) Caractéristiques des crochets courants

On utilise le plus couramment les types de crochets suivants:

3.4. Ancrage des cadres, étriers et épingles

Selon le BAEL, on admet que les ancrages des extrémités des barres façonnées en cadres, étriers et épingles sont assurés par courbure suivant le rayon minimal, si les parties courbes sont prolongées par des parties rectilignes de longueur (l_1) au moins égale à :

- 15ϕ pour un arc de cercle de 90° .

- 10ϕ pour un arc de cercle de 135° .

- 5ϕ pour un arc de cercle de 180° .

4. Recouvrements

Vu la longueur limitée des barres commercialisées, certains éléments de grande longueur nécessitent l'utilisation de plusieurs barres pour assurer la continuité des armatures, et par suite la continuité de la transmission des efforts. Pour assurer cette fonction, il faut réaliser une jonction par recouvrement entre deux barres identiques sur une certaine longueur appelée "longueur de recouvrement l_r ".

4.1. Barres rectilignes sans crochets:

a) Barres tendues

Si : $c \leq 5\phi$ $\Rightarrow l_r = l_s$.

Si : $c > 5\phi$ $\Rightarrow l_r = l_s + c$

Avec :

c : est la distance entre axes des 2 barres

l_s : longueur de scellement

i) Recouvrement par couvre-joint :

$$l_r = 2 l_s$$

b) Barres comprimées

Continuité par simple recouvrement $l_r = 0.6 l_s$

c) Couture des jonctions

Dans le cas d'une jonction par recouvrement de deux barres parallèles, la résistance de l'ensemble des armatures de couture (cadres ,étriers) est au moins égale à la résistance de chacune des barres à ancrer.

Le diamètre des armatures de couture doit être choisi suffisamment

petit pour assurer une bonne répartition de ces armatures tout au long de la jonction.

4.2. Barres rectilignes avec crochets normaux

Le façonnage du crochet normal se fait selon le model représenté sur la figure

a. Ronds lisses

$$l_r = 0.6 l_s = 30 \varnothing$$

b. Aciers HA

$$l_r = 0.4 l_s \text{ Avec : - FeE400} \Rightarrow l_r = 16 \varnothing \text{ et - FeE500} \Rightarrow l_r = 20 \varnothing$$

en cas de recouvrements de barres terminées par des crochets normaux.

$$\text{Si } c \leq 5 \varnothing : l_r = 0.6 l_s \text{ ou } l_r = 0.4 l_s$$

$$\text{Si } c > 5 \varnothing : l_r = 0.6 l_s + c \text{ ou } l_r = 0.4 l_s + c$$

Couture des jonctions :.....

5. Dispositions constructives génératives

5.1. Protection des armatures :

cette protection appelée l'enrobage "c". L'enrobage de toute armature doit au moins être égal à 5cm pour les ouvrages de mer ou exposés aux atmosphères très agressives.

5 cm : pour les ouvrages soumis à des actions agressives (sols agressives) et des ouvrages exposés aux intempéries (pluie, neige) en contact avec un liquide (pont...).

3 cm : pour les superstructures

5.2. Distance entre barres

barres isolées

groupement des barres



Chapitre 4. Compression simple

1. Définition

1.1. Rappels de R.D.M

Un élément rectiligne en béton armé est soumis à la compression simple si l'ensemble des forces extérieures agissant à gauche d'une section se réduit à une force normale unique N (effort normal) perpendiculaire à cette section appliquée au centre de gravité (du béton et d'aciers) G et dirigée vers la droite. un tel élément est appelé poteau, colonne ou pieu.

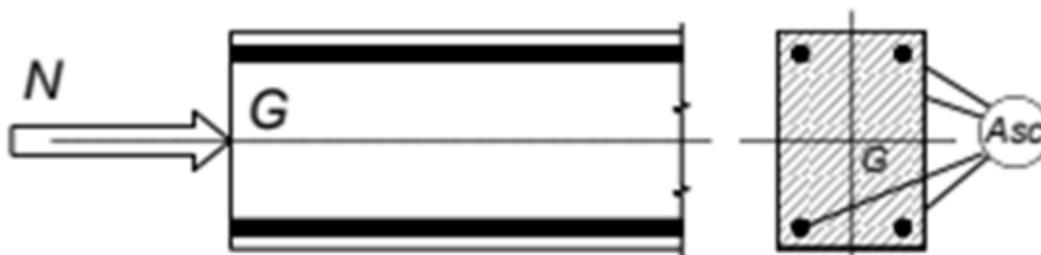
Remarque:

En compression simple, le centre de gravité des armatures est confondu avec celui du béton seul.

1.2. Réalité vis à vis du B.A.E.L.

Dans la réalité les poteaux sollicités en compression centrée n'existent pas. En effet, en toute rigueur la transmission des efforts poutre-poteau ne se fait pas à l'axe du poteau. De plus, la réalisation du poteau implique des défauts: mauvaise disposition des armatures, défauts localisés (nids de gravier, non rectitude des poteaux).

Le béton résiste bien à la compression, les armatures sont donc théoriquement inutiles. Mais puisque les charges appliquées ne sont jamais parfaitement centrées (dissymétrie de chargement, imperfections d'exécution, solidarité avec les poutres, ...etc.), on met en œuvre des armatures longitudinales pour résister aux moments de flexion dus à un éventuel excentrement des charges Le poteau ainsi constitué de béton et d'armatures longitudinales seules a une résistance médiocre au flambement des armatures, dans ce cas et pour empêcher ce dernier phénomène, on introduit des armatures transversales suffisamment rapprochées.



Section S d'un élément sollicité par un effort normal N

Image 14



Pour éviter d'avoir à faire dans tous les cas le calcul en flexion composée, les règles BAEL (dans le but de simplifier les calculs) admettent de considérer conventionnellement comme soumis à une compression centrée tout poteau qui, en plus de l'effort normal de compression N , n'est sollicité que

par des moments dont l'existence n'est pas prise en compte dans les justifications de la stabilité de l'ossature. Les poteaux des bâtiments contreventés par des refends peuvent être rangés dans cette catégorie. Il n'en est pas de même dans les cas suivants :

- Poteaux formant des portiques de contreventement ou soumis à des forces horizontales.
- Poteau présentant une raideur () supérieure à celle des poutres dont ils sont solidaires.
- Si l'excentricité e de l'effort normal provoquée par le moment de continuité des poutres supérieures à la moitié de la dimension du noyau central. L'excentricité devra donc vérifier une des conditions suivantes (Figure 2):

section rectangulaire : $e \leq \frac{b}{12}$

section circulaire : $e \leq \frac{D}{16}$

-la valeur maxi de l'imperfection de rectitude est: (B.8.4,1) : $e < \max(1cm, \frac{l_f}{500})$

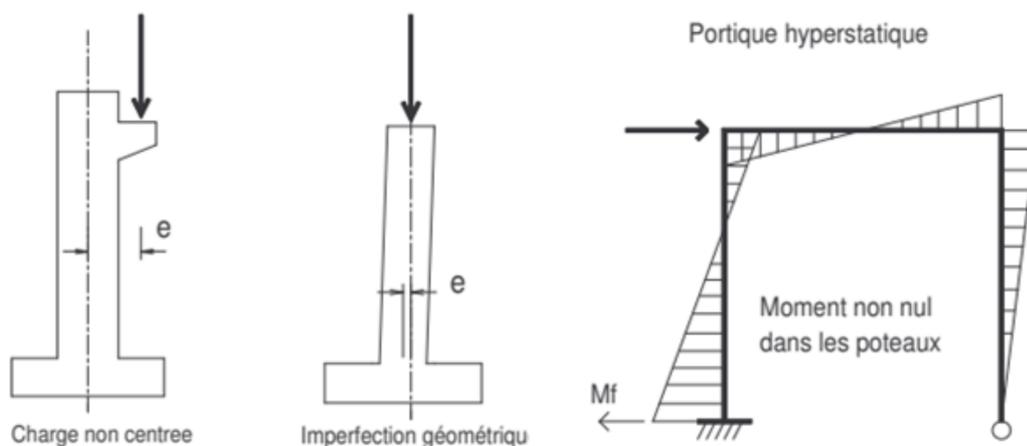


Image 15

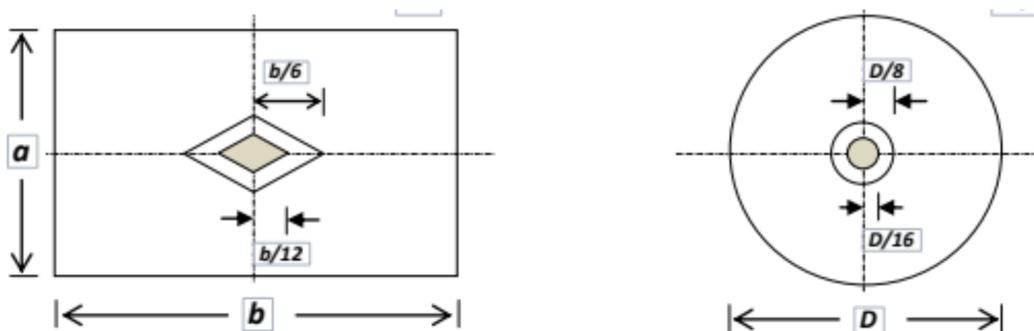


Image 16

2. Longueur de flambement et élancement

2.1. Longueur de flambement

La longueur de flambement (l_f) est en fonction de la longueur libre (l_0) et de la nature des liaisons d'extrémité.

a) Pour les poteaux isolés

La longueur de flambement s'écrit : avec : $l_f = k \cdot l_0$

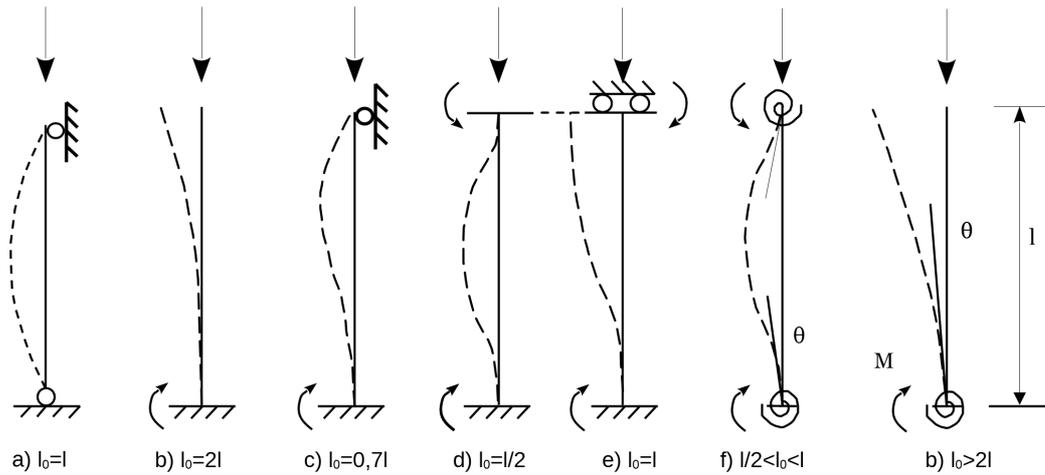


Image 17

b) Cas de bâtiment

La longueur de flambement $l_f = 0.7l_0$ dans les cas suivants :

Poteau encastré dans un massif de fondation.

Poteau assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur ($\frac{I}{l}$) que le poteau.

La longueur de flambement dans les autres cas.

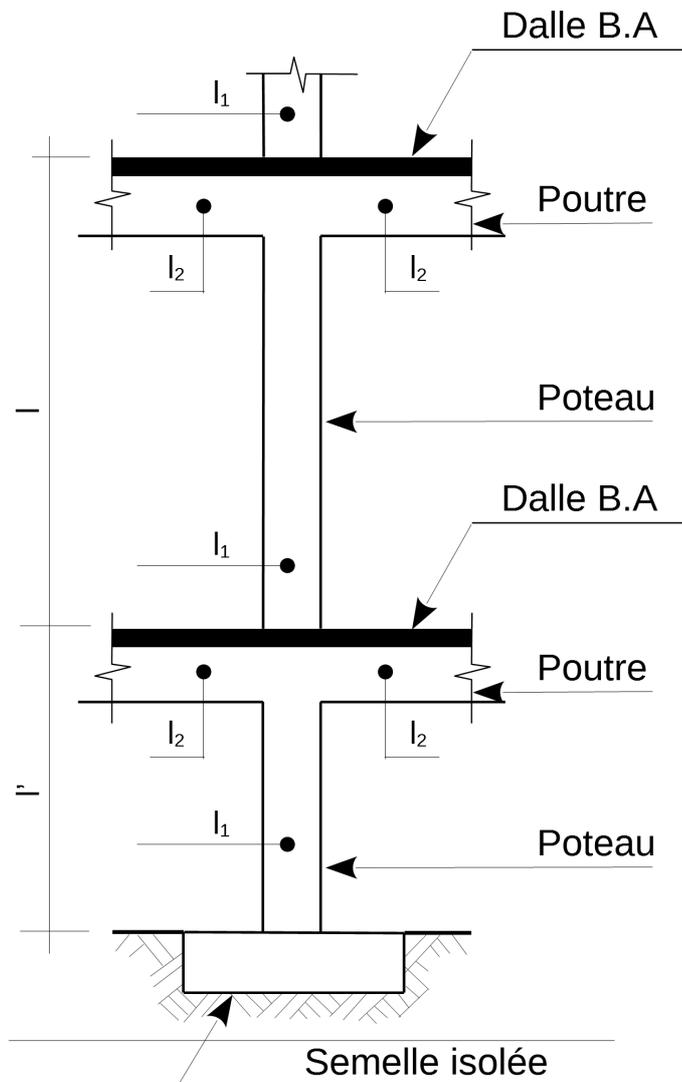


Image 18

2.2. Elancement

a) Définition

L'élancement λ d'une pièce comprimée de section constante, est le rapport de sa longueur de flambement l_f au rayon de giration i de la section de béton seul calculé dans le plan de flambements ;

$$\lambda = \sqrt{\frac{l_f}{i}}$$

i : Rayon de giration de la section de béton seul: $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ avec

I : moment d'inertie de la section par rapport à un axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement.

B : aire totale de la section droite de béton.

Le plan de flambement le plus défavorable est celui qui est orienté suivant l'inertie la plus faible, c'est pour cela que nous faisons intervenir le rayon de giration minimal

i) Cas particulier

$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$ Dans le cas d'un poteau à une section rectangulaire de petit côté (a). (Ou dans le cas d'une section carrée)

$\lambda = \frac{4l_f}{a}$ Dans le cas d'un poteau circulaire de diamètre (a).

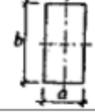
N°	Forme de la section	I_{\min}	B	$i = \sqrt{\frac{I_{\min}}{B}}$	$\lambda = \frac{l_f}{i}$	$\lambda \leq 50$ si:	$\lambda \leq 70$ si:
1		$\frac{a^4}{12}$	$a.a$	$\frac{a\sqrt{3}}{6}$	$\frac{2\sqrt{3}l_f}{a}$	$\frac{l_f}{a} \leq 14,434$	$\frac{l_f}{a} \leq 20,207$
2		$\frac{a^3b}{12}$	ab	$\frac{a\sqrt{3}}{6}$	$\frac{2\sqrt{3}l_f}{a}$	$\frac{l_f}{a} \leq 14,434$	$\frac{l_f}{a} \leq 20,207$
3		$\frac{\pi D^4}{64}$	$\frac{\pi D^2}{4}$	$\frac{D}{4}$	$\frac{4l_f}{D}$	$\frac{l_f}{D} \leq 12,5$	$\frac{l_f}{D} \leq 17,5$
4		$\frac{5}{16}\sqrt{3}a^4$ Ou $\cong 0,541a^4$	$\frac{3}{2}\sqrt{3}a^2$ Ou $\cong 2,598a^2$	0,456a	$\frac{l_f}{0,456a}$	$\frac{l_f}{a} \leq 22,8$	$\frac{l_f}{a} \leq 31,92$

Tableau 7

3. Combinaison d'actions à considérer

Dans les cas les plus courants, la combinaison d'actions à considérer dans les calculs des poteaux sollicités en compression centrée est: (1.35G +1.5 Q).

4. Dispositions constructives

4.1. Armatures longitudinales

Il faut utiliser des aciers de limite élastique $f_e \geq 330MPa$

La section A des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$A \geq 4cm^2$ par metre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à la direction des armatures.

$0.2\% \leq \frac{A}{B} \leq 5\%$ tel que B soit la section du poteau.

pour le sections rectangulaires, la distance maximale (c) de deux barres voisines doit respecter la condition suivante :

$c < \min[(a + 10cm), 40cm]$ tel que (a) le côté le plus petit de la section droite.

les armatures doivent etre réparties le long des parois :

Sections polygonales : au moins une barre dans chaque angle.

Sections circulaires : au moins six barres régulièrement réparties sur tout le contour.

4.2. Armatures transversales

Elles doivent entourées toutes les barres longitudinales de diamètre ($\phi \geq 20mm$)

dans la pratique toutes les barres seront maintenues.

5. Justification des sections a ELU

Le calcul des poteaux est toujours mené à l'état limite ultime.

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

5.1. Force portante

À l'état-limite ultime, le raccourcissement du béton sous compression centrée est limité à 2 ‰. Le diagramme des déformations correspond à la verticale du pivot C (voir paragraphe 1.2 chapitre 2)

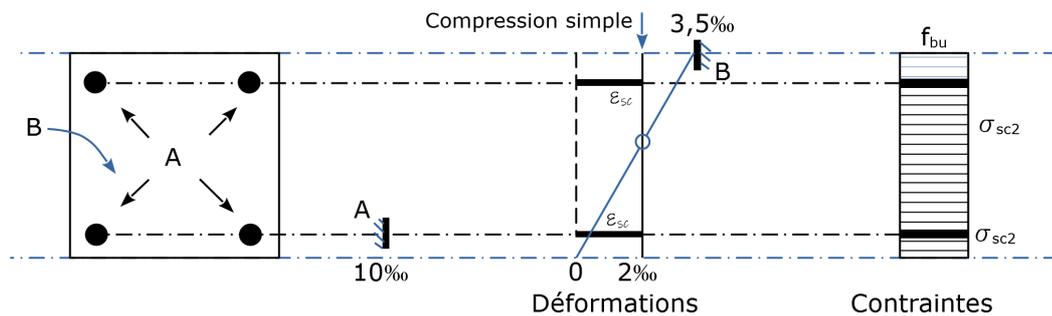


Image 19 Diagrammes de déformations et de contraintes d'une section soumise à une compression axiale

a) Méthode de calcul

L'effort normal limite théorique est :

$$N_{ulim,th} = B \cdot f_{bu} + A \cdot \sigma_{sc(2\text{‰})}$$

En fait, les règles BAEL introduisent à cette expression un certain nombre de coefficients correcteurs :

B_r : section réduite de béton pour tenir compte de la sensibilité aux défauts d'exécution notamment pour les poteaux de faible section transversale (introduite à la place de la section réelle B)

$\frac{\theta}{(0,85,0,9)}$: facteur de majoration de la part de l'effort limite théorique relatif au béton pour tenir compte du degré de maturité du béton à l'âge de sa mise en charge.

α : facteur réducteur affectant l'effort normal limite théorique qui tient compte des effets du second ordre que l'on a négligés.

$$\sigma_{sc(2\text{‰})} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ par simplification de calcul.}$$

L'effort normal ultime de calcul N_u a pour valeur:

$$N_u = \alpha \cdot \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Les paramètres employés dans cette formule sont définis de la manière suivante :

le coefficient (α) a pour valeur :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,60 \cdot \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

la valeur de (α) est divisée par :

1,10 si plus de la moitié des charges est appliquée entre 28 et 90 jours

1,20 si la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours (f_{c28} à remplacer par f_{cj})

1 pour les autres cas.

B_r représente l'aire obtenue en déduisant de la section droite du poteau (1 cm) sur tout son périmétrique

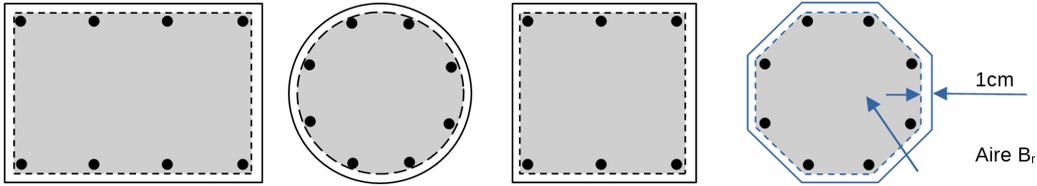


Image 20 Br d'une section

A représente l'aire des armatures prise en compte dans le calcul.

Il est rappelé que pour les combinaisons d'actions usuelles, les coefficients et ont pour valeur $\gamma_b = 1.5$ et $\gamma_s = 1.15$

5.2. Détermination des armatures longitudinales

donc la section finale a retenir est $A_s = \max(A_{th}, A_{min})$, et $A_s \leq A_{max}$

a) Section théorique

La section B et l'effort normal ultime Nu sont connus:

La formule précédente de Nu donne:

$$A_{th} \geq \frac{\beta \cdot Nu - \frac{B \cdot f_{tcr}}{0.9}}{0.85 \cdot \frac{f_c}{\gamma_s}} \text{ Tel que: } \beta = \frac{0.85}{\alpha}$$

b) Pourcentage d'armature minimum

On doit respecter les règles suivantes :

- un élément insuffisamment armé est fragile
- un élément trop armé est irréalisable correctement.

selon BAEL :

$$A (\text{cm}^2) \geq \text{Max} \left[4 \times u; \frac{0.2 \times B}{100} \right] \text{ tel que } u \text{ est le périmétrique de la section } B \text{ en mètre.}$$

selon RPA :

$$A_{smin} = 0.7\% \cdot B \text{ en zone I}$$

$$A_{smin} = 0.8\% \cdot B \text{ en zone IIa}$$

$$A_{smin} = 0.9\% \cdot B \text{ en zone IIb et III}$$

c) Pourcentage d'armatures maximales

selon BAEL :

$$A (\text{cm}^2) \leq \frac{5 \times B}{100}$$

selon RPA :

$$A_{smin} = 4\% \cdot B \text{ en dehors de la zone de recouvrement}$$

$$A_{smin} = 6\% \cdot B \text{ dans la zone de recouvrement}$$

d) L'espacement entre les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales sont réparties dans la section au voisinage des parois de façon à assurer au mieux la résistance à la flexion de la pièce dans les directions les plus défavorables. En particulier, dans une pièce de section rectangulaire, la distance maximale e de deux armatures voisines sur une même face est au plus égale à:

$$\text{Selon BAEL Si } \lambda > 35 \text{ e} < \min \{ (a+10\text{cm}) ; 40\text{cm} \}$$

$$\text{Selon RPA } e < 25 \text{ cm en zone I et IIa}$$

$e < 20$ cm en zone IIb et III

e) Longueur de recouvrement

La longueur de recouvrement l_r est au moins égale à : $l_r = 0.6 \cdot l_s$

5.3. Dimensionnement

Nu est connu, on recherche B et A .

La formule générale donne : $Br \geq \frac{\beta \cdot Nu}{\left[\frac{f_{c28}}{0.9} + \frac{0.85 \cdot A \cdot f_e}{Br \cdot \gamma} \right]}$

on peut choisir la valeur du rapport $\left(\frac{A}{Br} \right)$, ce choix est limité entre 0.2% et 5%

Si on prend par exemple $\left(\frac{A}{Br} \right) = 1\%$

Soit : $Br \geq \frac{\beta \cdot Nu}{\left[\frac{f_{har}}{0.9} + \frac{0.85 \cdot A \cdot f_e}{100 \cdot \gamma} \right]}$

a) Dans le cas d'un poteau rectangulaire ($a < b$):

On choisit par exemple: $\lambda = 35$ (de préférence la valeur de $\lambda \leq 35$)

$a = \frac{2 \times \sqrt{3}}{35} \cdot l_f \approx \frac{l_f}{10}$ on prend $a = \frac{l_f}{10}$ et $b(m) = \frac{Br}{[a-0.02]} + 0.02$

$b(m) = \frac{Br}{[a-0.02]} + 0.02$



Si on trouve ($a > b$), on prend un poteau carré de côté (a).

b) Dans le cas d'un poteau circulaire de diamètre (a):

Avec le même critère, on prend $a \geq \frac{l_f}{9}$ alors ; $a(m) = 0.02 + 2 \cdot \sqrt{\frac{Br}{\pi}}$

5.4. Détermination des armatures transversales

Elles se déterminent par des règles forfaitaires:

a) Le choix du diamètre

Soit :

ϕ_l : diamètre nominal de l'armature longitudinale à maintenir.

ϕ_t : diamètre nominal de l'armature transversale.

Le diamètre nominal de l'armature transversale ϕ_t doit respecter la condition suivante:

$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$ et $\phi_t \leq 12mm$

On peut utiliser le tableau 1 pour déterminer directement le diamètre nominal de l'armature transversale ϕ_t

$\phi_l(mm)$	≤ 16	20	25	32	40
$\phi_t(mm)$	5	6	8	10	12

Choix du diamètre des armatures transversales

b) L'espacement

i) En zone courante

Hors recouvrement, l'espacement S_t doit respecter la condition suivante:

$S_t \leq \text{Min} (15\phi_{l.\text{min}}, 40 \text{ cm}, a + 10 \text{ cm})$ ou Où a est la plus petite dimension de la section (s. rectangulaire ou carrée) ou son diamètre (s. circulaire).

1 En zone de recouvrement

Dans les cas courants, la longueur de recouvrement l_r des armatures comprimées est :

$$l_r = 0.6 \cdot l_s$$

Dans les zones où la proportion des armatures de recouvrement est supérieure à 50 %, on dispose sur la longueur de recouvrement au moins trois nappes d'armatures transversales (Figure 4), tout en respectant la règle précédente (espacement en zone courante).

$$\alpha = \frac{1}{1,1} \cdot \left(\frac{0.85}{1+0.2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \right)$$

Chapitre 5. Traction simple

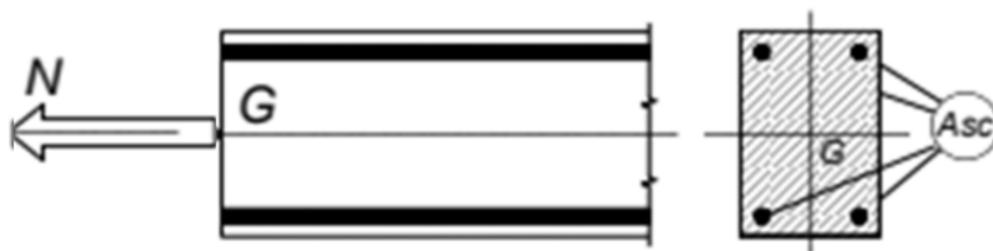


1. Définition

Un élément rectiligne en béton armé est soumis à la traction simple si l'ensemble des forces extérieures agissant à gauche d'une section se réduit à une force normale unique N (effort normal) perpendiculaire à cette section appliquée au centre de gravité (du béton et d'aciers) G et dirigée vers la gauche ; un tel élément est appelé tirant.

Remarque

Remarque : Dans un élément rectiligne en béton armé sollicité en traction simple (tirant), le centre de gravité des armatures est confondu avec celui du béton seul.



Section S d'un élément sollicité par un effort normal N

Image 21

2. Condition de non fragilité

La sollicitation provoquant la fissuration du béton ne doit pas entraîner le dépassement de la limite d'élasticité dans l'acier.

Cette condition se traduit par: $A_s \cdot f_e \geq B \cdot f_{t28}$

Tel que ;

A : aire totale des armatures.

B : aire de la section droite de la section.

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

f_{t28} : résistance caractéristique à la traction ($f_{t28} = 0.6 + 0.006 \cdot f_{c28}$)

3. Dimensionnement des armatures longitudinales

Le béton tendu étant négligé, l'effort de traction est entièrement supporté par les armatures;

3.1. Calcul à l'ELU

On est en pivot A, alors $\epsilon_s = 10\text{‰}$ et $\sigma_s = \frac{f_e}{1.15} = f_{su}$

la section $A_u \geq \frac{N_u}{f_{su}}$

la section d'armatures à prendre en considération est : $A = \max \left[A_u, B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right]$

3.2. Calcul à ELS

dans le cas ou la fissuration est prejudiciable ou tres prejudiciable, la section d'armature est :

$A_{ser} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_s}$

$\bar{\sigma}_s(MPa) = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$ Fissuration préjudiciable.

$\bar{\sigma}_s(MPa) = \min \left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$ Fissuration très préjudiciable.

la section d'armature à prendre en considération est : $A = \max \left[A_{ser}, B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right]$



La section d'acier étant calculée, on choisit le diamètre des barres avec:

$\phi \geq 6mm$ si la fissuration est préjudiciable.

$\phi \geq 8mm$ si la fissuration est très préjudiciable.

4. Dimensionnement de la section du béton

La section de béton B peut être choisie de manière à :

satisfaire la condition de non fragilité : $B \leq A \cdot \frac{f_e}{f_{t28}}$

assurer l'enrobage des armatures.

permettre les jonctions par recouvrement.

5. 5. Armatures transversales

5.1. En zone de recouvrement

Dans le cas d'un recouvrement des barres identiques, la somme des efforts de traction dans les armatures de couture est égale à la somme des efforts de traction dans les barres à recouvrir.

$$\sum A_t \cdot f_{et} = n \cdot A_l \cdot f_e$$

n : le nombre de barres de meme diametre en recouvrement de part et d'autre d'un meme plan

A_l et f_e : la section et la limite élastique de la barre a coudre.

A_t et f_{et} : la section et la limite élastique d'un cours d'armature.

les armatures transversales dans une zone de recouvrement peuvent être déterminées par l'application de l'expression suivante : $\frac{A_t}{S} \cdot f_{et} = n \cdot \pi \cdot \phi \cdot \tau_{su}$

Tel que, τ_{su} est la contrainte limite d'adhérence, donnée de façon forfaitaire par : $\tau_{su} = 0.6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj}$

5.2. En zone courante

l'espacement maximal entre deux cours successifs est donné par :

$$S_t = a$$

Tel que (a) est la plus petite dimension transversale de la section de béton.

Exercices d'applications

Chapitre 1

Exercice 1 :

Un poteau en béton armé de section 30x40 supporte une charge verticale de 0,7 MN. Sa hauteur est de 2,50m. La résistance du béton est prise égale à $f_{c28} = 25$ MPa.

- Quel sera le raccourcissement à long terme de ce poteau ?

Solution :

- La résistance du béton à $j > 60$ est prise, pour le calcul des déformations, égale à $f_{cj} = 1,1 \times 25 = 27,5$ MPa

- Le module d'Young à considérer est le module de déformation différée

$$E_{vj} = 3700 \cdot f_{cj}^{1/3} = 3700 \times 27,5^{1/3} = 11168 \text{ MPa}$$

On applique la loi de Hooke (sans tenir compte de la présence des aciers)

$$\sigma_{bc} = E_{vj} \cdot \varepsilon_{bc} \text{ avec } \sigma_{bc} = 0,7 / (0,3 \times 0,4) \text{ et } \varepsilon_{bc} = dh / 2,50$$

d'où $dh = 1,3 \cdot 10^{-3}$ m soit 1,3 mm de déformation due à la charge.

Pour le retrait, le raccourcissement sera

$$3 \cdot 10^{-4} = dh / 2,50 \text{ d'où } dh = 7,5 \cdot 10^{-4} \text{ m} = 0,75 \text{ mm}$$

Le raccourcissement global est donc de $1,3 + 0,75 = 2,05$ mm

Chapitre 2

les charges 1 et 2 dues au murs de façades et refends ainsi que celles amenées par les planchers et les poutres en béton armé 8 et 12. - les charges amenées par les poids des autres éléments de la construction: ce sont les charges

amenées par les cloisons 9, les revêtements de plancher 11, la couverture et les équipements fixes. - les poussées des terres 7 et les pressions éventuelles de liquides telles que les sous pressions d'eaux dues aux nappes phréatiques 14. - les actions dues aux actions différées comme par exemple le raccourcissement par retrait du béton dans le plancher en béton armé 8.

- Les actions variables

Les charges d'exploitation comme les charges concentrées 3, les personnes 5, les meubles 6 et l'automobile 13. - les charges climatiques fixées par des textes réglementaires telles le vent 4 ou éventuellement la neige. - les charges amenées en cours d'exécution qui proviennent des équipements de chantier non visibles sur notre exemple. - les actions de la température dues aux variations d'ambiance en cours de journée 10.

Exercice 2:

Déterminer les contraintes de calcul dans le cas des sollicitations durables, pour un poteau de section

- Section circulaire
- Section carrée.

Les armatures sont en FeE400 et la résistance du béton $F_{c28}=20\text{MPa}$

Solution :

1- Section carrée

$$\sigma_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 20}{1.5} = 11.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

2- Section circulaire

$$\sigma_b = \frac{0.80 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.80 \times 20}{1.5} = 10.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

Exercice 3:

Une poutre de section carrée (25×25) cm^2 sollicitée par un effort normale de traction à E.L.U $N_u = 0,45$ MN. Les matériaux sont FeE400 et $f_{c28} = 20$ MPa. La fissuration est préjudiciable ($\sigma_{st} = 186,67$ MPa). La section d'armatures à ELU $A_{st} = 12,93 \text{ cm}^2$.

- Vérifier la condition de non fragilité.

Solution :

$$A_{st} = 12,93 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = B \frac{J_{t28}}{f_e} = (25 \times 25) \frac{1,8}{400} = 2,8 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité et vérifier

Chapitre 3

Exercice 1 :

Calculer la longueur de scellement droit d'une barre HA20 de limite élastique $f_e = 500$ MPa dans un béton de résistance $f_{c28} = 25$ MPa.

Solution :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{On a } \tau_s = 0,6 \cdot \Psi^2 \cdot f_{tj}$$

$$\Psi = 1,5 \text{ pour H.A}$$

$$\tau_s = 0,6 \cdot (1,5)^2 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 2,84 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où } l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{\phi \times 500}{4 \times 2,84} = 44\phi$$

Soit pour une barre HA20, un scellement de 88cm

Exercice 2 :

Déterminer la longueur droite CD pour que la barre soit totalement ancrée au point

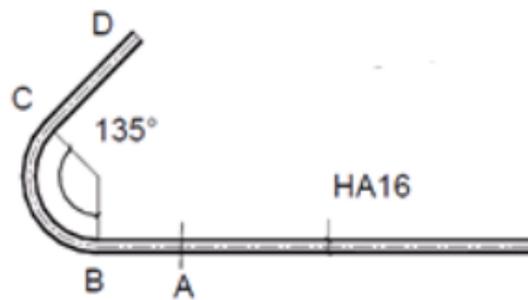
A :

Soit le crochet à 135° (figure. III.8)

On donne :

$$\theta = 135^\circ, r = 5,5\text{m, Barre HA16, AB} = 6\text{cm}$$

$$f_e = 500 \text{ MPa; } f_{c28} = 25 \text{ MPa; } \tau_{su} = 2,84 \text{ MPa}$$



· Ancrage courbe pour un angle $\theta = 135^\circ$

Solution :

$$\begin{aligned}
 F_A &= [\pi \cdot \Phi^2 / 4] \cdot f_e \\
 &= \pi \cdot (0,016)^2 \cdot 500 / 4 \\
 &= 0,100 \text{ MN}
 \end{aligned}$$

L'effort en B sera plus faible du fait de l'adhérence le long d'AB

$$\begin{aligned}
 F_B &= F_A - \pi \cdot \Phi \cdot L_{AB} \cdot \tau_{su} \\
 &= 0,100 - \pi \cdot 0,016 \cdot 0,06 \cdot 2,84 \\
 &= 0,092 \text{ MN}
 \end{aligned}$$

L'effort en C est déterminé par l'équation de l'ancrage courbe

$$\begin{aligned}
 F_B &= F_A - \pi \cdot \Phi \cdot L_{AB} \cdot \tau_{su} \\
 &= 0,100 - \pi \cdot 0,016 \cdot 0,06 \cdot 2,84 \\
 &= 0,092 \text{ MN}
 \end{aligned}$$

L'effort en C est déterminé par l'équation de l'ancrage courbe

$$\begin{aligned}
 F_C &= F_B \cdot e^{-0,4\theta} - \pi \cdot \Phi \cdot r \cdot \tau_{su} [1 - e^{-0,4\theta}] / 0,4 \\
 &= 0,092 \cdot 0,39 - \pi \cdot 0,016 \cdot 5,5 \cdot 2,84 \cdot 1,53 \\
 &= -1,1647 \text{ MN}
 \end{aligned}$$

La longueur droite CD doit donc permettre d'ancrer cet effort

$$F_c = \pi \cdot \Phi \cdot L_{CD} \cdot \tau_{su}$$

$$= \pi \cdot 0,016 \cdot \text{LCD} \cdot 2,84$$

$$= -1.1647$$

D'où la longueur droite LCD= 8,16 m

Exercice 4 :

Déterminez la longueur de scellement droit d'une barre de nuance FeE400

et de diamètre 16 mm avec $f_{c28} = 25\text{MPa}$. -Puis recalculer pour un

ancrage courbe de 180° .

Solution :

1°- Ancrage rectiligne :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_s} \quad \text{avec} \quad \tau_s = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 0,6 + 0,06 \cdot 25 = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$\tau_s = 0,6 \cdot (1,5) \cdot 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \quad \text{avec} \quad \psi = 1,5 \text{ pour HA.}$$

$$\text{Donc : } L_s = \frac{16 \cdot 400}{4 \cdot 2,83} = 565,37 \text{ mm} \approx 566 \text{ mm.}$$

2°- Ancrage courbe :

$$L_2 = L_s - \alpha \cdot L_1 - \beta \cdot r$$

$$L_s = 566 \text{ mm.} \quad ; \quad r = 5,5 \cdot \phi \quad ; \quad \phi = 16 \text{ mm} \quad ; \quad L_1 = 2 \cdot \phi$$

$$L_2 = 566 - 3,51 \cdot (2 \times 16) - 6,28 \cdot (5,5 \times 16)$$

$$L_2 < 0 \Rightarrow L_2 = 0$$

$$L = L_2 + r + \frac{\phi}{2} = 0 + 5,5 \times 16 + \frac{16}{2}$$

$$L = 96 \text{ mm.}$$

Exercice 5 :

Chercher la longueur minimum d'encombrement du crochet 180° équivalent à un scellement droit. Barre HA et $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

Solution :

Contrainte de scellement droit

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot (0,6 + 0,06 \times 25) = 2,84 \text{ MPa}$$

Efforts au point A, B, C et D :

$$F_D = 0 \quad (\text{extrémité libre de la barre})$$

$$F_C = \pi \cdot \Phi \cdot X \cdot \tau_{su} \quad (\text{ancrage droit entre D et C})$$

$$F_A = [\pi \cdot \Phi^2 / 4] \cdot f_e \quad (\text{effort de traction = section } \times \text{ contrainte})$$

$$F_B = F_A - \pi \cdot \Phi \cdot X \cdot \tau_{su} \quad (\text{ancrage droit entre A et B})$$

Relation entre l'effort à la sortie et l'effort à l'entrée de la courbure:

$$F_C = F_B \cdot e^{-0,4\theta} - \pi \cdot \Phi \cdot r \cdot \tau_{su} [1 - e^{-0,4\theta}] / 0,4$$

$$F_C = F_B \cdot 0,28 - \pi \cdot \Phi \cdot r \cdot \tau_{su} \cdot 1,79$$

$$\pi \cdot \Phi \cdot X \cdot \tau_{su} = 0,28 \cdot ([\pi \cdot \Phi^2 / 4] \cdot f_e - \pi \cdot \Phi \cdot X \cdot \tau_{su}) - \pi \cdot \Phi \cdot 5,5\Phi \cdot \tau_{su} \cdot 1,79$$

$$\pi \cdot \Phi \cdot X \cdot 2,84 = 0,28 \cdot \pi \cdot \Phi^2 \cdot 500 / 4 - 0,28 \cdot \pi \cdot \Phi \cdot X \cdot 2,84 - \pi \cdot \Phi \cdot 5,5\Phi \cdot 2,84 \cdot 1,79$$

en simplifiant par $\pi \cdot \Phi$

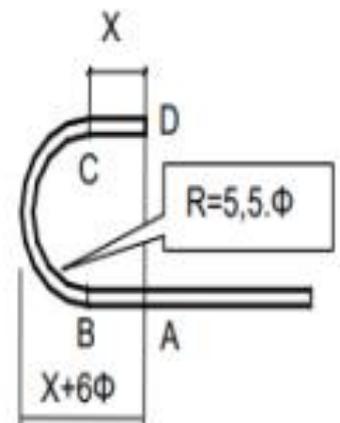
$$X \cdot 2,84 = 0,28 \cdot \Phi \cdot 500 / 4 - 0,28 \cdot X \cdot 2,84 - 5,5\Phi \cdot 2,84 \cdot 1,79$$

$$X (2,84 + 0,28 \cdot 2,84) = 0,28 \cdot \Phi \cdot 500 / 4 - 5,5\Phi \cdot 2,84 \cdot 1,79$$

$$X = 2\Phi$$

$$\text{Encombrement} = (6+2) \cdot \Phi = 8\Phi$$

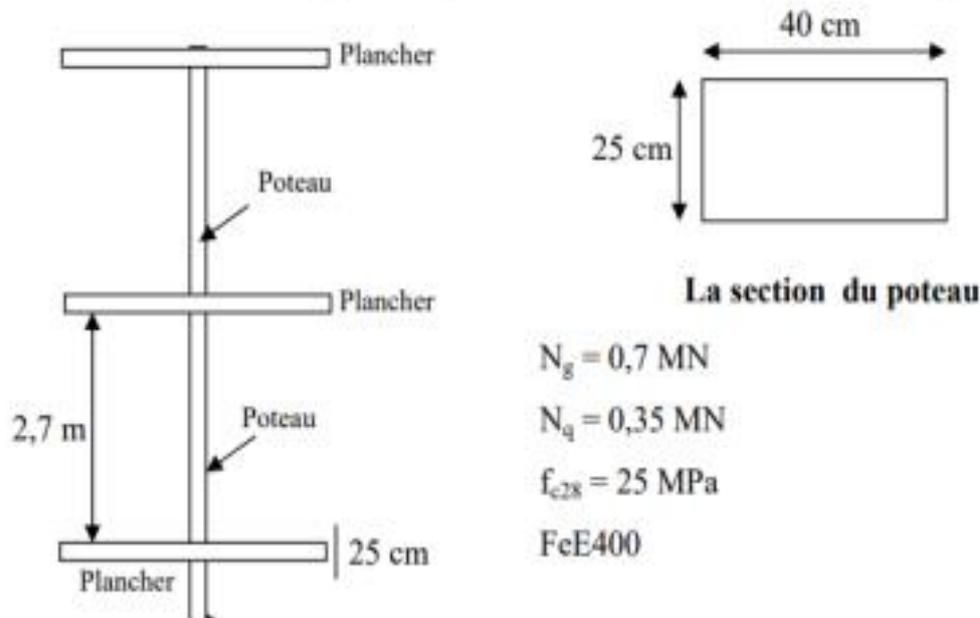
$$\text{Longueur développée} = (2+2+5,5\pi) \cdot \Phi = 21\Phi < 44\Phi$$



Chapitre 4

Exercice 1:

soit un bâtiment à usage multiple. Déterminer les armatures du poteaux



Solution :

$$N_u = 1,35 \cdot N_g + 1,5 \cdot N_q = 1,5 \cdot 0,7 + 1,5 \cdot 0,35 = 1,47 \text{ MN.}$$

$$L_0 = 2,7 + 0,25 = 2,95 \text{ m.}$$

$$\text{La longueur de flambement : } L_f = 0,7 \cdot L_0 = 0,7 \cdot 2,95 = 2,065 \text{ m.}$$

$$\text{Le rayon de giration : } i_{\min} = \frac{a}{2\sqrt{3}} = \frac{25}{2\sqrt{3}} = 7,22 \text{ cm}$$

$$\text{L'élanement : } \lambda = \frac{L_f}{i_{\min}} = \frac{206,5}{7,22} = 28,31$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{28,31}{35} \right)^2} = 0,75$$

$$\text{La section réduite: } Br = (40 - 2) \times (25 - 2) = 874 \text{ cm}^2.$$

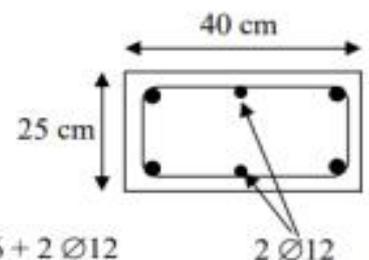
$$\text{La section d'armature : } A_{sc} \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_s} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(\frac{1,47}{0,75} - \frac{0,0874 \cdot 25}{0,9 \cdot 1,5} \right) \frac{1,15}{400}$$

$$A_{sc} \geq 9,81 \text{ cm}^2.$$

$$A_{sc\min} = 0,1\% \cdot B = 0,1 \cdot \frac{25 \times 40}{100} = 1 \text{ cm}^2.$$

$$A_{sc\max} = 4\% \cdot B = 4 \cdot \frac{25 \times 40}{100} = 40 \text{ cm}^2.$$

D'où : $A_{sc\min} \leq A_{sc} \leq A_{sc\max}$ et le choix peut être : $4 \text{ } \varnothing 16 + 2 \text{ } \varnothing 12$

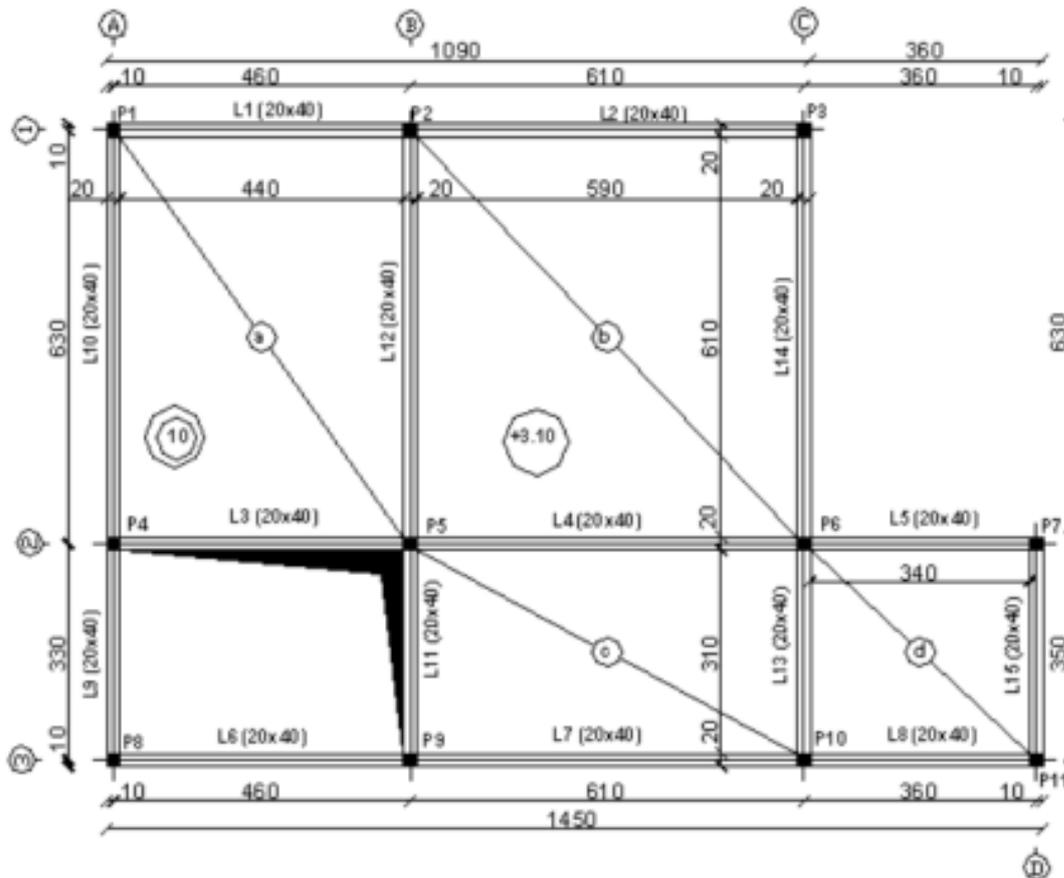


Exercice 2:

On veut ferrailer le poteau intérieur P5 et sa semelle S5 d'un local à rez- de- chaussée avec terrasse accessible (voir plan de coffrage ci-joint)

On donne :

- o Béton $f_{c28} = 22 \text{ MPa}$
- o Acier longitudinal FeE400
- o La majorité des charges est appliquée avant 90 jours.
- o Enrobage des aciers 2cm pour poteau o Niveau du dallage..... : ± 0.00
- o Niveau supérieur des semelles isolées.....: $- 0.80 \text{ m}$
- o Contrainte admise sur le sol $\sigma_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$
- o Fissuration préjudiciable. On vous demande de :
 1. Déterminer les charges qui sollicitent le poteau P5 à l'E.LU et à l'E.LS.
 2. Calculer le ferrailage complet du poteau en prenant $N_u = 230 \text{ KN}$
 3. Faites un schéma de ferrailage de la section du poteau.
 4. Déterminer les dimensions de la semelle S5 sachant que $N_u = 230 \text{ KN}$ et $N_{ser} = 166 \text{ KN}$ (A : largeur, B:longueur, h:hauteur totale, d:hauteur utile)
 5. Calculer les armatures des deux nappes de la semelle à l'E.L.U et à l'E.L.S.
 6. Faites un schéma représentatif du ferrailage de la semelle en respectant les dispositions constructives.



Solution

1) Actions permanentes :

- Poids de la dalle : $25 \times 0.1 [(3.05 \times 5.15) + (1.55 \times 2.95)] = 50.7 \text{ K N}$
- Poids propre des poutres : $25 \times 0.2 \times 0.4 (3.05 + 2.95 + 2.2 + 1.55) = 19.5 \text{ K N}$
- Poids du revêtement : $1.75 \times [(4.8 \times 2.95) + (2.4 \times 3.05)] = 37.59 \text{ K N}$
- Poids du poteau : $(0.2)^2 \times 3.9 \times 25 = 3.9 \text{ K N } G = 111.69 \text{ K N}$

2) Action variable

- Terrasse inaccessible :
- $Q = 1.5 \times [(4.8 \times 2.95) + (2.4 \times 3.05)] = 32.22 \text{ K N } Q = 32.22 \text{ K N}$

* Effort de compression

$$N_u = 1.15(1.35 G + 1.5 Q) = 1.15[1.35(111.69) + 1.5(32.22)] \\ = 1.15 \times 199.11 = 228.978 \text{ KN}$$

$$N_u = 0.23 \text{ MN} \quad N_{ser} = 1.15(G + Q) = 1.15(111.69 + 32.22) \\ = 1.15 \times 143.91 = 165.496 \text{ KN}$$

3) Ferrailage du poteau

• Armatures longitudinales

$$N_u = 0.23 \text{ MN}$$

$$l_f = 0.7 \times 3.9 = 2.73 \text{ m}$$

$$\lambda = 47.28$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.566$$

$$B_r = (0.18)^2 = 0.0324 \text{ m}^2$$

$$A_{th} \geq \left[\frac{0.23}{0.566} - \frac{0.0324 \times 22}{1.35} \right] \frac{1.15}{400} = 3.4910^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{min} = \max(4u, 0.2B/100) = \max(3.2; 0.8)$$

$$A_{min} = 3.2 \text{ cm}^2 \quad \text{d'ou} \quad A_{sc} = 3.2 \text{ cm}^2 \quad \text{soit 4 HA 12 (4.52 cm}^2)$$

• Armatures transversales

$$\emptyset_t = \emptyset_{lmax} / 3 = 12/3 = 4 \text{ mm on prend } \emptyset_t = 6 \text{ mm}$$

$$t < \min \{ 0.4; a+0.1; 15 \emptyset_{lmin} \}$$

$$t < \min \{ 40 \text{ cm}; 30; 18 \} \rightarrow t < 18 \text{ cm}$$

$$\text{on prend } t = 15 \text{ cm}$$

Exercice 3

Soit un poteau soumis à $N_u = 980 \text{ kN}$, de section $40 \times 20 \text{ cm}^2$, $L_f = 3.0 \text{ m}$; $FeE400$; $\gamma_s = 1.15$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\theta = 1$; fissuration peu nuisible; $c_g = 25 \text{ mm}$.

Solution

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \theta \gamma_b} + A'_s \sigma'_s \right]$$

$$A'_s N_u = \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0.9 \theta \gamma_b} \right] \frac{1}{\sigma'_s}$$

$$B_r = (40 - 2)(20 - 2) = 684 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_s = \sigma_s = (\varepsilon_s = 2 \text{ } ^\circ / \text{ } _{00}), \quad \varepsilon_{sd} = \frac{f_s}{\gamma_s E_s} = 1.739 \text{ } ^\circ / \text{ } _{00} \leq 2 \text{ } ^\circ / \text{ } _{00}$$

$$\sigma'_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\lambda = \lambda_{\max} = 3.46 \frac{l_f}{b} = 51.9$$

$$50 < \lambda \leq 70 \rightarrow \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 = 0.56$$

$$A'_s = \left[\frac{980 \cdot 10^3}{0.56} - \frac{684 \cdot 25}{0.9 \cdot 1.15} \right] \frac{1}{348} = 1390 \text{ mm}^2$$

$$A'_s = 13.90 \text{ cm}^2$$

Armature minimale:

$$A_{\min} = \max \left(210^{-3} b h, 8 \frac{(b + h)}{100} \right) = 4.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} \leq 510^{-2} b h = 40 \text{ cm}^2$$

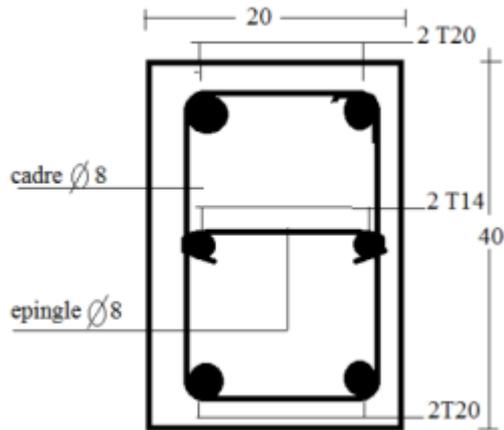
Armature finale :

$$A_f = \max (A'_s, A_{\min}) = 13.90 < 40 \text{ cm}^2$$

Armature appliquée : Soit $A_{app} = 4T20 + 2T14 = 15.64 \text{ cm}^2$

Armature transversale :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.7 \rightarrow 8 \text{ mm}$$

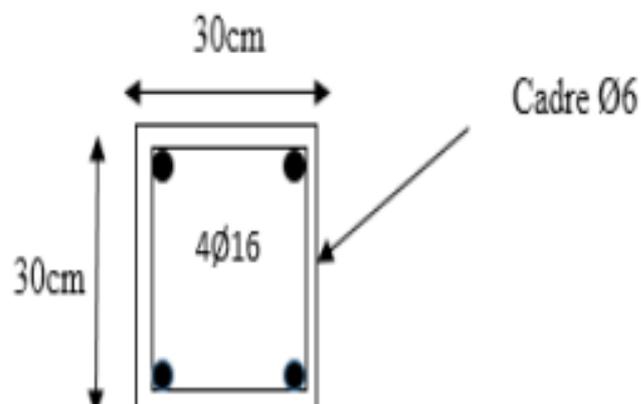


Exercice 4 :

Soit le poteau présenté sur la figure ci-dessous, ce poteau n'est pas exposé aux intempéries, sa longueur du flambement est $l_f = 2.9\text{m}$. Espacement entre les cadres, $t=18\text{cm}$. La moyenne partie des charges sont appliquées avant 28 jours.

Les armatures sont en FeE400 $\gamma_s = 1.15$ $f_{c\ 28} = 20\text{ Mpa}$

Déterminer la valeur de l'effort normale de compression centré à ELUR et à ELUSF



Exercice 5 :

Un poteau de section rectangulaire de (20×20) cm et d'une longueur $l = 3.90\text{m}$, soumis à un effort normal de compression centré et qui a pour valeur :

- **ELUR** $N_u = 230\text{KN}$.
- **ELS** $N_s = 166\text{KN}$.

- 1- Déterminer les armatures longitudinales à ELUR, ELUSF
- 2- Déterminer les armatures transversales et leurs espacements.
- 3- Vérifié les armatures à ELS.
- 4- Tracer le schéma de ferrailage du poteau

On donne :

La longueur du flambement $l_f = 2.73\text{m}$

Les armatures sont en FeE400, $f_{c28} = 22\text{MPa}$.

La majorité des charges sont appliquées avant 90 jours.

Chapitre 5

Exercice 1

Soit un tirant d'une section carrée (25×25) cm^2 sollicité par un effort normale de traction à l'E.L.U $N_u = 0,45$ MN et à l'E.L.S :

$N_s = 0,34$ MN. Les matériaux sont FeE400 et $f_{c28} = 20$ MPa. La fissuration est préjudiciable ($\sigma_{st} = 186,67$ MPa).

- Déterminer la section des armatures longitudinales du tirant.

Solution :

a/ ELUR

$$A_{st}^u \geq \frac{N_u}{\frac{f_c}{\gamma_s}} = \frac{0.45 \times 10^6}{348} = 12.93 \text{ cm}^2$$

a/ ELS

$$A_{st}^{ser} \geq \frac{N_{ser}}{\frac{f_c}{\gamma_s}} = \frac{0.34 \times 10^6}{186.67} = 18.2 \text{ cm}^2$$

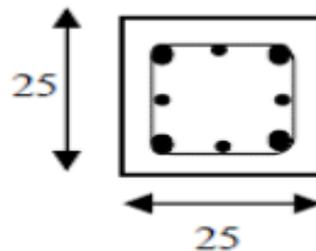
c/ CNF

$$A_{st} \geq A_{min} = B \frac{f_{t28}}{f_c} = (25 \times 25) \frac{1.8}{400} = 2.8 \text{ cm}^2$$

Section théorique à retenir : $A_{st} = \max(A_{st}^u, A_{st}^{ser}, A_{min})$
 $= \text{Max}(12,93 ; 18,2 ; 2,8) \text{ cm}^2$

Soit $A_s = 18,21 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4 \varnothing 16 + 4 \varnothing 20 = 8,04 + 12,57 = 20,61 \text{ cm}^2$

1/ Schéma de ferrailage



Exercice 2 :

Soit un tirant de section 30x30 cm², sollicité à : Ng=10 kN ; Nq=20 kN ; Nw=13 kN. Fissuration préjudiciable (exposé aux intempérie) Acier FeE400 ; Fc28=25MPa ; cg=25mm. Solution : Fissuration préjudiciable (ELUR –ELS)

Solution

I) ELUR :

a- Combinaison fondamentale :C.F

$$1.35G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q1}Q_1 + \Sigma 1.3\psi_{0i}Q_i$$

Gmin=0

a) Charge d'exploitation N_q : Action de base.

$$1.35 N_g + 1.5N_q + 1.3(0.77)N_w$$

$$AN \quad Nu1 = 1.35 \cdot 10 + 1.5 \cdot 20 + 13 = 56.5 \text{ kN}$$

b) Charge due au vent N_w : Action de base

$$1.35 N_g + 1.5N_w + 1.3(0.77)N_q$$

$$AN \quad Nu2 = 1.35 \cdot 10 + 1.5 \cdot 13 + 20 = 53 \text{ kN}$$

$$Nu = \max (Nu1 ; Nu2) = 56.5 \text{ kN}$$

$$A_{df} = Nu/\sigma_s = 56500/(100 \cdot 348) = 1.62 \text{ cm}^2$$

II) ELS :

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \Sigma \psi_{0i}Q_i$$

a) Charge d'exploitation N_q : Action de base.

$$N_g + N_q + (0.77)N_w$$

$$AN \quad Ns1 = 10 + 20 + (0.77) \cdot 13 = 40 \text{ kN}$$

b) Charge due au vent N_w : Action de base

$$N_g + N_w + (0.77)N_q$$

$$AN \quad Ns2 = 10 + 13 + (0.77) \cdot 20 = 38.4 \text{ kN}$$

$$Ns = \max (Ns1 ; Ns2) = 40 \text{ kN}$$

$$A_{ef} = Ns/\bar{\sigma}_s$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_c, 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right), \quad \eta = 1.6HA$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1MPa$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 400, 110\sqrt{1.6 \cdot 2.1}\right) = 201.6MPa$$

$$A_s = 4010^3 / (100 \cdot 201.6) = 1.98 \text{ cm}^2$$

Armature minimale :

$$A_{\min} = B \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.73 \text{ cm}^2$$

Armature finale

$$A_s = \max(A_u, A_s, A_{\min}) = 4.73 \text{ cm}^2$$

Armature appliquée :

$$A_{app} = 4T14 = 6.24 \text{ cm}^2$$

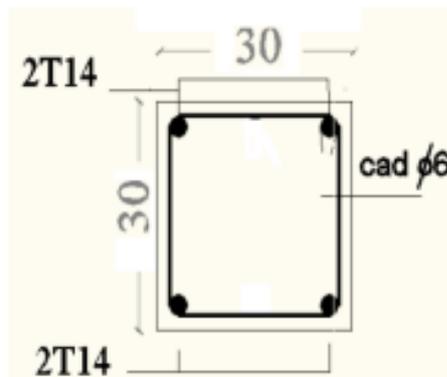
Armature transversale :

Fissuration préjudiciable

$\phi_t \geq 6\text{mm}$ FeE 215 ou FeE235.

Espacement des cadres : $t_{\max}(b ; h) = 30 \text{ cm}$; soit $t = 20 \text{ cm}$

Schéma de ferrailage du tirant.



Exercice 3

Soit un tirant d'une section carrée (25×25) cm^2 sollicité par un effort normale de traction à l'E.L.U $N_u = 0,45 \text{ MN}$ et à l'E.L.S : $N_s = 0,34 \text{ MN}$. Les matériaux sont FeE400 et $f_{c28} = 20 \text{ MPa}$. La fissuration est préjudiciable.

- Déterminer la section des armatures longitudinales du tirant.
- Vérifier la condition de non fragilité.
- Tracer le schéma de ferrailage.

REFERENCES

1. Commission d'experts de l'UNESCO, "Code et manuel d'application pour le calcul et l'exécution du béton armé", Editions Dunod, Paris, (1968).
2. Davidovici, V., "Formulaire du béton armé – Volume 1 : Calculs", Editions Le Moniteur, Paris, (1995).
3. D.T.R. – B.C. 2-41, " Règles de conception et de calcul des structures en béton armé – C.B.A. 93", C.G.S, Alger, (1993).
4. Gagliardini, O., "Cours de béton armé ", IUP Génie Civil et Infrastructures, UJF-Grenoble I, (2004).
5. Hivin G., "Béton armé : Calcul de poutres en flexion simple à l'ELU", Université de Grenoble, [en ligne], (2018), Disponible sur : <http://public.iutenligne.net> > hivin > beton_arme, (consulté en 2018).
6. Lamirault, J. et Renaud, H., "Béton armé – Guide de calcul", Les Editions Foucher, Paris, (1993).
7. Mougine, J.-P., "Béton Armé – BAEL 91 modifié 99 et DTU associés", Editions Eyrolles, Paris, (2004).
8. Perchat, J., "Béton armé – Règles BAEL : Pièces soumises à des sollicitations normales", C 2 306, Techniques de l'Ingénieur.
9. Perchat, J., "Béton armé – Règles BAEL : Pièces soumises à des sollicitations tangentes, Sollicitations d'adhérence", C 2 308, Techniques de l'Ingénieur.
10. Perchat, J. et Roux, J., "Pratique du B.A.E.L. 91 – Cours avec exercices corrigés", Editions Eyrolles, 4ème édition, Paris, (2007).
11. Règles BAEL 91 modifiées 99, "Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites", Éditions Eyrolles, 3^{ème} édition, Paris, (2008).