

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MENTOURI DE CONSTANTINE
FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIEUR
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

N° d'ordre :

N° de série :

MEMOIRE

Présenté pour obtenir le diplôme de Magister
en génie civil

OPTION : LE BETON STRUCTUREL : ARME ET PRECONTRAINTE

Présenté par : **BOULAARES SAID**

THEME

COMPORTEMENT D'ELEMENTS STRUCTURAUX EN BETON DE SABLE ARME

Membres du jury de soutenance :

Président : M^r HOUARI. H Professeur Université Mentouri de Constantine

Rapporteur : M^r SAMAI .M.L Professeur Université Mentouri de Constantine

Examineurs :

Mr CHABIL .H Professeur Université Mentouri de Constantine

M^r TEKKOUK.A.H Maître de conférences Université Mentouri de Constantine

Février 2009

REMERCIEMENTS

Je remercie d'abord ALLAH le tout puissant qui m'a guidé et m'a donné la force et la volonté de réaliser ce travail.

Je remercie mon directeur de thèse. Monsieur SAMAI M.L professeur au département de génie civil université Mentouri de Constantine, d'avoir accepté de diriger ce travail avec beaucoup de disponibilité et d'efficacité, pour m'avoir fait partager son expérience, pour les conseils et encouragements qu'il a su me prodiguer pendant toute la durée de cette thèse.

Je manifeste mes honnêtes remerciements à Monsieur HOUARI.H professeur au département de génie civil université Mentouri de Constantine, pour l'honneur et le plaisir qu'il m'a fait en acceptant de présider ce jury.

Je remercie vivement Messieurs, CHABIL H professeur au département de génie civil université Mentouri de Constantine, et TEKKOUK.A.H Maître de conférences au département de génie civil université Mentouri de Constantine, qui ont accepté de juger ce travail, je leur suis très reconnaissant d'y avoir consacré une partie de leur temps si précieux.

Je présente ici mes sincères remerciements à Monsieur DJOUNI M^{ed} T, chef d'antenne de l'organisme national de contrôle technique des constructions hydrauliques (CTH) de Tébessa, pour m'avoir autorisé à poursuivre mes études en poste-graduation à l'université de Constantine et pour ses précieux conseils, qu'il trouve ici l'expression de ma profonde gratitude.

EMERCIEMENTS

Mes remerciements sont adressés à l'ensemble du corps enseignant en graduation et en poste-graduation qui ont contribué à ma formation.

J'ai également apprécié la compagnie de Monsieur KAIBI FOUJIL, ingénieur en électronique qui m'a aidé dans la programmation, ainsi que celle à Monsieur BEZAZ KAMEL ingénieur en hydrogéologie, ils m'ont prodigés de judicieux conseils surtout au moment de l'élaboration de la présente thèse, qu'ils trouvent ici l'expression de mes sincères remerciements.

Je tiens à remercier mes amis et collègues de travail, GUATAL, BEKHOUCHE, BOUREZEG, BENTAIBA, et MECHRI.

Je tiens également à remercier mes collègues de promotion, BADER, ADEL, MOHCEN, RAFIK, HICHEM, ASEDINE, ABDELRAHMEN, SABRINA, et NEJEOUA, pour les pauses relaxation et discussions que nous avons partagées durant l'année théorique à l'université de Constantine.

Enfin, mes pensées vont, bien entendu, vers mes parents, mes frères, mes sœurs, ainsi que vers toute ma famille, leur soutien et leur compréhension ont été un atout majeur pour la réalisation du présent travail.

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents

A mes frères et sœurs

Al'ensemble de mes amis et collègues de travail

RESUME

Deux éléments structuraux ayant le même moment plastique ‘’ M_p ’’ soumis à un même chargement et avec les mêmes conditions d’appui, ont la même charge théorique de ruine.

La présente étude présente une démarche de caractérisation pour des sections en BOA* et en BDSA*, équivalentes aux différents profilés IPE. Pour le BOA, des travaux antérieurs, utilisant les caractéristiques adoptées par deux codes (le CP110 [5] et l’Eurocode2 [8]) ont été réalisés (1.2.3). L’objectif de la présente étude est de réaliser cette caractérisation pour le BDSA et de reprendre le travail de caractérisation accompli précédemment en utilisant le "MATLAB version 6.5". Le présent travail a permis de consolider et confirmer les abaques à trois entrées.

La caractérisation ainsi obtenue a permis de mener une étude comparative sur plusieurs fronts, béton ordinaire et béton de sable en tant que matériaux, et béton ordinaire armé et béton de sable armé en tant qu’éléments structurels. Cette comparaison a été couronnée par une étude économique dont la principale conclusion est que les éléments structuraux en BDSA auraient un coût légèrement plus élevé que ceux du BOA.

Mots-clés : Béton de sable armé, Béton ordinaire armé, Caractérisation, Moment plastique, Profilés, matériaux, structurels, Economique.

*BOA : Béton ordinaire armé

*BDSA : Béton de sable armé

ABSTRACT

Two structural elements with the same moment plastic M_p subjected to the same loading and with the same conditions of support have the same theoretical collapse load.

The present study presents a characterization for sections R.C* and R.S.C*, equivalent to different profiles ECI. For R.C, previous work, using the characteristics adopted by two codes (CP110 [5] and Eurocode2 [8]), were accomplished (1.2.3). The purpose of the present study is to achieve this characterization for the R.S.C and consolidate the work previously realized this by using the "MATLAB version 6.5." This work has helped to consolidate and confirm the three eaten charts.

The characterization obtained allowed to conduct a comparative study on several fronts, concrete and ordinary concrete sand as materials and armed plain concrete and concrete sand armed as structural elements. This comparison enables an economic study whose main conclusion is that the structural elements in R.S.C would have a slightly higher cost than the R.C.

Key words: Reinforced sand concrete, Reinforced concrete, Characterisation, plastic Moment, reduced Moment, profiles, material, structural, economic.

* R.C: Reinforced concrete

* R.S.C: Reinforced sand concrete

ملخص

عنصرين هيكليين لهما نفس العزم للندن, خاضعين لنفس الحمولة و بنفس شروط الإسناد لهما نفس الحمولة النظرية للإجهاد.

هذه الدراسة الحالية تمثل طرق تميز المقاطع من الخرسانة العادية المسلحة (BOA) و الخرسانة الرملية المسلحة (BDSA) المكافئة لمختلف المقاطع من نوع مجنب IPE , بخصوص الخرسانة العادية المسلحة (BOA) فقد أستعمل في الأعمال السابقة خصائص القانونين [5] CP110 و [8] Eurocode2 (1,2,3). الهدف من هذه الدراسة هي القيام بالتمييز و هذا من أجل الخرسانة الرملية (BDSA) وأيضا إعادة العمل السابق إنجازه من أجل الخرسانة العادية (BOA) ولن في هذه المرة نقوم بإستعمال البرنامج (MATLAB version 6.5). هذا الأخير يسمح بتأكيد و تثبيت المنحنيات الثلاثية المداخل.

عملية التميز المتحصل عليها سمحت لنا بالقيام بدراسة مقارنة في عدة إتجاهات منها المقارنة بين خرسانة عادية مسلحة (BOA) و خرسانة رملية مسلحة (BDSA) على أنها مقارنة في المادة و مقارنة هيكلية . هذه المقارنة إتجهت بنا إلى دراسة إقتصادية و من النتائج الرئيسية لهذه الدراسة هو أن العناصر الإنشائية من الخرسانة الرملية المسلحة (BDSA) لها سعر نوع ما مرتفع على العناصر الإنشائية للخرسانة العادية المسلحة (BOA) .

الكلمات المفتاحية : خرسانة رملية مسلحة, خرسانة عادية مسلحة, التمييز, العزم للندن مجنب IPE, المادة, هيكلية, إقتصادية.

BOA: خرسانة عادية مسلحة.

BDSA: خرسانة رملية مسلح

Table des Matières

Remerciements.....	i
Dédicace.....	iii
Résumé.....	iv
Abstract	v
Résumé en arabe.....	vi
Table des matières.....	vii
Liste des notations et abréviations.....	xi
Liste des figures.....	x
Liste des tableaux.....	xiv
1. Introduction générale	1
1.1 Généralité	1
1.2 Problématique	1
1.3 Objectifs	2
1.4 Structuration du mémoire	2
2. comportement d'éléments structuraux en flexion simple.....	4
2.1 Introduction	4
2.2 Comportement sous l'action d'une charge croissante jusqu'à la ruine	4
2.2.1 Poutre en béton armé	4
2.2.2 Poutre en charpente métallique	7
2.3 Mode de rupture	8
2.3.1 Généralités	8
2.3.2 Poutre en béton armé	9
2.3.3 Profilé en charpente métallique	10
2.4 Calcul de la charge de ruine	12
2.4.1 Introduction	12
2.4.2 Conditions de calcul	13
2.4.3 Prédiction de la charge de ruine pour quelques éléments poutres types	13
2.5 Acier/béton : avantages, et inconvénients	20

3. développement graphique d'abaques a trois entrées en flexion simple	22
3.1 Introduction	22
3.2 Relation contrainte déformation	22
3.2.1 Béton	22
3.2.2 Acier d'armature	24
3.3 Distribution des déformations et contraintes à travers une section	24
3.4 Bloc rectangulaire simplifié de contraintes adopté par l'Eurocode 2[8]	27
3.5. Section rectangulaire simplement armée en flexion simple	28
3.5.1 Béton ordinaire	28
3.5.2 Béton de sable	29
3.6. Section rectangulaire doublement armée à l'état limite ultime	32
3.6.1. Dérivation des équations de base	32
i. Béton ordinaire	33
ii. Béton de sable	34
3.6.2. Conception et développement graphique d'abaques à trois entrées	37
i. Béton ordinaire	37
ii. Béton de sable	37
3.6.3. Organigramme de calcul	39
4. conception de sections rectangulaires en béton armé équivalentes aux différents IPE	41
4.1 Introduction et problématique	41
4.2 Caractéristiques des matériaux utilisés	41
4.2.1 Acier de construction	41
i. introduction	41
ii. Essai de traction	41
iii. Plasticité de l'acier	42
iv. Caractéristique des profilés utilisés	43
4.2.2 Béton	44
4.2.3 Acier d'armature	45
4.3 Détermination du moment plastique pour les différents IPE	45
4.4 Caractérisation de sections en béton armé équivalentes	46

4.4.1	Section simplement armée	46
4.4.1.1	Introduction	46
4.4.1.2	processus de détermination	47
i)	principes	47
ii)	procédure	47
iii)	Traitement d'un exemple	48
4.4.1.3	Organigramme de calcul	49
4.4.1.4	Résultats	50
<i>i)</i>	Introduction	50
ii)	Présentation tabulée en utilisant les caractéristiques adoptées par l'Eurocod2[8]	50
a)	béton de sable	50
b)	béton ordinaire	53
iii)	Présentation tabulée en utilisant les caractéristiques adoptées par le CP11O[5]	56
a)	béton de sable	56
b)	béton ordinaire	59
4.4.2.	Sections doublement armées	61
4.4.2.1.	Méthode de calcul	61
4.4.2.2.	Organigramme de calcul	64
4.4.2.3.	Résultats	65
<i>i)</i>	Introduction	65
ii)	Présentation tabulée en utilisant les caractéristiques adoptées par l'Eurocode2 [8]	65
a)	béton de sable	65
b)	béton ordinaire	68
iii)	Présentation tabulée en utilisant les caractéristiques adoptées le CP11O [5]	71
a)	béton de sable	71
b)	béton ordinaire	74

5. présentation et discussion des résultats	77
5.1 Introduction	77
5.2 Présentation graphique des résultats	77
5.2.1 Choix du système de coordonnées adopté.....	77
5.2.2 Présentation des abaques développés en utilisant les caractéristiques	
adoptées par l’Eurocode2[8]	78
5.2.2.1. Sections simplement armées	78
5.2.2.2. Sections doublement armées	81
5.2.3. Présentation des abaques développés en utilisant les caractéristiques	
adoptées par le CP110[5]	84
5.2.3.1. Sections simplement armées	84
5.2.3.2. Sections doublement armées	87
5.3. Effets des paramètres influents	90
5.3.1. Effets de la résistance à la compression du béton	90
5.3.2. Effets du rapport β	91
5.3.3. Effets de la présence des armatures comprimées	91
5.4 Etude technico-économique	92
5.4.1 Méthode de formulation du béton ordinaire (méthode dite «Dreux-Gorisse ».	92
5.4.2 Méthode de formulation des bétons de sable (Formule de « Feret »)	92
5.4.3 Présentation des résultats	95
5.4.4 Comparaison de prix entre sections en béton armé équivalentes à la gamme de profilé en charpente métallique	100
6. conclusions et perspectives	104
6.1 Importance et rôle du développement du catalogue d’abaques	104
6.2 Caractérisation	104
6.3 Impact économique	105
6.4 Importance de l’utilisation d’une code donné	105
6.5 Perspectives	106

ANNEXE A. Analyse de sections en charpente métallique	
et en béton armé.	107
A.1. Détermination du moment plastique d'une section en charpente métallique	107
A.2. comportement d'une section homogène	109
A.2.1. Section rectangulaire	109
i) Phase élastique	110
ii) Phase élasto-plastique	111
A.2.2. Section en I type IPE	112
i) Phase élastique	112
ii) Phase élasto-plastique	112
A.2.3. Conclusions	113
A.3. Détermination du moment ultime d'une section non usuelle en béton armé	115
A.3.1. Exposé de la méthode basée sur le concept de la théorie générale	115
A.3.2. Moment ultime ou moment plastique d'une section non usuelle en BOA et en BDSA	115
ANNEXE B. Présentation graphique du catalogue d'abaques	
à trois entrées	118
B.1. Introduction	118
B.2. Principe de conception d'abaques à trois entrées	118
B.3. Présentation d'abaques types	118
Références bibliographiques	123

Liste des notations et abréviations

$A_c(x)$	L'aire de la partie supérieure du béton comprimé, en fonction de (x)
A_{ch}	Section totale d'un profilé en charpente métallique
A_s	Section des armatures tendues
A'_s	Section des armatures comprimées
A_{utile}	L'aire utile de la section de béton $A_{utile}=bd$
a	Epaisseur de l'âme du profilé IPE ; petite portée de la poutre
b	Largeur de la section ; grande portée de la poutre
b_c	Largeur de la section rectangulaire en béton armé équivalent
b_s	Largeur du profilé en charpente métallique
C	Dosage en ciment
C_V	Dosage en cendres volantes
$d=dc$	Hauteur utile (distance entre la fibre la plus comprimée et le centre de gravité des armatures tendues)
d'	Enrobage des armatures comprimées
d_{mod}	Hauteur utile modifiée
E_c	Module d'élasticité du béton
E_s	Module de déformation longitudinal des armatures (module de Young)
e	Epaisseur de la semelle du profilé IPE
e	Dosage en eau totale
F_{cc}	Force résultante de compression du béton
F_{IL}	Dosage en filler calcaire
F_S	Dosage en fumée de silice
F_{sc}	Force résultante de compression dans les armatures comprimées
F_{st}	Force résultante de traction dans les armatures tendues
f_{c28}	Résistance caractéristique à la compression de béton à 28jours
f_{ck}	Résistance caractéristique à la compression de béton obtenue par écrasement d'un cylindre

LISTE DES NOTATIONS ET ABREVIATIONS

f_s	Contrainte dans les armatures tendues
f'_s	Contrainte dans les armatures comprimées
f_u	Contrainte à la rupture des aciers
f_u	Résistance caractéristique à la compression de béton obtenue par écrasement d'un cube
f_y	Résistance caractéristique d'écoulement des aciers
f_{yk}	Résistance caractéristique d'écoulement des aciers de l'Eurocode2
h	Hauteur totale de la section
h_c	Hauteur totale de la section rectangulaire en béton armé équivalente
h_{mod}	Hauteur totale de la section rectangulaire en béton armé équivalente modifiée
h_s	Hauteur totale de la section d'un profilé en charpente métallique
I	Moment d'inertie de la section totale.
I_y	Moment d'inertie de la section totale par rapport à l'axe Y
I_z	Moment d'inertie de la section totale par rapport à l'axe Z
K	Rigidité ; facteur de forme
K_f	Coefficient granulaire
K_1	Coefficient pouzzolanique
K_2	Coefficient d'activité du filler calcaire
l	Portée de la poutre
M	Moment fléchissant de la poutre
M_e	Moment élastique de la section
M_{eq}	Moment équilibré de la section rectangulaire
M_p	Moment plastique de la section
M_r	Moment de rupture de la section
M_u	Moment ultime d'une section en béton armé
M_{uext}	Moment ultime extérieur sollicitant la section en béton armé
M_{ur1}	Moment ultime résistant du béton comprimé qui équilibre le moment extérieur calculé pour la hauteur utile d
M_{ur2}	Moment ultime résistant du béton comprimé qui équilibre le moment extérieur

LISTE DES NOTATIONS ET ABREVIATIONS

calculé pour la hauteur utile d_{mod}

M/bd^2	Moment réduit de la section rectangulaire d'une poutre en béton armé
N	Effort normal
n	Nombre de rotule plastique ; coefficient d'équivalence acier/béton
P	Charge concentrée
P_c	Charge de ruine
P_e	Charge à la limite élastique
P_r	Charge à la limite de rupture
q_c	Charge uniformément répartie de ruine
R_b	Résistance du béton à 28 jours
R_c	Classe vraie du ciment
r	Nombre de redondance ou degré d'hyperstaticité
S	Moment statique de la moitié de la section
S_{eq}	Profondeur limite du bloc rectangulaire de contrainte correspondant à x_{eq}
s	Profondeur du bloc rectangulaire de contrainte par rapport à la fibre supérieure
$T(x)$	Effort tranchant dans la section à une distance (x)
V	Air piégé
V	Demi- hauteur du profilé bi- rectangulaire
W_{el}	Module élastique
W_{pl}	Module plastique
x	Profondeur de l'axe neutre
x_{eq}	Valeur limite de la profondeur de l'axe neutre à l'équilibre
z	Bras de levier entre la force de compression et la force de traction
z_{eq}	Bras de levier à l'équilibre
α	Coefficient sans dimension
$\beta=bc/bs$	Rapport entre la largeur de la section en béton armé et la largeur du profilé IPE
γ_c	Coefficient de sécurité du béton
γ_s	Coefficient de sécurité de l'acier
δ_e	Déplacement au seuil élastique

LISTE DES NOTATIONS ET ABREVIATIONS

δ_r	Déplacement à la rupture
δ_u	Déplacement ultime
ε_{cc}	Déformation relative dans le béton
ε_{cu}	Déformation maximale dans le béton
ε_{sc}	Déformation relative dans les armatures comprimées
ε_{st}	Déformation relative dans les armatures tendues
ε_y	Déformation limite d'écoulement de l'acier
ε_u	Allongement à la rupture
ε_z	Allongement de striction
θ	Rotation plastique
λ	Rapport du moment ultime sur la valeur bd^2 ; $\lambda = M_u/bd^2$
ρ	Pourcentage d'armatures tendues dans une section en béton armé
ρ'	Pourcentage d'armatures comprimées dans une section en béton armé
σ_y	Contrainte limite d'écoulement des aciers
χ_e	Courbure élastique de la déformée
χ_r	Courbure de rupture de la déformée
χ_u	Courbure ultime de la déformée
A.N	Axe neutre
B.A.E.L	Béton armé à l'état limite ultime
B.D.S	Béton de sable
B.D.S.A	Béton de sable armé
B.O	Béton ordinaire
B.O.A	Béton ordinaire armé
C.M	Charpente métallique
D.A	Dinar algérien
E.L.U	Etat limite ultime
<i>m.l</i>	Mètre linéaire

Liste des figures

Figure (1.1). Diagramme parabole-rectangle de contrainte-déformation
du béton en compression..... 2

Figure (2.1). Comportement d'une poutre en béton armé sous charge croissante..... 6

Figure (2.2). Diagramme charge-déplacement.....7

Figure (2.3). Diagramme moment-courbure pour la poutre en béton armé.....7

Figure (2.4). Comportement d'une poutre en charpente métallique sous charge croissante.....8

Figure (2.5). Mode de rupture d'une poutre en béton armé..... 10

Figure (2.6). Poutre simplement appuyée.....14

Figure (2.7). Poutre encastree à ses deux extrémités.....15

Figure (2.8). Travée d'une poutre continue uniformément chargée.....16

Figure (2.9). Poutre continue sous charges ponctuelles.....18

Figure (2.10). Mécanisme de ruine pour les travées *AB* et *CD*.....18

Figure (2.11). Mécanisme de ruine pour la travée *BC*.....19

Figure (2.12). Exemple d'application de prédiction de la charge de ruine
d'une poutre continue.....20

Figure (3.1). Diagramme parabole-rectangle de contrainte-déformation du béton ordinaire
en compression.....23

Figure (3.2). Diagramme parabole-rectangle de contrainte-déformation du béton de sable
en compression.....23

Figure (3.3). Diagramme de calcul de contrainte-déformation pour l'Acier.....24

Figure (3.4). Section avec diagramme de déformations et Blocs de contraintes.....25

Figure (3.5). Section simplement armée en béton ordinaire
avec bloc de contrainte rectangulaire.....27

Figure (3.6). Section simplement armée en béton de sable
avec bloc de contrainte rectangulaire.....28

Figure (3.7). Section en béton ordinaire doublement armée à l'E.L.U.....33

Figure (3.8). Section en béton de sable doublement armée à l'E.L.U.....34

Liste des figures

Figure (3.9). Abaque développé liant graphiquement le moment réduit et les taux d'armatures tendues et comprimées d'une section rectangulaire en BOA en flexion simple en utilisant les caractéristiques des matériaux adoptées par l' <i>Eurocode 2</i>	38
Figure (3.10). Abaque développé liant graphiquement le moment réduit et les taux d'armatures tendues et comprimées d'une section rectangulaire en BDSA en flexion simple en utilisant les caractéristiques des matériaux adoptées par le CP110....	39
Figure (3.11). Organigramme de calcul du programme numérique.....	40
Figure (4.1). Diagramme contrainte-déformation de l'acier pour $\sigma_y = 235N/mm^2$	42
Figure (4.2). Diagramme contrainte-déformation d'aciers en fonction de taux de carbone. .	43
Figure (4.3). Section transversale d'un profilé <i>IPE</i>	44
Figure (4.4). Organigramme de calcul de sections rectangulaires simplement armées.....	49
Figure (4.5). Principe des limites de x/d préconisées par l' <i>Eurocode 2</i>	62
Figure (4.6). Organigramme de calcul de sections rectangulaires doublement armées.....	64
Figure (5.1) : Sections en béton ordinaire et béton de sable simplement armées équivalentes à la gamme IPE pour $\beta=1.50$	78
Figure (5.2) : Sections en béton ordinaire et béton de sable simplement armées équivalentes à la gamme IPE pour $\beta=1.75$	79
Figure (5.3) : Sections en béton ordinaire et béton de sable simplement armées équivalentes à la gamme IPE pour $\beta=2.00$	79
Figure (5.4) : Sections en béton ordinaire et béton de sable simplement armées équivalentes à la gamme IPE pour $\beta=2.25$	80
Figure (5.5) : Sections en béton ordinaire et béton de sable simplement armées équivalentes à la gamme IPE pour $\beta=2.50$	80
Figure (5.6) : Sections en béton ordinaire et béton de sable simplement armées équivalentes à la gamme IPE pour $\beta=1.50$	81
Figure (5.7) : Sections en béton ordinaire et béton de sable simplement armées équivalentes à la gamme IPE pour $\beta=1.75$	82
Figure (5.8) Sections en béton ordinaire et béton de sable simplement armées équivalentes à la gamme IPE pour $\beta=2.00$	82
Figure (5.9) : Sections en béton ordinaire et béton de sable simplement armées équivalentes à la gamme IPE pour $\beta=2.25$	83

Liste des figures

Figure (5.10) : Sections en béton ordinaire et béton de sable simplement armées équivalentes à la gamme IPE pour $\beta=2.50$	83
Figure (5.11) . Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $\beta = 1.50$	84
Figure (5.12) . Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $\beta = 1.75$	85
Figure (5.13) . Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $\beta = 2.00$	85
Figure (5.14) . Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $\beta = 2.25$	86
Figure (5.15) . Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $\beta = 2.50$	86
Figure (5.16) . Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $\beta = 1.50$	87
Figure (5.17) . Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $\beta = 1.75$	88
Figure (5.18) . Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $\beta = 2.00$	88
Figure (5.19) . Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $\beta = 2.25$	89
Figure (5.20) : Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $\beta = 2.50$	89
Figure (5.21) : coefficient d'activité du filler calcaire (modèle).....	93
Figure (5.22) : Pourcentages des différents composants du béton ordinaire pour $f_{ck}=20$ Mpa.....	97
Figure (5.23) : Pourcentages des différents composants du béton ordinaire pour $f_{ck}=24$ Mpa.....	97
Figure (5.24) : Pourcentages des différents composants du béton ordinaire pour $f_{ck}=32$ Mpa.....	97
Figure (5.25) : Pourcentages des différents composants du béton de sable pour $f_{ck}=20$ Mpa.....	98
Figure (5.26) : Pourcentages des différents composants du béton de sable pour $f_{ck}=24$ Mpa.....	98
Figure (5.27) : Pourcentages des différents composants du béton de sable	

Liste des figures

pour $f_{ck}=32$ Mpa.....	98
Figure (5.28) : Comparaison du coût en DA d'un 1m ³ de béton ordinaire et béton de sable sans armature pour différents f_{ck}	99
Figure (5.29): Comparaison du coût d'un 1ml entre des profilés IPE200 et des sections en béton ordinaire et béton de sable simplement armée avec changement de code pour $\beta=2.00$ et $f_{yk}=235$ Mpa.....	102
Figure (5.30) : Comparaison du coût d'un 1ml entre des profilés IPE200 et des sections en béton ordinaire et béton de sable doublement armée avec changement de code pour $\beta=2.00$ et $f_{yk}=235$ Mpa.....	102
Figure (A.1). Poutre en charpente métallique sollicitée en flexion pure.....	107
Figure (A.2). Diagramme de déformations et de contraintes pour une section en <i>CM</i>	108
Figure (A.3). Différentes Phases de distribution des contraintes d'une section rectangulaire.....	110
Figure (A.4). Diagramme moment-courbure pour les deux types de sections.....	111
Figure (A.5). Différentes Phases de distribution des contraintes pour une section en <i>I</i>	112
Figure (A.6). Module plastique d'une section en <i>I</i>	114
Figure (A.7). Distribution des déformations et contraintes d'une section non usuelle en BOA.....	115
Figure (A.8). Distribution des déformations et contraintes d'une section non usuelle en BDSA.....	116
Figure (B.1). Moment réduit en fonction de ρ et ρ' , béton de sable (CP110), cas de $f_{yk}=410MPa$, $f'_c=20MPa$ et $d'/d=0.10$	119
Figure (B.2). Moment réduit en fonction de ρ et ρ' , béton ordinaire (CP110), cas de $f_{yk}=410MPa$, $f_{cu}=25MPa$ et $d'/d=0.10$	120
Figure (B.3). Moment réduit en fonction de ρ et ρ' , Béton de sable (Eurocode 2), cas de $f_{yk}=410MPa$, $f_{ck}=20MPa$ et $d'/d=0.10$	121
Figure (B.4). Moment réduit en fonction de ρ et ρ' , Béton ordinaire (Eurocode 2), cas de $f_{yk}=400MPa$, $f_{ck}=25MPa$ et $d'/d=0.20$	122

Liste des Tableaux

Tableau (2.1). Classification des sections transversales en acier	11
Tableau (2.2). Classification de la gamme des profilés <i>IPE</i> en fonction des sollicitations	12
Tableau (4.1). Caractéristiques des différents profilés type <i>IPE</i>	44
Tableau (4.2). Moment plastique des différents profilés type <i>IPE</i>	46
Tableau (4.3). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $\beta = 1,50$ $x/d = 0,50$	50
Tableau (4.4). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $\beta = 1,75$ $x/d = 0,50$	51
Tableau (4.5). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $\beta = 2,00$ $x/d = 0,50$	51
Tableau (4.6). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $\beta = 2,25$ $x/d = 0,50$	52
Tableau (4.7). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $\beta = 2,50$ $x/d = 0,50$	52
Tableau (4.8). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $\beta = 1,50$ $x/d = 0,50$	53
Tableau (4.9). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $\beta = 1,75$ $x/d = 0,50$	53
Tableau (4.10). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $\beta = 2,00$ $x/d = 0,50$	54
Tableau (4.11). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $\beta = 2,25$ $x/d = 0,50$	54
Tableau (4.12). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $\beta = 2,50$ $x/d = 0,50$	55
Tableau (4.13). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $\beta = 1,50$ $x/d = 0,50$	56
Tableau (4.14). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $\beta = 1,75$ $x/d = 0,50$	57
Tableau (4.15). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour	

Liste des Tableaux

$\beta = 2,00 \quad x/d = 0,50$	57
Tableau (4.16). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $\beta = 2,25 \quad x/d = 0,50$	58
Tableau (4.17). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $\beta = 2,50 \quad x/d = 0,50$	58
Tableau (4.18). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $\beta = 1,50 \quad x/d = 0,50$	59
Tableau (4.19). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $\beta = 1,75 \quad x/d = 0,50$	59
Tableau (4.20). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $\beta = 2,00 \quad x/d = 0,50$	60
Tableau (4.21). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $\beta = 2,25 \quad x/d = 0,50$	60
Tableau (4.22). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $\beta = 2,50 \quad x/d = 0,50$	61
Tableau (4.23). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : avec : $\beta = 1,50$ et $x/d = 0,50$	65
Tableau (4.24). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : avec : $\beta = 1,75$ et $x/d = 0,50$	66
Tableau (4.25). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : avec : $\beta = 2,00$ et $x/d = 0,50$	66
Tableau (4.26). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : avec : $\beta = 2,25$ et $x/d = 0,50$	67
Tableau (4.27). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : avec : $\beta = 2,50$ et $x/d = 0,50$	67
Tableau (4.28). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : avec : $\beta = 1,5$ et $x/d = 0,50$	68
Tableau (4.29). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : avec : $\beta = 1,75$ et $x/d = 0,50$	68

Liste des Tableaux

Tableau (4.30). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour :	
avec : $\beta = 2,00$ et $x/d=0,50$	69
Tableau (4.31). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour :	
avec : $\beta = 2,25$ et $x/d=0,50$	69
Tableau (4.32). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour :	
avec : $\beta = 2,50$ et $x/d=0,50$	70
Tableau (4.33). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour :	
avec : $\beta = 1,50$ et $x/d=0,50$	71
Tableau (4.34). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour :	
avec : $\beta = 1,75$ et $x/d=0,50$	72
Tableau (4.35). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour :	
avec : $\beta = 2,00$ et $x/d=0,50$	72
Tableau (4.36). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour :	
avec : $\beta = 2,25$ et $x/d=0,50$	73
Tableau (4.37). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour :	
avec : $\beta = 2,50$ et $x/d=0,50$	73
Tableau (4.38). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour :	
avec : $\beta = 1,5$ et $x/d=0,50$	74
Tableau (4.39). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour :	
avec : $\beta = 1,75$ et $x/d=0,50$	74
Tableau (4.40). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour :	
avec : $\beta = 2,00$ et $x/d=0,50$	75
Tableau (4.41). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour :	
avec : $\beta = 2,25$ et $x/d=0,50$	75
Tableau (4.42). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour :	
avec : $\beta = 2,50$ et $x/d=0,50$	76
Tableau (5.1). Effet de la résistance à la compression du béton adopté par le CP110.....	90
Tableau (5.2). Effet de la résistance à la compression du béton adopté par l'Eurocode2	90
Tableau (5.3). Eff et d'augmentation de β sur la hauteur de la section h_c adopté par le CP110.....	91

Liste des Tableaux

Tableau (5.4). Effet d'augmentation de β sur la hauteur de la section h_c adopté par l'Eurocode 2..	91
Tableau (5.5). Effet diminution de la hauteur 'dc' sur le rapport $\beta = \{1.5 \text{ à } 2.50\}$	91
Tableau (5.6) : formulation béton ordinaire et béton de sable pour les différentes résistances caractéristiques f_{ck}	96
Tableau (5.7) : prix de 1m^3 de béton ordinaire et béton de sable brut pour les différentes résistances caractéristiques f_{ck} en DA	96
Tableau (5.8) : Comparaison du coût d'un 1ml entre des profilés IPE et des sections en béton ordinaire et béton de sable simplement armée équivalentes pour $\beta=2.00$ et $f_{yk}=235\text{MPa}$	100
Tableau (5.9) : Comparaison du coût d'un 1ml entre des profilés IPE et des sections en béton ordinaire et béton de sable doublement armée équivalentes pour $\beta=2.00$ et $f_{yk}=235\text{M}$	101

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

GENERALE

1. INTRODUCTION GENERALE

1.1 Généralité:

Le souci majeur des conceptions en génie civil est de livrer des structures fiables (sécurisées) et réalisées au moindre coût possible (économie). Par ailleurs le développement de matériaux nouveaux tel que le béton de sable nécessite des conceptions une connaissance accrue du matériau en tant que matériau à comparer avec le béton ordinaire et aussi exige des études plus approfondies quand il est utilisé en tant qu'élément structurel (présence d'armatures). L'analogie avec le béton armé est évidente. Pour le BOA (béton ordinaire armé), la détermination du ferrailage en flexion simple aussi que la détermination du moment plastique ont été largement développés empiriquement, analytiquement et graphiquement ; il n'en est pas de même pour le BDSA (béton de sable armé).

1.2 Problématique

La détermination du ferrailage et moment plastique pour des sections en BDSA n'existent pas explicitement dans la littérature du fait que la différence majeure entre le béton ordinaire et le béton de sable est précisément le bloc de contrainte à adopter (figure 1.1). Il est donc possible d'adopter la même démarche que pour le béton ordinaire armé pour pourrait ferrailer ou déterminer le moment plastique de sections usuelles en BDSA en adoptant le bloc de contrainte approprié (figure 1.1.b). Deux éléments structuraux ayant le même moment plastique, M_p , soumis à un même chargement et avec les mêmes conditions d'appuis, ont la même charge théorique de ruine. Du fait que la gamme de profilés en charpente métallique, sont réalisés en usine et que leurs modules plastiques et de ce fait leurs moments plastiques sont directement donnée et tabulées. Il est possible de concevoir des sections usuelles en BOA et en BDSA ayant le même moment plastique que celle de la gamme des différentes IPE. Cette caractérisation a été réalisée pour le BOA et ce en utilisant les caractéristiques adoptées par deux codes (le CP110 [5] et l'Eurocode2 [8]) (Boussafel, Brouel) mais n'a pas été faite pour les sections en BDSA le processus de caractérisation n'étant possible que par le développement d'abaques à trois entrées liant graphiquement le moment réduit M_u / bd^2 aux taux d'armatures ρ et ρ' et ce en faisant varier l'ensemble des paramètres f_{yk} , f_{ck} et d'/d .

A un profil donné (Mp connu), il correspond une multitude de sections rectangulaire en BDSA à cause du nombre important de paramètres (largeur, hauteur, enrobage, f_{ck}, f_{yk}) qui auront le même moment plastique. Le problème est de proposer la meilleure section possible rectangulaire en BDSA simplement ou doublement armée en tenant compte de ce qui suit :

- Sections de béton de sable et ordinaire doivent impérativement être sous armées (matériaux béton de sable et acier exploités au maximum, $\varepsilon_{cu} = 0,005$, ε_{st} et $\varepsilon_{sc} > \varepsilon_y$;
- Sections produites économiquement (minimisation de la section de béton et celle des aciers).

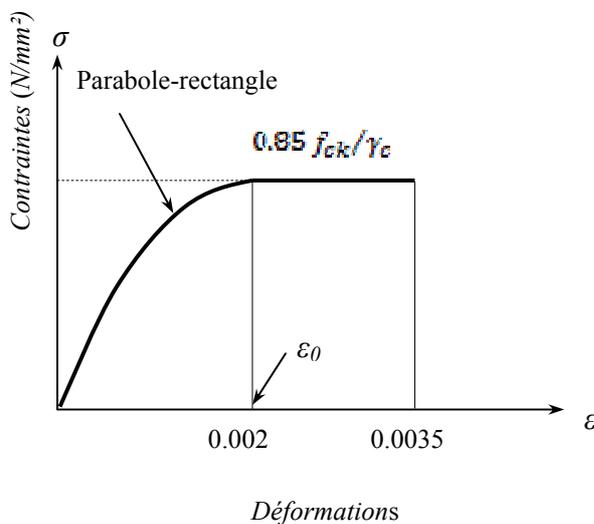


Figure (1.1.a) béton ordinaire

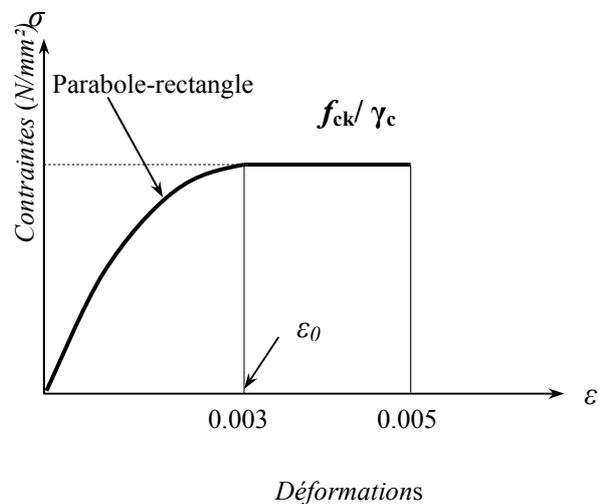


Figure (1.1.b) béton de sable

Figure (1.1). Diagramme parabolique-rectangle de contrainte-déformation du en compression

1.4 Principaux objectifs

Les principaux objectifs de la présente thèse peuvent être résumés comme suit :

- développement d'un catalogue d'abaques pour un béton de sable en utilisant les caractéristiques adoptées par le CP110 [5] et l'Eurocode 2 [8] ;
- caractérisation optimale de sections rectangulaires en béton ordinaire et béton de sable armées équivalentes à la gamme de profilés IPE.
- Etude comparative entre béton ordinaire et béton de sable des points de vue structurel et matière (étude technico-économique et caractérisation);
- Accomplir une étude comparative entre l'utilisation des deux codes le CP110 [5] et l'Eurocode 2[8].

- Mettre en œuvre un mini système expert pour la recherche de la meilleure section équivalente possible en béton simplement ou doublement armée des points de vue économique et performance plastique.

1.5 Structuration du mémoire

Le mémoire se divise en 6 chapitres et deux annexes.

Le premier chapitre présente la problématique qui a encouragé la présente recherche ainsi qu'un survol des principaux objectifs.

Le second chapitre présente la base théorique concernant les principes de base du comportement en flexion simple d'éléments structuraux en béton armé et en charpente métallique ainsi qu'une description de la prédiction de la charge de ruine pour quelques éléments poutres types.

L'analyse d'une section en béton armé en flexion simple est présentée dans le chapitre trois. Les équations de base utilisées dans la conception sont développées et détaillées et sont absolument nécessaires pour le développement graphique d'abaques à trois entrées en utilisant les caractéristiques des matériaux adoptées par l'Eurocode 2[8].

Le quatrième chapitre expose la démarche utilisée pour la conception de sections rectangulaires en béton de sable et en béton ordinaire simplement et doublement armées équivalentes aux différents profilés IPE et présente les résultats obtenus.

Le cinquième chapitre est consacré pour la présentation graphique des résultats. Les effets des différents paramètres influents sur le dimensionnement des sections équivalentes sont discutés. Une étude comparative entre l'utilisation des deux codes (le CP110 [5] et l'Eurocode 2[8]) est établie afin de permettre de formuler un avis sur le changement de code. Une l'étude technico-économique est présentée.

Le dernier chapitre est réservé aux conclusions générales de l'étude et les perspectives de développement du présent travail.

Pour ce qui est des annexes, l'annexe A, présente une comparaison entre le calcul du moment plastique ou ultime de sections en charpente métallique et en BOA et BDSA. Une partie du catalogue d'abaques à trois entrées est quant à elle présentée dans l'annexe B.

CHAPITRE 2

COMPORTEMENT D'ELEMENTS STRUCTURAUX EN FLEXION SIMPLE

2. Comportement d'éléments structuraux en flexion simple

2.1. Introduction

Les barres fléchies rectilignes sont parmi les éléments structuraux les plus utilisés dans la réalisation des ouvrages métalliques ou en béton armé. Elles constituent dans les structures les éléments porteurs principaux tel que les poutres et les poteaux ou éléments secondaires comme poutrelles.

Contrairement à la théorie de l'élasticité, dans certains cas de conception de structures, une faible déformation permanente d'un élément structure est acceptable. Il est alors possible d'admettre une application de charges plus élevées. Néanmoins, à chaque formation d'une rotule plastique, la structure perd un degré d'hyperstaticité, le processus de formation de rotules plastiques peut continuer jusqu'à la transformation de la structure en un mécanisme de ruine, à cet instant la structure est isostatique. C'est la conception plastique.

La conception plastique permet une meilleure utilisation de la matière lorsqu'une faible déformation permanente d'une partie de la poutre est acceptable. Ce mode de conception est possible en raison de l'aptitude de certains matériaux, tels que l'acier de construction, à subir des déformations plastiques relativement importantes après le dépassement du seuil de plasticité.

Le but du présent chapitre est de montrer le comportement différent de deux types d'éléments poutres en béton armé et en charpente métallique en flexion simple sous l'action d'une charge progressive croissante jusqu'à la formation des rotules plastiques (mécanisme de ruine), de définir leurs modes de rupture et de prédire la charge de ruine pour quelques éléments poutres types.

2.2. Comportement sous l'action d'une charge croissante jusqu'à la ruine

2.2.1. Poutre en béton armé

La connaissance théorique du comportement structural des éléments poutres sollicités en flexion simple est nécessaire. On se propose d'étudier le comportement d'une poutre reposant sur deux appuis simples soumise à une charge concentrée, P , progressive croissante allant de zéro jusqu'à atteindre la charge de ruine.

Le béton armé est un matériau hétérogène, il a en particulier une faible résistance à la traction et un bon comportement sous contrainte normale de compression [16].

Etudiant une poutre en béton armé bi-axialement symétrique reposant sur deux appuis simples et soumise à une charge concentrée, P , jusqu'à la charge ultime (de ruine), le schéma de la poutre est représenté sur la figure (2.1). On constate que le comportement de la poutre passe par les différentes étapes suivantes :

1^{ère} étape :

Les petites valeurs de, P , n'entraînent pas des fissurations dans le béton tendu, dans cette étape toutes les sections de la poutre se comportent élastiquement. La rigidité en flexion est donnée par la relation :

$$K = E_c I \quad (2.1)$$

E_c : Module d'élasticité du béton.

I : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène.

Les déformations répondent sensiblement aux lois de la résistance des matériaux, étant donné que la rigidité est constante sur la longueur de la poutre, la courbure de la déformée est directement proportionnelle au moment fléchissant, figure (2.1.b).

$$\chi_e = M / E_c I \quad (2.2)$$

M : Moment fléchissant de la poutre.

2^{ème} étape :

Dans la seconde étape, les valeurs de, P , entraînent la fissuration du béton tendu dans les sections les plus sollicitées, mais on peut encore considérer que la poutre se comporte élastiquement jusqu'à une certaine charge (P_e), figure (2.2). Dans cette étape la rigidité chute brusquement au fur et à mesure de l'apparition des fissures, cependant il est difficile d'attribuer une valeur au facteur de rigidité K .

En effet, le module d'élasticité E_c varie avec le temps (phénomène de fluage) et le moment d'inertie est, lui, très approximatif, car : [16]

- Le long de la poutre toutes les sections ne sont pas fissurées et notamment vers les appuis ou le moment fléchissant tend vers zéro ;
- Dans les parties fissurées, le béton compris entre deux fissures successives est plus ou moins pris en compte et la profondeur des fissures varie d'une section à une autre ;
- Le coefficient d'équivalence acier / béton « $n = E_s / E_c$ » est supposé constant alors que sa valeur varie du fait que E_c varie dans le temps ;
- Enfin, l'armature n'a pas la même section tout le long de la poutre.

3^{ème} étape :

Si la charge continue à augmenter, l'armature s'allonge et le béton continu à se raccourcir. Les fibres comprimées de la section la plus sollicitée se plastifient et leur raccourcissement continu à augmenter jusqu'à une valeur limite égale à ε_{cu} au niveau de cette section critique. Lorsque sa contrainte de rupture est atteinte, le béton équilibre encore la composante de compression du couple de flexion et comme l'armature tendue n'a pas atteint un allongement de rupture et peut équilibrer la composante de traction, le moment extérieur de flexion est équilibré dans cette section où la rotation est très importante, on dit qu'il y a eu formation d'une rotule plastique.

Au chargement, la poutre présente une courbure permanente et la section est considérée comme fragile vis-à-vis des chargements répétés et surtout alternés. En effet, sous des actions réversibles et répétées (actions cycliques), il y a un affaiblissement de la rigidité qui provient en particulier de la chute de la contrainte d'adhérence consécutive à la détérioration du béton. La figure (2.3) représente les trois étapes par un diagramme moment-courbure $\{M, \chi\}$, le diagramme charge-déplacement $\{P, \delta\}$ est représenté sur la figure (2.2).

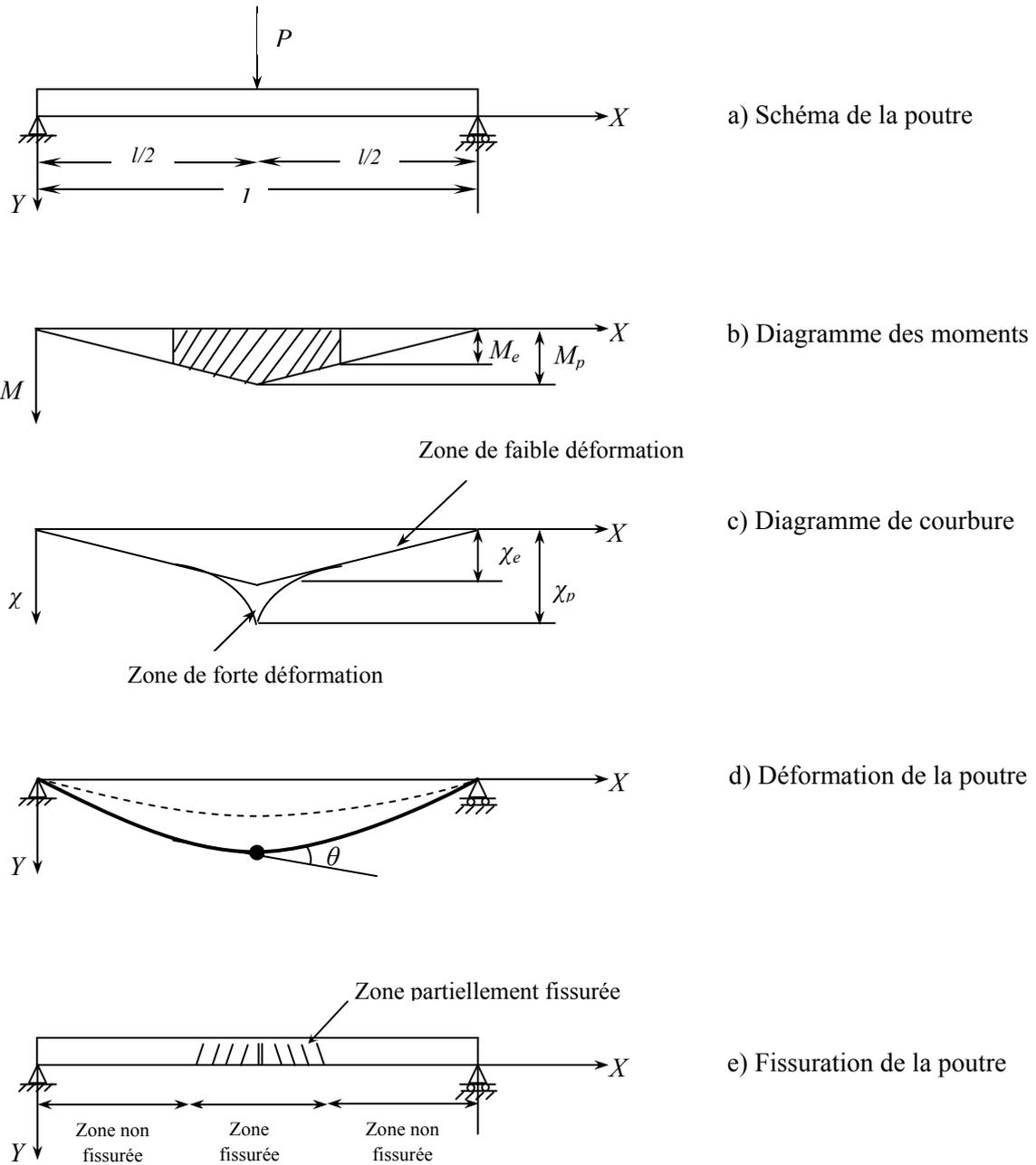


Figure (2.1). Comportement d'une poutre en béton armé sous charge croissante

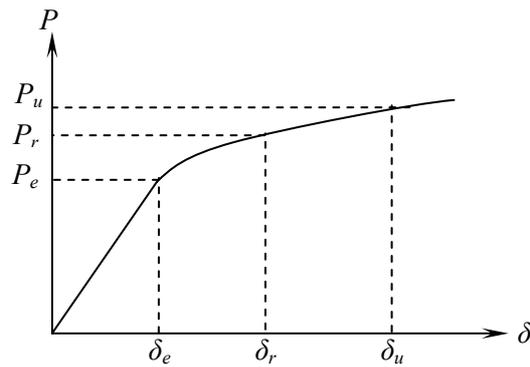


Figure (2.2). Diagramme charge-déplacement

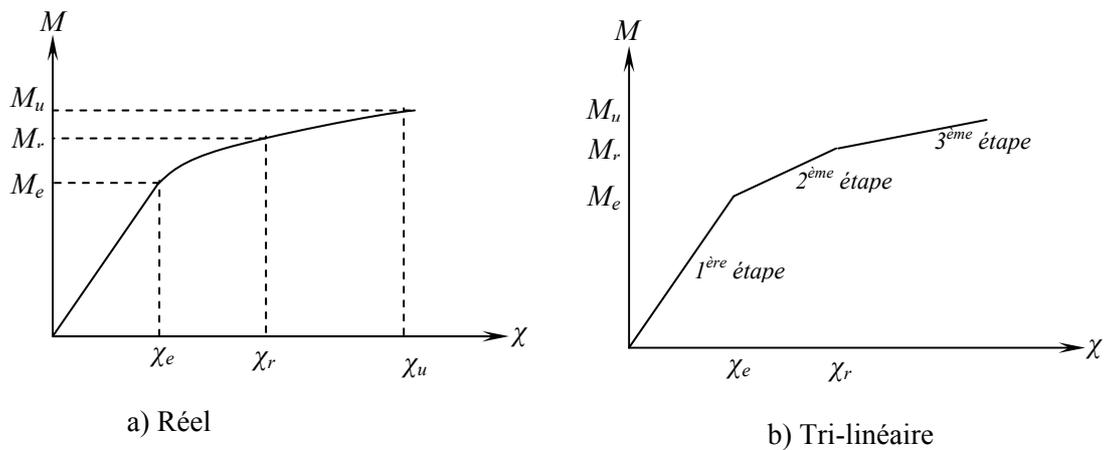


Figure (2.3). Diagramme moment-courbure pour la poutre en béton armé

2.2.2. Poutre en charpente métallique

Soit une poutre isostatique, chargée au milieu de sa portée par une force ponctuelle, P . La section médiane, la plus sollicitée, est soumise à un moment fléchissant égal à $M=Pl/4$, figure (2.4).

Dans un premier temps, la distribution des contraintes normales est linéaire (hypothèse de Navier-Bernoulli). La courbure est proportionnelle au moment fléchissant, c'est la phase élastique du comportement du matériau.

Lorsque les contraintes sur les fibres extrêmes atteignent la limite d'écoulement, f_y , le moment fléchissant sollicitant la section médiane est égal au moment élastique, M_e . Si on augmente la charge, les contraintes ne sont plus proportionnelles aux déformations. Les fibres extrêmes se plastifient.

$$M_e = f_y W_{el} \quad (2.3)$$

W_{el} : Module de résistance élastique (module élastique).

On peut augmenter la charge jusqu'à ce que la section soit entièrement plastifiée. C'est-à-dire que le moment fléchissant soit égal au moment plastique M_{pl} . La courbure de la poutre est très importante dans la zone centrale qui est plastifiée. On admet qu'il se forme, dans la section médiane, une rotule plastique (ou articulation). A cet effet, la poutre devient comme deux éléments rigides reliés par une articulation. On dit qu'il y a plastification totale [11].

$$M_{pl} = f_y W_{pl} \quad (2.4)$$

W_{pl} : Module de résistance plastique ou module plastique.

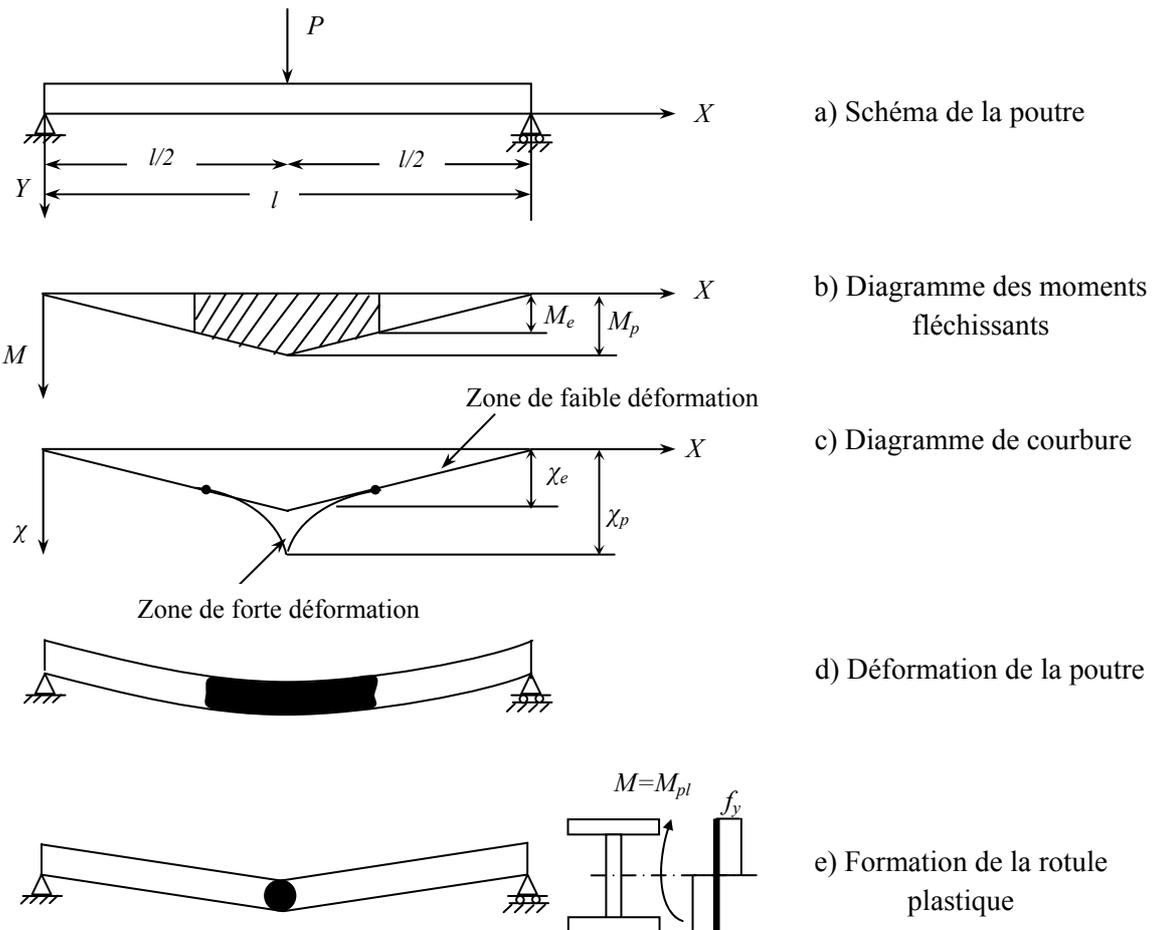


Figure (2.4). Comportement d'une poutre en charpente métallique sous charge croissante

2.3. Mode de rupture

2.3.1. Généralités

Il y a lieu de souligner la différence entre la notion de ruine dans les structures en béton armé et celle dans les structures en acier.

- Dans une structure en béton armé, la ruine est directement liée à la rupture des différentes sections critiques, c'est-à-dire que la désintégration d'une partie de l'élément est invisible à l'œil nu ;

- Pour ce qui est des structures en acier, la rupture ne se manifeste que par les déformations excessives des pièces et de l'ensemble.

2.3.2. Poutre en béton armé

Une structure en béton armé soumise à une charge statique peut se rompre de différentes façons [16] :

- Une ou plusieurs sections se rompent soit par déformation excessive, par rupture de l'armature ou par écrasement de béton ;
- L'un des éléments constitutifs se rompt par cisaillement ou par épuisement de l'adhérence entre l'armature et le béton ;
- Une partie de la structure ou l'un de ses éléments constitutifs se dégrade par le phénomène d'instabilité élastique (flambement).

Le comportement des poutres en béton armé est fonction du taux d'armatures longitudinales, de ce fait deux cas peuvent se présenter :

i) Section à faible pourcentage d'acier (sous armée)

Dans les poutres qui présentent un pourcentage d'armatures assez faible, l'acier tendu quitte le domaine élastique au moment où la fibre extrême du béton comprimé atteint son raccourcissement limite, ε_{cu} . La rupture dans ce cas est lente et les armatures présentent une large déformation plastique, figure (2.5.a), elle survient par rupture de l'acier tendu (rupture par traction primaire), la courbe moment-courbure présente un plateau plastique.

ii) Section à fort pourcentage d'acier (sur armée)

Dans ce cas le taux d'armatures est élevé, l'acier se comporte élastiquement au moment où la fibre la plus comprimée du béton atteint sa valeur limite, ε_{cu} , figure (2.5.b). La rupture survient par éclatement du béton, on dit alors que la rupture est brusque et n'avertit pas et sa réponse est similaire à une rupture par cisaillement (rupture par compression primaire). La courbe moment-courbure n'a pas de plateau plastique.

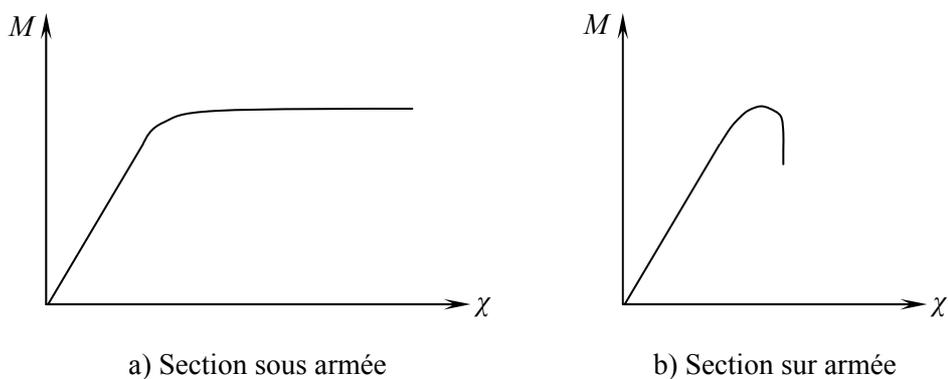


Figure (2.5). Mode de rupture d'une poutre en béton armé

2.3.3. Profilé en charpente métallique

L'*Eurocode 3* [12] a instauré une classification des sections transversales, en fonction de critères divers :

- élancement des parois,
- résistance de calcul,
- capacité de rotation plastique,
- risque de voilement local...etc.

Quatre classes de sections ont été définies, allant de la section 1 (la plus performante) à la section 4 (la plus fragile), soit :

Classe 1 : section transversale pouvant atteindre sa résistance plastique, sans risque de voilement local, et possédant une capacité de rotation importante pour former une rotule plastique ;

Classe 2 : section transversale pouvant atteindre sa résistance plastique, sans risque de voilement local, mais avec une capacité de rotation limitée ;

Classe 3 : section transversale pouvant atteindre sa résistance élastique (fibres extrêmes atteignant ε_y), mais non sa résistance plastique, du fait des risques de voilement local ;

Classe 4 : section transversale ne pouvant atteindre sa résistance élastique, du fait des risques de voilement local.

La classification de ces sections transversales en acier avec leurs modèles de comportement et leurs capacités de rotation plastique est représentée sur le tableau (2.1) [12].

Tableau (2.1). Classification des sections transversales en acier			
Classe	Modèle de comportement	Résistance de calcul	Capacité de rotation plastique
1		Plastique sur section complète 	Importante
2		Plastique sur section complète 	Limitée
3		Élastique sur section complète 	Aucune
4		Élastique sur section efficace 	Aucune

Le fait de déterminer la classe d'une section permet de choisir la méthode de calcul (analyse plastique ou élastique). Pour les profilés laminés courant de type *IPE*, sollicités en compression seule, ou en flexion simple, leur classification est donnée dans le tableau (2.2) [12]

Tableau (2.2). Classification de la gamme des profilés <i>IPE</i> en fonction des sollicitations			
Acier : $f_y = 235MPa$			
Type de laminé	Référence du profilé	Classe de section	
		Compression seule	Flexion seule
IPE	80 à 240	1	1
	270	2	1
	300	2	1
	330	2	1
	360	2	1
	400	3	1
	450	3	1
	500	3	1
	550	4	1
	600	4	1

2.4. Calcul de la charge de ruine

2.4.1. Introduction

Il a été annoncé précédemment que la ruine d'une structure se produit par la formation des rotules plastiques aux endroits des sections critiques (plastifiées), ceci engendre une diminution de la rigidité accompagnée à chaque fois d'une redistribution des efforts internes, jusqu'à ce que la structure devienne hypostatique c'est finalement le mécanisme de ruine [15]. La charge correspondant à ce mécanisme représente alors la résistance ultime de la structure.

La charge de ruine pour les poutres dépend essentiellement et fondamentalement du moment plastique, M_p . Si l'on connaît la valeur de ce moment plastique (section en charpente métallique) ou moment ultime (section en béton armé) la capacité portante ultime peut être obtenue analytiquement pour chaque cas.

La méthode de calcul du moment plastique ou moment ultime font l'objet de l'annexe A.

La méthode utilisée pour la détermination de la charge de ruine de quelques éléments poutres avec diverses conditions d'appuis est la méthode du moment libre et des moments de réaction.

Le principe de la méthode est de scinder le diagramme des moments fléchissant en deux parties :

- Diagramme du moment fléchissant libre : qui présente le moment au point d'application de la charge en supposant que la poutre est simplement appuyée ;
- Diagramme du moment fléchissant de réactions : diagramme des moments représenté par une droite joignant les deux moments au niveau des appuis.

2.4.2. Conditions de calcul

L'analyse plastique d'une structure ou l'un de ses éléments exige en premier lieu que leurs sections soient de type plastique pour les poutres en charpente métallique et sous armées pour les poutres en béton armé, afin de permettre la redistribution des efforts internes lors des formations des rotules plastiques.

En plus, les trois conditions suivantes doivent être satisfaites simultanément [15] :

- **Condition d'écoulement :**

Aucun moment fléchissant, M , au sein des éléments de la structure ne doit être supérieur au moment plastique, M_p .

Il s'agit des lors de vérifier que : $M \leq M_p$ (2.5)

- **Condition d'équilibre :**

Tous les nœuds de la structure restent en équilibre

$$\sum M = 0 \quad \text{et} \quad \sum F = 0. \quad (2.6)$$

- **Condition de mécanisme :**

La formation d'un nombre suffisant de rotules plastiques pour faire passer la structure d'un état normal à celui d'un mécanisme, ce nombre de rotules plastiques nécessaire est donné par :

$$n = r + 1 \quad (2.7)$$

n : Nombre de rotules plastiques.

r : Degré de redondance ou degré d'hyperstaticité.

2.4.3. Prédiction de la charge de ruine pour quelques éléments poutres types

i) Poutre simplement appuyée

Soit une poutre simplement appuyée soumise à une charge concentrée au milieu de sa portée figure (2.6).

$$r = 0$$

$$n = r + 1 = 1$$

la ruine sera obtenue lorsque se sera formée une rotule plastique au droit du point d'application de la charge où le moment fléchissant est maximale.

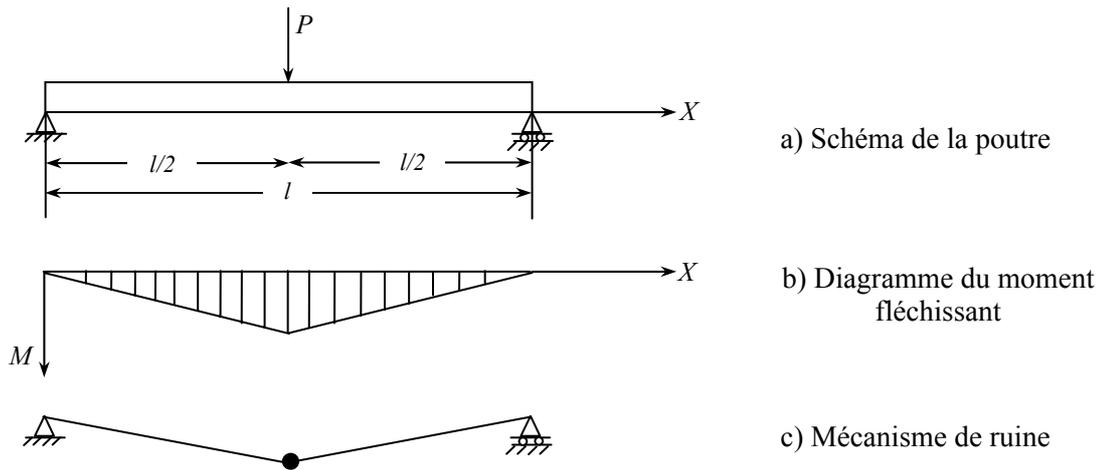


Figure (2.6). Poutre simplement appuyée

On sait qu'au droit de la charge, le moment prend la valeur de $pl/4$ avec : $M = M_p$, donc la valeur la charge ruine de la poutre peut s'obtenir à partir de l'équation (2.8)

$$M_p = \frac{P_c l}{4} \tag{2.8}$$

$$P_c = \frac{4M_p}{l} \tag{2.9}$$

ii) Poutre encastrée aux extrémités

On étudie une poutre de section constante, parfaitement encastrée à ses extrémités et soumise à une charge concentrée, P , figure (2.7). Il s'agit donc d'une poutre deux fois hyperstatique, elle nécessite alors la formation de trois rotules plastiques pour qu'elle devienne un mécanisme.

D'après le diagramme des moments fléchissant, les rotules plastiques ne pouvant se former qu'au droit des sections critiques, c'est-à-dire au niveau de l'application de la charge et au niveau des deux encastrement.

Il est possible de déterminer le mécanisme de ruine et de tracer le diagramme des moments fléchissants à la ruine sans passer par aucune analyse, une fois ces derniers sont connus on peut calculer facilement la charge de ruine.

M_p	+	M_p	=	$P_c \frac{ab}{l}$
Moment fléchissant réel au point d'application de la charge		Moment fléchissant de réaction au point d'application de la charge		Moment fléchissant libre

Donc la charge de ruine est donnée par :

$$P_c = \frac{2M_p l}{ab} \quad (2.10)$$

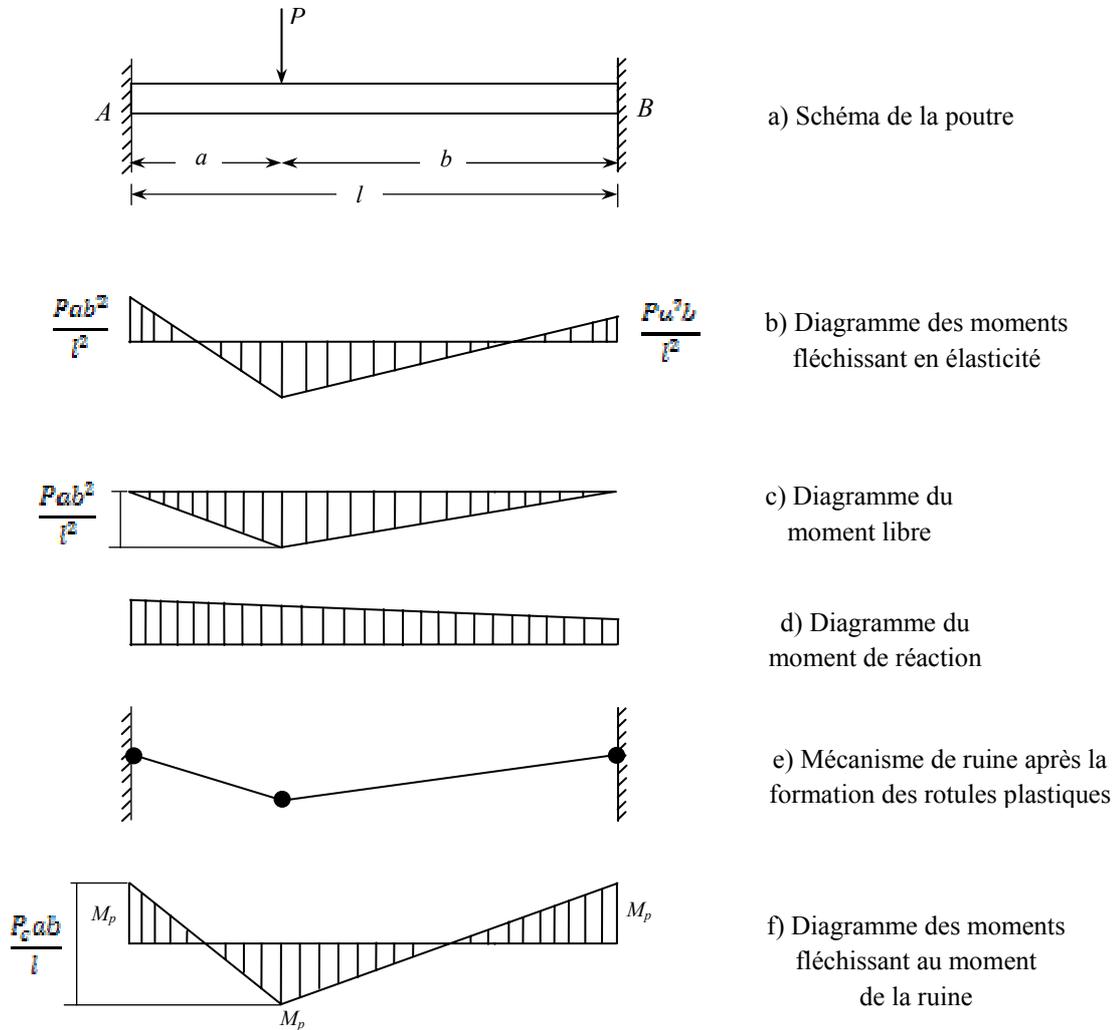


Figure (2.7). Poutre encastrée à ses deux extrémités

iii) Travée d'une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie

L'avantage d'opérer avec des structures soumises à l'action de charge concentrées réside dans le fait que tous les emplacements possibles des rotules sont connus. Par contre, lorsqu'il s'agit d'une structure soumise à des charges réparties, la position exacte de la rotule plastique est inconnue.

Donc, il faut non seulement déterminer la forme générale du mécanisme de ruine, mais aussi il faut déterminer la position d'une rotule plastique du mécanisme.

On considère une travée simplement appuyée d'une poutre soumise à une charge uniformément répartie, q , figure (2.8). Pour faire passer la poutre de son état de structure à celui de mécanisme, la formation de trois rotules plastiques est nécessaire ($n = 3$).

Les deux rotules plastiques se forment au niveau des appuis (A et B), la troisième rotule doit se former en un point au niveau de la travée situé à une distance inconnue (x) de l'appui droit, il est évident que cette rotule plastique ne doit se former que dans la section critique où le moment est maximum et l'effort tranchant est nul.

$$T(x) \frac{dM}{dx} = 0 \quad (2.11)$$

avec :

$T(x)$: Effort tranchant dans la section au niveau de la travée.

De ce fait, il y aura deux inconnues (q_c et x), c'est à partir des deux équations d'équilibre développées à partir de la figure (2.8.c) que ces deux inconnues sont déterminées.

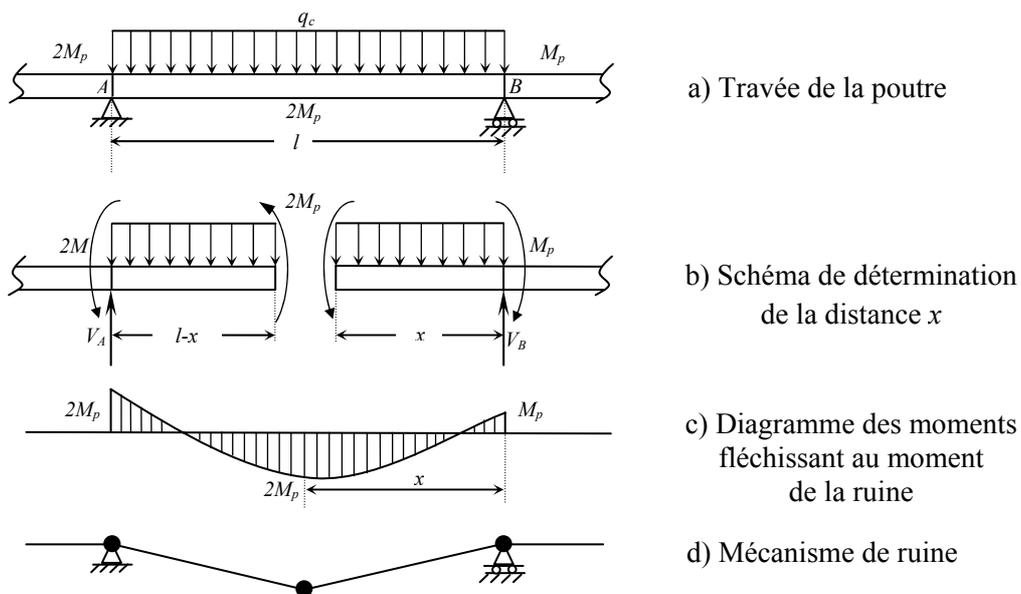


Figure (2.8). Travée d'une poutre continue uniformément chargée

L'équation d'équilibre des moments fléchissant à partir de l'appui droit (B) :

$$-\frac{q_c x^2}{2} + 2M_p + M_p = 0$$

$$\frac{q_c x^2}{2} = 3M_p \quad (2.12)$$

L'équation d'équilibre des moments fléchissant à partir de l'appui gauche (A) :

$$\frac{q_c(l-x)^2}{2} - 2M_p - 2M_p = 0$$

$$\frac{q_c(l-x)^2}{2} = 4M_p \quad (2.13)$$

Pour avoir l'équilibre de la poutre il faut que le moment du côté gauche soit égal à celui du côté droit, on aura donc :

$$4q_c x^2 = 3q_c(l-x)^2$$

$$x^2 + 6lx - 3l^2 = 0 \quad (2.14)$$

La solution de cette équation du second degré est :

$$x = (-3 \pm 2\sqrt{3})l = 0,464l \quad (2.15)$$

Qui est en fait la position de la rotule plastique à partir de l'appui (B). En remplaçant cette valeur de x dans l'équation (2.12) ou bien l'équation (2.14) on obtient la valeur de la charge de ruine :

$$q_c = \frac{27,86M_p}{l^2} \quad (2.16)$$

iv) Poutre continue soumise à un chargement concentré

Soit une poutre continue à trois travées, dont le schéma statique et le diagramme des moments fléchissant sont représentés par la figure (2.9).

L'analyse de ce type de poutres se fait d'une manière similaire pour les cas précédemment étudiés, avec les hypothèses suivantes :

- Au niveau des appuis entre les travées de la poutre, le moment fléchissant est identique à droite et à gauche de l'appui. La rotule plastique se forme dans le membre le plus faible (c'est-à-dire que le moment plastique sera le moment le plus faible des deux travées de la poutre considérée) ;
- Il est improbable que les travées de la poutre se rompent simultanément, donc chaque travée est à vérifier individuellement. La charge de ruine de la poutre continue est la plus petite des charges de ruine des travées prises séparément. Il s'agit donc d'une ruine partielle de la poutre.

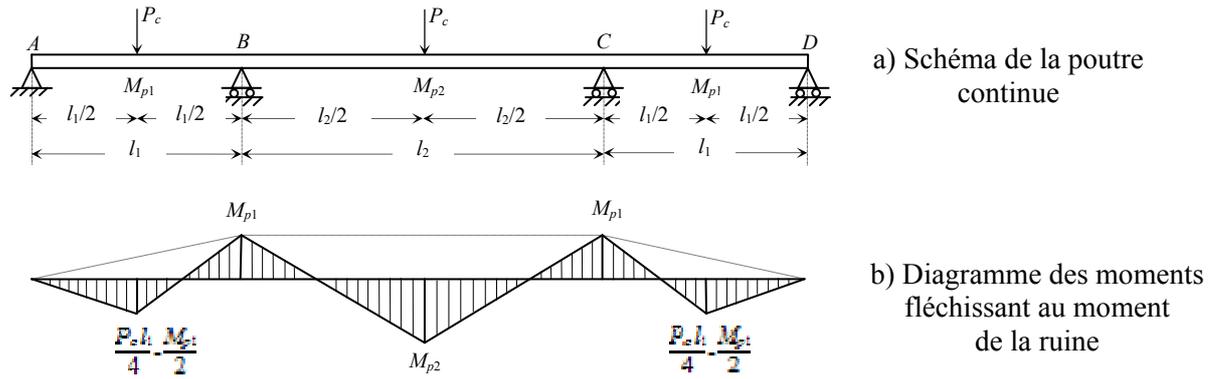


Figure (2.9). Poutre continue sous charges ponctuelles

Travées AB, CD :

En isolant les travées (AB) et (CD), elles deviennent des poutres encastées à une extrémité et libre à l'autre si elles se rompent en premier, le diagramme des moments fléchissants aura la forme donnée sur la figure (2.10). La réduction de la rigidité se manifeste d'abord dans la région de la continuité de la poutre (B, C) où se forme la première rotule plastique puis elle se forme au niveau du point d'application de la charge concentrée où le moment est maximum.

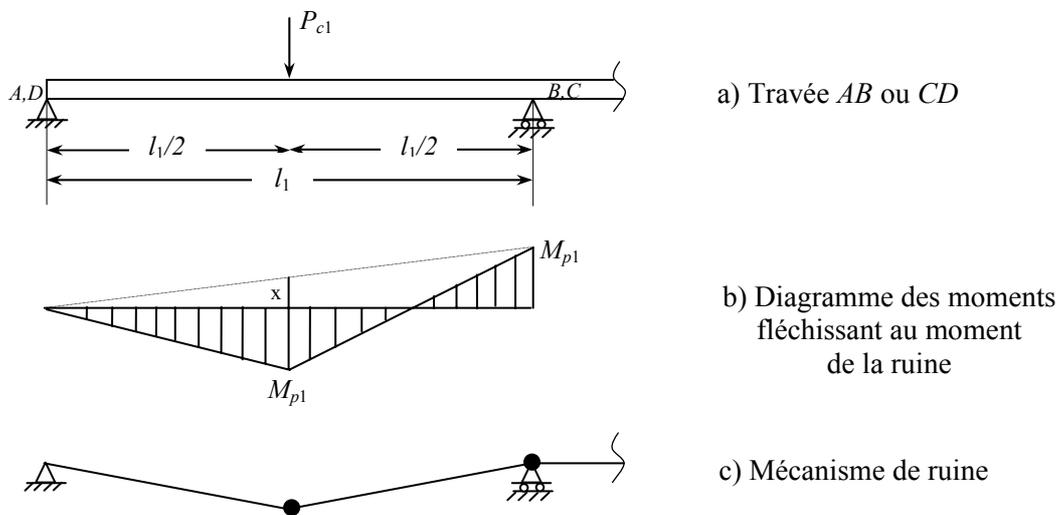


Figure (2.10). Mécanisme de ruine pour travées AB et CD

Utilisant le même principe que pour les exemples précédents pour le calcul de la charge de ruine, on obtient donc :

$$M_{p1} + X = \frac{P_{c1} l_1^2}{4l_1} \quad (2.17)$$

Des triangles semblables on déduit la valeur de x , où $x = \frac{M_P}{2}$

$$M_{p1} + \frac{M_{p1}}{2} = \frac{P_{cl} l_1^2}{4l_1}$$

La charge de ruine est égale donc à :

$$P_{C1} = \frac{6M_{p1}}{l_1} \tag{2.18}$$

Travées BC :

Ce type de problème est similaire à celui de la poutre encadrée à ses deux extrémités, les rotules plastiques ne pouvant se former qu'au droit des sections critiques, à savoir au niveau du point d'application de la charge et au niveau des deux encastresments, figure (2.11).

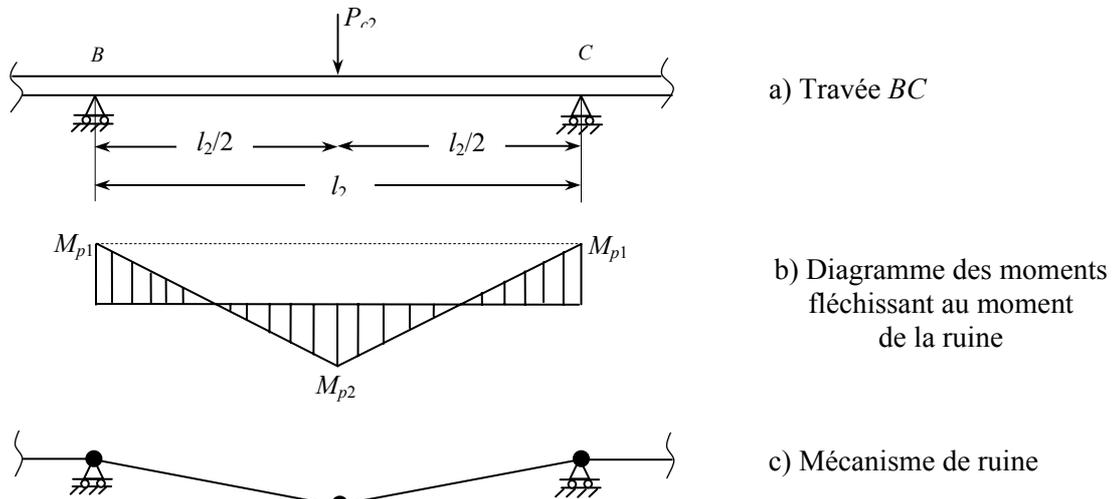


Figure (2.11). Mécanisme de ruine pour la travée BC

On aura :

$$P_{C2} = \frac{4(M_{p1} + M_{p2})}{l_2} \tag{2.19}$$

Application numérique.

Soit pour la poutre continue à trois travées de la figure (2.9).

$$l_1 = 8 \text{ m}$$

$$l_2 = 12 \text{ m}$$

$$M_{p1} = 600 \text{ KN.m}$$

$$M_{p2} = 900 \text{ KN.m}$$

Les travées AB et CD sont soumises à une charge de P , tandis que la travée BC est soumise à une charge de $1.5P$.

A partir des équations (2.18) et (2.19), on calcul les charges de ruines :

$$P_{c1} = 333 \text{ KN.}$$

$$P_{c2} = 450 \text{ KN.}$$

D'où la travée critique est la travée BC

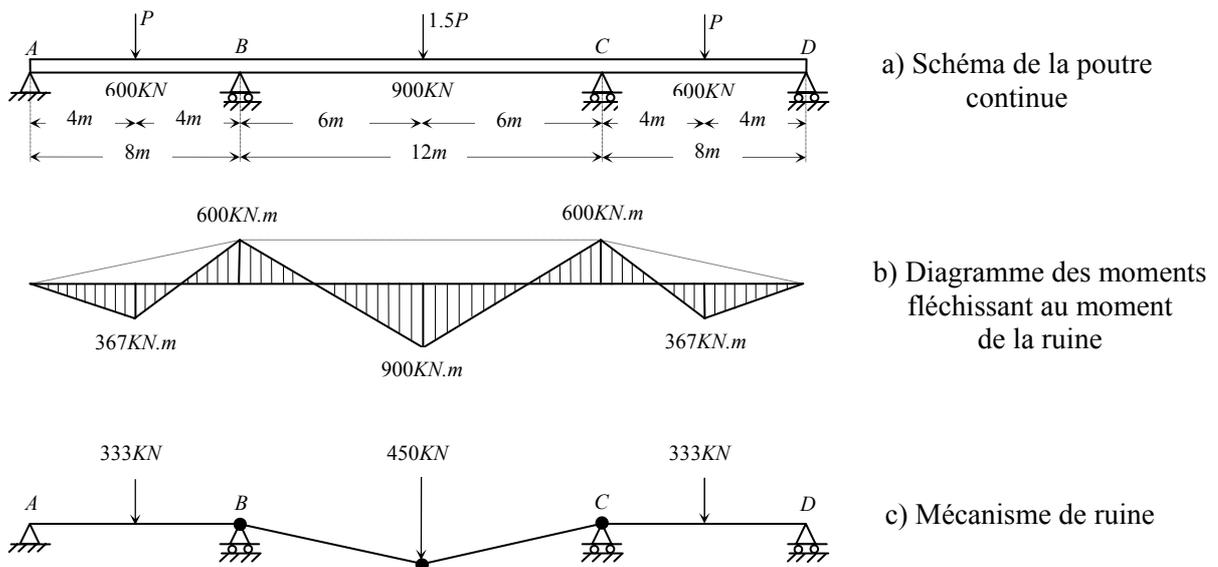


Figure (2.12). Exemple d'application de prédiction de la charge de ruine d'une poutre continue

2.5. Acier / Béton : Avantages, inconvénients [12]

2.5.1. Introduction

Comme synthèse du présent chapitre, on se permet d'ouvrir à titre indicatif un aperçu sur les avantages et les inconvénients pour les deux types de structures.

Par rapport aux structures en béton armé ou précontraint, les structures métalliques présentent de nombreux avantages et de nombreux inconvénients.

2.5.2. Principaux avantages

- Industrialisation totale : Il est possible de préfabriquer intégralement des bâtiments en atelier, avec une grande précision et une grande rapidité (à partir des laminés). Le montage sur site par boulonnage est d'une grande simplicité ;

- Résistance mécanique :

- La grande résistance de l'acier à la traction permet de réaliser de grandes portées
- La possibilité d'adaptation plastique offre une grande sécurité
- La tenue aux séismes est bonne, du fait de la ductilité de l'acier, qui résiste grâce à la formation de rotules plastiques et grâce au fait que la résistance en traction de l'acier est équivalente à sa résistance en compression, ce qui lui permet de reprendre des inversions de moments imprévus

- Modifications : Les transformations, adaptations, surélévations ultérieures d'un ouvrage sont aisément réalisables ;

- Possibilités architecturales beaucoup plus étendues qu'en béton.

2.5.3. Principaux inconvénients

- Susceptibilité aux phénomènes d'instabilité élastique, en raison de la minceur des profils ;
- Mauvaise tenue au feu, exigeant des mesures de protections onéreuses ;
- Nécessité d'entretien régulier des revêtements protecteurs contre la corrosion, pour assurer la pérennité de l'ouvrage ;
- Les sections réelles des profils présentent certains défauts après laminage (de dimensions géométriques, d'équerrage, de symétrie et d'incurvation d'âmes, etc.) qui peuvent contribuer à diminuer l'inertie du profilé, à provoquer des moments de torsion, des phénomènes de voilement, etc.

CHAPITRE 3

DEVELOPPEMENT GRAPHIQUE D'ABAQUES A TROIS ENTrees DE POUTRES EN FLEXION SIMPLE

3. Développement graphique d'abaques à trois entrées en flexion simple

3.1. Introduction

Une conception optimale et économique d'une structure en béton armé dépend rarement d'une analyse théorique complexe. Elle est réalisée plus en décidant d'une disposition globale pratique de la structure, une attention particulière à la pratique de construction saine. Néanmoins toute la conception d'une structure dépend de l'analyse et de la conception individuelle des différentes sections d'éléments.

Dans la mesure du possible l'analyse devrait être maintenue simple, pourtant elle devrait être basée sur le comportement réel observé et testé des éléments en béton armé. Les trois principes fondamentaux qui unissent l'analyse sont [10] :

- (1) Les contraintes et les déformations sont reliées par les propriétés matérielles, y compris les courbes de contrainte-déformation pour le béton et l'acier ;
- (2) La distribution des déformations doit être compatible avec la forme tordue de la section transversale ;
- (3) les forces résultantes développées par la section doivent équilibrer les charges appliquées pour l'équilibre statique.

Ces principes sont vrais indépendamment de la façon dont les contraintes et les déformations sont distribuées, ou de la façon dont l'élément est chargé, ou de la forme de la section transversale.

Ce chapitre décrit et analyse une section d'un élément sous l'action d'une charge. Il dérive les équations de base utilisées dans la conception et également ces équations exigées pour la préparation des graphes (Abaques) de conception. L'accent a été mis, la plupart du temps, sur l'analyse liée à l'état limite ultime mais le comportement de la section dans la phase élastique et l'état limite de service ont été également considérés.

Il convient de noter que l'*Eurocode 2* ne donne aucune équation implicite pour l'analyse ou pour le calcul des sections. Les équations données dans le présent chapitre sont développées à partir des principes de l'*Eurocode 2* [8,13].

3.2. Relation contrainte-déformation

3.2.1. Béton

Le comportement du béton structural est représenté par un diagramme parabole-rectangle de contraintes-déformations, figure (3.1), jusqu'à une déformation, ε_0 , à partir de laquelle les déformations augmentent tandis que les contraintes restent constantes.

La contrainte maximale de calcul est donnée par :

$$\frac{\alpha f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 f_{ck}}{1.5} = 0.567 f_{ck} \quad (3.1)$$

Le facteur de 0.85 tient compte de la différence entre la résistance de flexion et la résistance d'écrasement d'un cylindre du béton, et $\gamma_c = 1.5$ est le coefficient de sécurité habituel pour le béton. La déformation maximale de 0,0035 est typique pour toutes les résistances caractéristiques de béton.

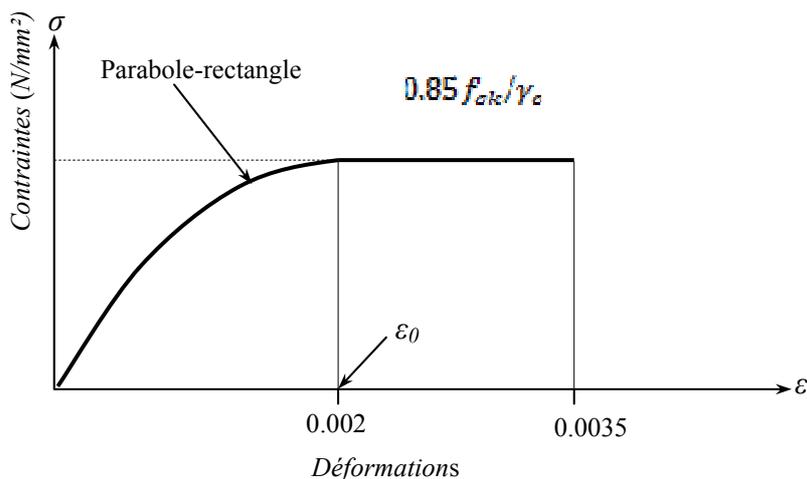


Figure (3.1). Diagramme parabolique-rectangulaire de contrainte-déformation du **béton ordinaire** en compression

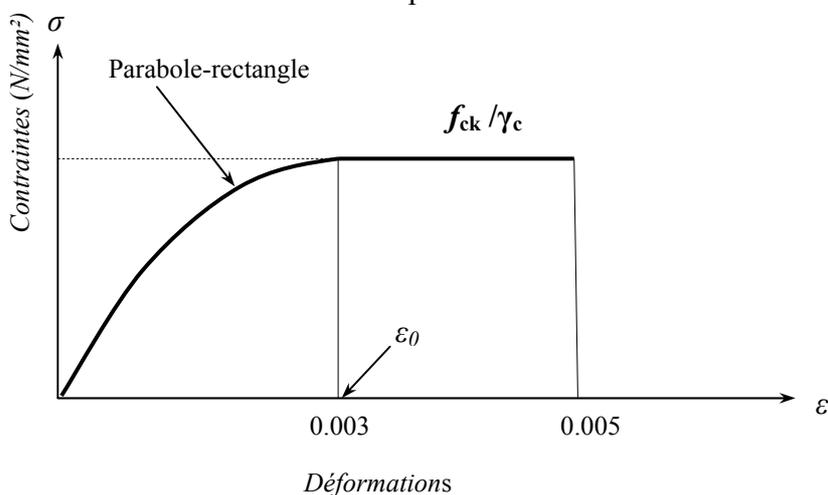


Figure (3.2). Diagramme parabolique-rectangulaire de contrainte-déformation du **béton de sable** en compression

3.2.2. Acier d'armatures

Le diagramme contrainte-déformation de l'acier est représenté sur la figure (3.3). Le comportement de l'acier est identique en traction et en compression, la courbe reste linéaire dans la phase élastique jusqu'à la contrainte d'écoulement de calcul f_{yk}/γ_s , où f_{yk} est la contrainte caractéristique d'écoulement et γ_s est le coefficient de sécurité.

Dans la phase élastique, le rapport entre la contrainte et la déformation est :

$$\begin{aligned} \text{Contrainte} &= \text{module d'élasticité} \times \text{déformation} \\ &= E_s \times \varepsilon_s \end{aligned} \quad (3.2)$$

De sorte que, la déformation d'écoulement de calcul est :

$$\varepsilon_y = \left(\frac{f_{yk}}{\gamma_s} \right) / E_s \quad (3.3)$$

a) La limite élastique pour $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$, $\frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 204.34 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \simeq 204.4 \text{ N/mm}^2$

$$\begin{aligned} \varepsilon_y &= 235 / (1.15 \times 200 \times 10^3) \\ &= 0.00102 = 1020.10^6 \mu\text{strain} = 1.02 \text{ ‰} \end{aligned}$$

Il convient de noter que l'*Eurocode 2* permet l'utilisation d'une alternative de calcul de la courbe de contrainte-déformation représentée sur la figure (3.3) avec une branche supérieure inclinée avec une déformation maximum limitée à 0.01 [8].

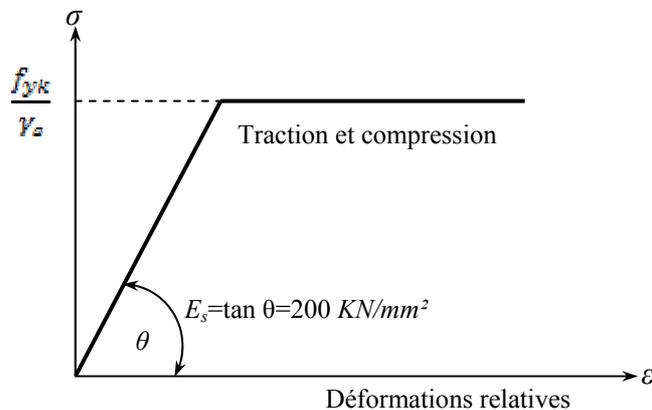


Figure (3.3). Diagramme de calcul de contrainte-déformation pour l'Acier

3.3. Distribution des déformations et contraintes à travers une section

La théorie en flexion, pour le béton armé, suppose que le béton se fissure dans les régions des déformations de traction et qu'après fissuration, toute la traction est reprise par les armatures tendues. On suppose également que les sections planes d'un élément demeurent planes après déformations, de sorte qu'à travers la section la distribution des déformations est linéaire (hypothèse de Navier – Bernoulli).

La figure 3.4 montre la coupe d'une section soumise à la flexion, et le diagramme résultant des déformations, ainsi que les trois différents types de distribution de contraintes dans le béton [13] :

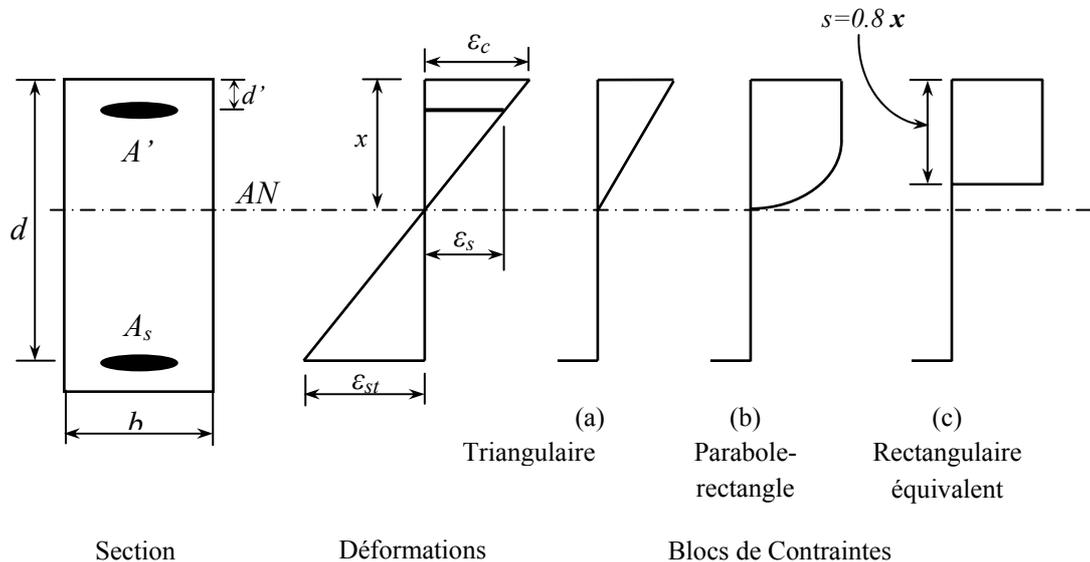


Figure (3.4). Section avec diagramme de déformations et Blocs de contraintes

- (1) La distribution triangulaire des contraintes figure (3.4.a) s'applique quand les contraintes sont presque tout à fait proportionnelles aux déformations, ce cas est généralement produit au niveau de chargement dans des conditions de travail, donc utilisé à l'état limite de service ;
- (2) Le bloc parabole-rectangle de contraintes figure (3.4.b) représente la distribution de rupture quand les déformations de compression sont dans la phase plastique et il est associée au calcul pour l'état limite ultime (Bloc simplifié basé sur le principe de HOGNESTAD) [9] ;
- (3) Le bloc rectangulaire équivalent de contraintes figure (3.4.c) est une alternative simplifiée à la distribution parabole-rectangle (Bloc rectangulaire simplifié basé sur le principe de WHITNEY) [9].

A partir de la condition de compatibilité des déformations entre l'armature et le béton adjacent, les déformations des aciers en traction, ϵ_{st} , et en compression, ϵ_{sc} , peuvent être déterminées à partir du diagramme des déformations. Le rapport entre la profondeur de l'axe neutre (x) et la déformation maximale de béton, ϵ_{cc} , et les déformations des aciers est donné par :

$$\epsilon_{st} = \epsilon_{cc} \left(\frac{d - x}{x} \right) \tag{3.4}$$

Et

$$\epsilon_{sc} = \epsilon_{cc} \left(\frac{x - d'}{x} \right) \tag{3.5}$$

Où d est la hauteur utile, d' : est l'enrobage des armatures comprimées.

Après avoir déterminé les déformations, on peut évaluer les contraintes dans les armatures par la courbe contrainte-déformation de la figure (3.3), ainsi que par les équations développées dans le paragraphe §3.2.2.

Pour l'analyse d'une section avec des déformations d'écoulement des aciers connues, la profondeur de l'axe neutre (x) peut être déterminée en fonction de la hauteur utile d par l'équation 3.4

$$x = \frac{d}{1 + \frac{\varepsilon_{st}}{\varepsilon_{cc}}} \quad (3.6)$$

À l'état limite ultime la déformation maximale

Du béton ordinaire comprimé est prise : $\varepsilon_{cc} = 0.0035$

Et béton de sable comprimé est prise : $\varepsilon_{cc} = 0.005$

Pour les aciers $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$, la déformation d'écoulement est 0.00102. . Insérant cette valeur dans l'équation 3.6 :

- **Béton ordinaire :**

$$x = \frac{d}{1 + \frac{0.00102}{0.0035}} = 0.774d \quad (3.7)$$

- **Béton de sable :** $x = \frac{d}{1 + \frac{0.00102}{0.005}} = 0.831d \quad (3.8)$

Pour assurer l'écoulement des armatures en traction à l'état limite ultime :

$$\text{Pour béton ordinaire : } x \leq 0.774 d \quad (3.9)$$

$$\text{Pour béton de sable : } x \leq 0.831 d \quad (3.10)$$

A l'état limite ultime il est important que le comportement d'éléments structuraux en flexion, devront être ductile et la rupture devrait se produire avec l'écoulement progressif des armatures tendues et pas par une rupture catastrophique brusque de compression du béton. En outre, l'écoulement des armatures permet la formation des rotules plastiques de sorte que la redistribution des moments maximum peut se réaliser, ayant pour résultat une structure plus sûre et plus économique.

Ces limites seront normalement adoptées pour le calcul à l'état limite ultime, mais de plus grands degrés de redistribution de moment exigeront une plus petite limite à (x) de s'assurer que les rotules plastiques peuvent se former, fournissant de rotation proportionnelle aux sections critiques. Ces valeurs limites de la profondeur de l'axe neutre ($x_{\text{éq}} = 0.50d$) sont telles que, une fois atteint, il est nécessaire de changer la conception d'une section simplement armée en section doublement armée. La valeur limite correspondante du moment désigné sous le nom du moment équilibré de section, $M_{\text{éq}}$.

3.4. Bloc rectangulaire simplifié de contraintes adopté par l'Eurocode 2

La conception de sections en béton armé en flexion passe d'abord par le calcul aux états limites ultimes au calcul de résistance et ensuite elle doit être vérifiée à l'état limite de service pour le calcul de flèches ou l'ouverture des fissures.

Le bloc rectangulaire simplifié de contrainte adopté par l'*Eurocode 2* et précédemment par le B.A.E.L est basé sur le principe de WHITNEY [9] et il crée de telle sorte que son centre de gravité coïncide avec le centre de gravité du bloc réel. De ce fait sa profondeur n'arrive pas à l'axe neutre, figure (3.5) et (3.6).

Il peut être vu de la figure que le bloc de contraintes rectangulaire simplifié ne se prolonge pas à l'axe neutre de la section mais a une profondeur $s = 0.8 x$. et que le C.D.G est approximativement au même endroit que pour le bloc parabole-rectangle de contrainte ; il en est de même pour les surfaces des deux types de blocs de contraintes qui sont approximativement égales [13].

Le calcul des moments ultimes résistant en utilisant l'un ou l'autre des blocs produit des résultats sensiblement égaux.

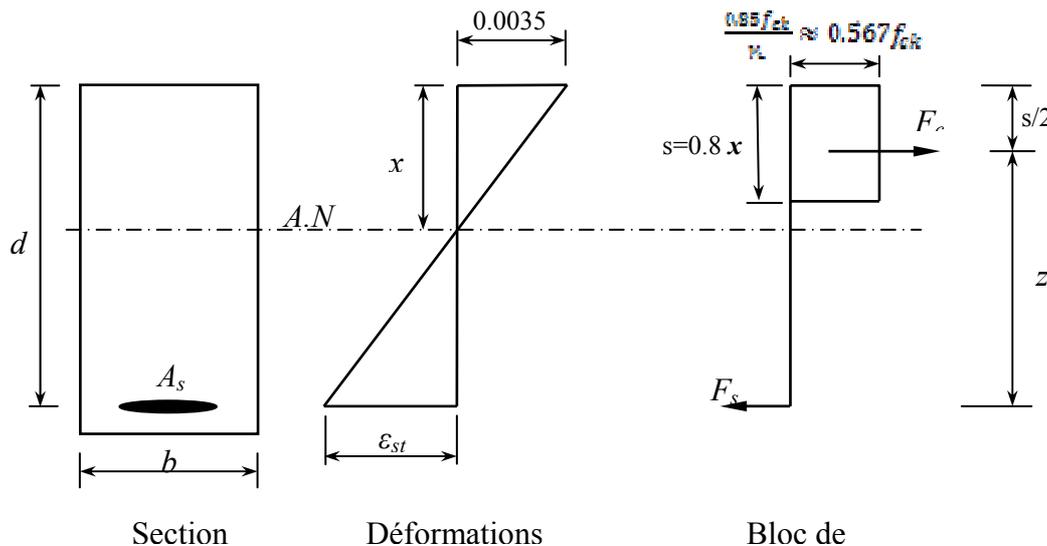


Figure (3.5). Section simplement armée du béton ordinaire avec bloc de contrainte rectangulaire

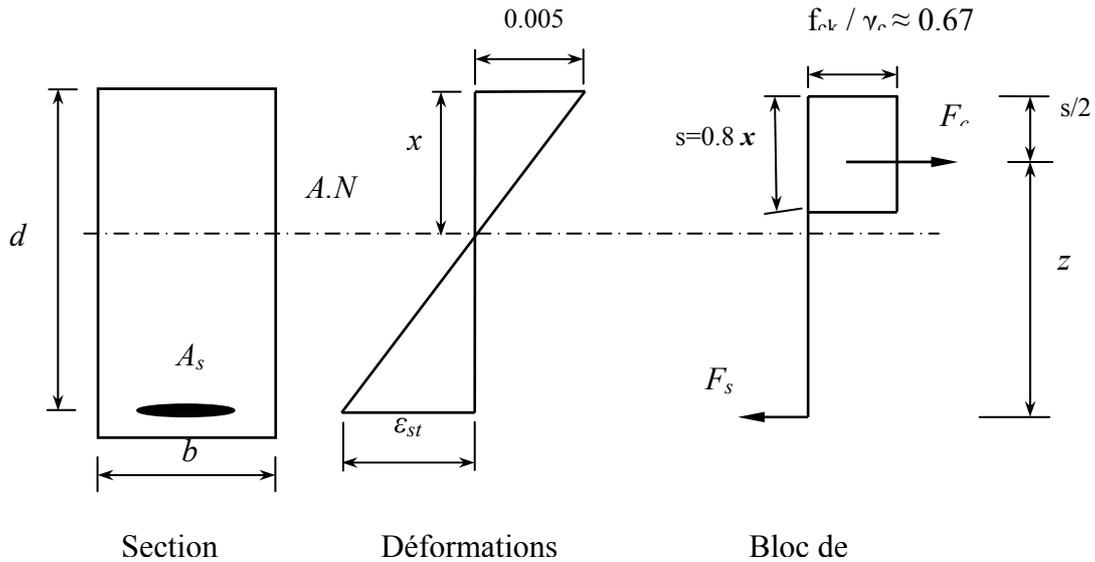


Figure (3.6). Section simplement armée du béton de sable avec bloc de contrainte rectangulaire

3.5. Section rectangulaire simplement armée en flexion

La flexion de la section induira une force résultante de traction, F_{st} , dans l'acier d'armatures, et une force de compression résultante dans le béton, F_{cc} , appliquée au niveau du C.D.G du bloc des contraintes, comme représenté sur la figure (3.5) et (3.6).

Pour l'équilibre, le moment ultime de calcul, M_u , doit être équilibré par le moment résistant interne de la section de sorte que :

$$M_u = F_{cc} \times z = F_{st} \times z \quad (3.11)$$

Où : z est le bras de levier entre les forces résultantes F_{cc} et F_{st} .

3.5.1 Béton ordinaire :

$$\begin{aligned} F_{cc} &= \text{contrainte} \times \text{surface de béton comprimé} \\ &= 0.567 f_{ck} \times b.s \end{aligned}$$

$$\text{Avec:} \quad z = d - s/2 = d - 0.4x \quad (3.12)$$

$$s = 0.8x \quad (3.13)$$

$$\text{d'où :} \quad M_u = 0.567 f_{ck} b.s \times z$$

Et remplaçant s et z des équations 3.12 et 3.13 et pour la limite de $x = 0.5d$:

$$M_u = 0.181 f_{ck} b d^2 \quad (3.14)$$

A partir de l'équation 3.11 :

$$\begin{aligned} F_{st} &= (f_{yk} / \gamma_s) A_s \quad \text{avec : } \gamma_s = 1.15 \\ &= 0.87 f_{yk} A_s \end{aligned}$$

Par conséquent :

$$A_s = \frac{M_u}{0.87 f_{yk} \times z} \quad (3.15)$$

L'équation 3.15 peut être employée pour calculer la section d'armatures tendues dans un béton pour résister à un moment ultime, M_u .

La limite inférieure de $z_{\acute{e}q} = 0.80d$ est quand la profondeur de l'axe neutre égale $0.50d$, est la valeur maximale permise par le code pour une section simplement armée afin de fournir une section ductile qui aura en traction un type de rupture progressif comme déjà décrit.

$$M_{\acute{e}q} = 0.567 f_{ck} b (0.8 \times 0.5d) \times 0.80d$$

Ou :

$$M_{\acute{e}q} = 0.181 f_{ck} b d^2 \quad (3.16)$$

$$A_s = \frac{M_u}{0.87 f_{yk} \times 0.8d} = \frac{M_u}{0.696 f_{yk} d} \quad (3.17)$$

3.5.2 Béton de sable :

F_{cc} = contrainte \times surface de béton comprimé

$$= 0.67 f_{ck} \times b.s$$

Avec: $z = d - s/2 = d - 0.4x \quad (3.18)$

$$s = 0.8x \quad (3.19)$$

d'où : $M_u = 0.67 f_{ck} b.s \times z$

Et remplaçant s et z des équations 3.18 et 3.19 et pour la limite de $x = 0.5d$:

$$M_u = 0.214 f_{ck} b d^2 \quad (3.20)$$

A partir de l'équation 3.11 :

$$F_{st} = (f_{yk} / \gamma_s) A_s \quad \text{avec : } \gamma_s = 1.15$$

$$= 0.87 f_{yk} A_s$$

Par conséquent :

$$A_s = \frac{M_u}{0.87 f_{yk} \times z} \quad (3.21)$$

L'équation 3.21 peut être employée pour calculer la section d'armatures tendues dans un béton pour résister à un moment ultime, M_u .

La limite inférieure de $z_{\text{éq}} = 0.80d$ est quand la profondeur de l'axe neutre égale $0.50d$, est la valeur maximale permise par le code pour une section simplement armée afin de fournir une section ductile qui aura en traction un type de rupture progressif comme déjà décrit.

$$M_{\text{éq}} = 0.67 f_{ck} b (0.8 \times 0.5d) \times 0.80d$$

Ou :

$$M_{\text{éq}} = 0.214 f_{ck} b d^2 \quad (3.22)$$

$$A_s = \frac{M_u}{0.87 f_{yk} \times 0.8d} = \frac{M_u}{0.696 f_{yk} d} \quad (3.23)$$

Analyse d'équations pour une section simplement armée

Les équations suivantes peuvent être employées pour calculer le moment résistant ou moment ultime d'une section donnée avec une section d'armature connue.

L'équation d'équilibre s'écrit : $F_{cc} = F_{st}$

- **Béton ordinaire :**

$$\text{Ou: } 0.567 f_{ck} b \times s = 0.87 f_{yk} A_s \quad (3.24)$$

Par conséquent la profondeur du bloc de contrainte est :

$$s = \frac{0.87 f_{yk} A_s}{0.567 f_{ck} b} \quad (3.25)$$

Et : $x = s/0.80$

Par conséquent le moment résistant de la section est :

$$M_u = F_{st} \times z$$

$$M_u = 0.87 f_{yk} A_s (d - s/2)$$

$$M_u = 0.87 f_{yk} A_s \left(d - \frac{0.87 f_{yk} A_s}{1.134 f_{ck} b} \right) \quad (3.26)$$

Ou:

$$\frac{M_u}{bd^2} = 0.87 f_{yk} \frac{A_s}{bd} \left(\frac{d}{d} - \frac{0.87 f_{yk} A_s}{1.134 f_{ck} bd} \right) \quad (3.27)$$

$$M_u = 0.87 f_{yk} \rho \left(d - \frac{0.87 f_{yk}}{1.134 f_{ck}} \rho \right) \quad (3.28)$$

- **Béton de sable :**

$$\text{Où: } 0.67 f_{ck} b \times s = 0.87 f_{yk} A_s \quad (3.29)$$

Par conséquent la profondeur du bloc de contrainte est :

$$s = \frac{0.87 f_{yk} A_s}{0.67 f_{ck} b} \quad (3.30)$$

Et: $x = s/0.80$

Par conséquent le moment résistant de la section est :

$$M_u = F_{st} \times z$$

$$M_u = 0.87 f_{yk} A_s (d - s/2)$$

$$M_u = 0.87 f_{yk} A_s \left(d - \frac{0.87 f_{yk} A_s}{1.34 f_{ck} b} \right) \quad (3.31)$$

Ou:

$$\frac{M_u}{bd^2} = 0.87 f_{yk} \frac{A_s}{bd} \left(\frac{d}{d} - \frac{0.87 f_{yk} A_s}{1.34 f_{ck} bd} \right) \quad (3.32)$$

$$\frac{M_u}{bd^2} = 0.87 f_{yk} \rho \left(1 - \frac{0.87 f_{yk}}{1.34 f_{ck}} \rho \right) \quad (3.33)$$

Ces équations supposent que les armatures tendues sont en état d'écoulement (domaine plastique), ceci était valable, si: pour béton ordinaire $x \leq 0.774 d$ et pour béton de sable $x \leq 0.831 d$ (pour $f_{yk} = 235 MPa$ par exemple). Si ce n'est pas le cas, le problème exigerait la solution en essayant des valeurs successives de x jusqu'à ce que F_{cc} soit égale à F_{st} , d'où la nécessité d'utiliser la méthode d'essais successif.

$$F_{cc} = F_{st}$$

Les déformations et par conséquent les contraintes dans l'acier sont déterminés à partir des équations (3.2) et (3.4), à être employés dans les équations (3.19),(3.20),(3.27) et (3.28) au lieu de $0.87 f_{yk}$.

3.6. Section rectangulaire doublement armée à l'état limite ultime

3.6.1. Dérivation des équations de base

Du paragraphe traitant l'analyse d'une section simplement armée et pour toutes les résistances de béton :

Béton ordinaire	$M_u > 0.181 f_{ck} b d^2$
-----------------	----------------------------

Béton de sable	$M_u > 0.214 f_{ck} b d^2$
----------------	----------------------------

Quand le moment extérieur appliqué excède le moment résistant du béton ($M_{éq}$) les armatures comprimées sont exigées. Pour cette condition la profondeur de l'axe neutre, $x \leq 0.5d$, la valeur maximale permise par le code afin d'assurer une rupture de traction avec une section ductile.

Par conséquent :

$$\begin{aligned} Z_{éq} &= d - s_{éq} / 2 = d - 0.8 x_{éq} / 2 \\ &= d - 0.8 \times 0.5 d / 2 \\ &= 0.8d \end{aligned}$$

L'équation d'équilibre devient : $(\Sigma F)_{comp} = (\Sigma F)_{trac}$

$$F_{st} = F_{cc} + F_{sc}$$

De sorte qu'avec les armatures tendues et comprimées à l'écoulement :

i. Béton ordinaire

$$0.87f_{yk} A_s = 0.567 f_{ck} b.s + 0.87 f_{yk} A'_s$$

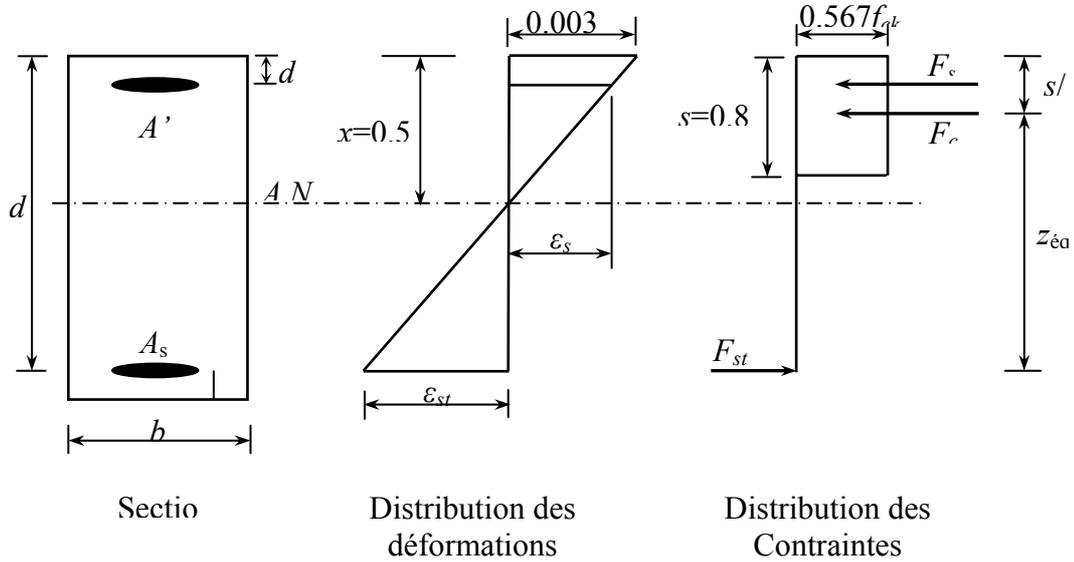


Figure (3.7). Section en béton ordinaire doublement armée à l'E.L.U

Ou avec :

$$s = 0.8 \times 0.50d = 0.40d$$

$$0.87 f_{yk} A_s = 0.227 f_{ck} bd + 0.87 f_{yk} A'_s \quad (3.34)$$

Et en calcule le moment ultime par rapport au C.D.G des armatures tendues

$$\begin{aligned} M_u / cdg_{A_s} &= F_{cc} \times z_{bal} + F_{sc}(d-d') \\ &= 0.227 f_{ck} bd^2 \times 0.80d + 0.87 f_{yk} A'_s (d-d') \\ &= 0.181 f_{ck} bd^2 + 0.87 f_{yk} A'_s (d-d') \end{aligned} \quad (3.35)$$

De l'équation 3.35

$$A'_s = \frac{M_u - 0.181 f_{ck} bd^2}{0.87 f_{yk} (d - d')} \quad (3.36)$$

A'_s est complètement définie, où M_u est le moment extérieur obtenu à partir de la combinaison des charges à l'E.L.U.

Multipliant les deux côtés de l'équation (3.34) par $z = 0.80d$ et le réarrangement donne :

$$A'_s = \frac{0.181 f_{ck} b d^2}{0.87 f_{yk} \times z_{\acute{e}q}} + A'_s \quad (3.37)$$

Avec : $z_{\acute{e}q} = 0.80 d$, d'où A_s est la section des armatures tendues.

Par conséquent, la section des armatures comprimées, A'_s et celle des armatures tendues, A_s , peuvent être calculés à partir des équations (3.36) et (3.37).

ii. Béton de sable

L'équation d'équilibre devient : $(\Sigma F)_{comp} = (\Sigma F)_{trac}$

$$F_{st} = F_{cc} + F_{sc}$$

$$0.87 f_{yk} A_s = 0.67 f_{ck} b \cdot s + 0.87 f_{yk} A'_s$$

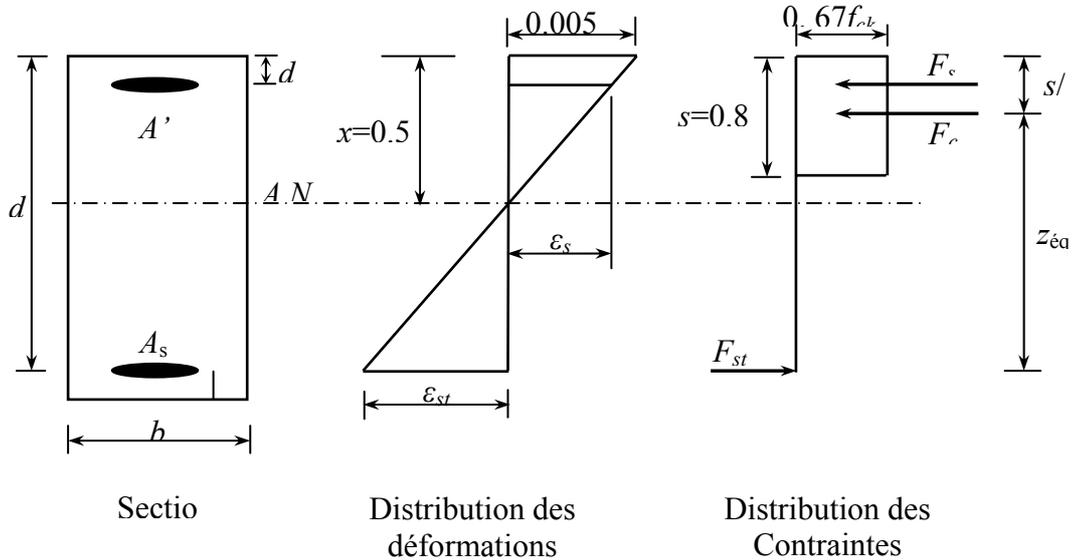


Figure (3.8). Section en béton de sable doublement armée à l'E.L.U

Ou avec :

$$s = 0.8 \times 0.50d = 0.40d$$

$$0.87 f_{yk} A_s = 0.268 f_{ck} b d + 0.87 f_{yk} A'_s \quad (3.38)$$

Et en calcule le moment ultime par rapport au C.D.G des armatures tendues

$$\begin{aligned} M_u /_{cdg As} &= F_{cc} \times z_{bal} + F_{sc}(d-d') \\ &= 0.268 f_{ck} b d^2 \times 0.80d + 0.87 f_{yk} A'_s (d-d') \\ &= 0.214 f_{ck} b d^2 + 0.87 f_{yk} A'_s (d-d') \end{aligned} \quad (3.39)$$

De l'équation 3.39

$$A's = \frac{Mu - 0.214 fckbd^2}{0.87 f_{yk}(d - d')} \quad (3.40)$$

$A's$ est complètement définie, où M_u est le moment extérieur obtenu à partir de la combinaison des charges à l'E.L.U.

Multipliant les deux côtés de l'équation (3.38) par $z = 0.80d$ et le réarrangement donne :

$$A_s = \frac{0.214 fckbd^2}{0.87 f_{yk}Z_{\acute{e}q}} + A's \quad (3.41)$$

Avec : $z_{\acute{e}q} = 0.80 d$, d'où A_s est la section des armatures tendues.

Par conséquent, la section des armatures comprimées, $A's$ et celle des armatures tendues, A_s , peuvent être calculés à partir des équations (3.40) et (3.41).

La quantité d'armatures comprimées a été obtenue en supposant que les aciers comprimés travaillent dans le domaine plastique, d'où $f_{sc} = 0.87 f_{yk}$. Il va falloir s'assurer que $\varepsilon_{sc} > \varepsilon_y$, ε_{sc} est lie à ε_{cu} et d' et x . Donc il faudrait voir qu'elle est la limite de (d'/d) qui condamne les aciers comprimés à travailler dans le domaine plastique, pour ce faire et en prenant les trois types d'acier utilisés, les caractéristiques connues ε_{sc} et f_{yk} et déterminer le $(d'/d)_{\text{limit}}$ pour chacun d'eux.

- **Pour béton ordinaire**

$$\frac{\varepsilon_{sc}}{x - d'} = \frac{0.0035}{x} \quad (3.42)$$

De sorte que :

$$\frac{x - d'}{x} = \frac{\varepsilon_{sc}}{0.0035}$$

ou :

$$\frac{d'}{x} = 1 - \frac{\varepsilon_{sc}}{0.0035}$$

A l'écoulement avec $f_{yk} = 235N/mm^2$, la déformation de l'acier $\varepsilon_{sc} = \varepsilon_y = 0.00102$.

Par conséquent, pour l'écoulement de l'acier de compression

$$\frac{d'}{x} \leq 1 - \frac{0.00102}{0.0035} \leq 0.708 \quad (3.43)$$

Ou avec $x = 0,50 d$.

$$\frac{d'}{d} \leq 0.35 \quad (3.44)$$

- **Pour béton de sable**

$$\frac{\varepsilon_{sc}}{x - d'} = \frac{0.005}{x} \quad (3.45)$$

De sorte que :

$$\frac{x - d'}{x} = \frac{\varepsilon_{sc}}{0.005}$$

ou :
$$\frac{d'}{x} = 1 - \frac{\varepsilon_{sc}}{0.005}$$

A l'écoulement avec $f_{yk} = 235N/mm^2$, la déformation de l'acier $\varepsilon_{sc} = \varepsilon_y = 0.00102$.

Par conséquent, pour l'écoulement de l'acier de compression

$$\frac{d'}{x} \leq 1 - \frac{0.00102}{0.005} \leq 0.796 \quad (3.46)$$

Ou avec $x = 0,50 d$.

$$\frac{d'}{d} \leq 0.40 \quad (3.47)$$

Le rapport (d'/d) pour l'écoulement des autres catégories d'aciers peut être déterminé en employant leurs déformations d'écoulement dans l'équations 3.42 et 3.45, si d'/d est supérieur à ces valeurs limites données précédemment ($d'/d \leq 0.35$ pour béton ordinaire et $d'/d \leq 0.40$ pour béton de sable) alors il est nécessaire pour calculer la déformation ε_{sc} de l'équations 3.42 et 3.45 et puis pour déterminer f_{sc} de :

$$f_{sc} = E_s \times \varepsilon_{sc} = 200\ 000 \varepsilon_{sc}$$

Cette valeur de contrainte pour l'acier comprimé doit être alors employée dans le dénominateur de l'équations 3.36 et 3.40 au lieu de $0.87f_{yk}$ afin de calculer la section A'_s de l'acier comprimé. La section de l'acier tendu est calculée à partir d'une équations modifiée 3.37 et 3.41 tels que :

- **Béton ordinaire**

$$A_s = \frac{0.181 f_{ck} b d^2}{0.87 f_{yk} Z_{\text{éq}}} + A'_s \times \frac{f_{sc}}{0.87 f_{yk}}$$

- **Béton de sable**

$$A_s = \frac{0.214 f_{ck} b d^2}{0.87 f_{yk} Z_{\text{éq}}} + A'_s \times \frac{f_{sc}}{0.87 f_{yk}}$$

3.6.2. Conception et développement graphique d'abaques à trois entrées

La conception et le développement d'un catalogue d'abaques à trois entrées pour des sections rectangulaires en béton armé en flexion, liant graphiquement le moment réduit M_u/bd^2 et les taux d'armatures tendues $\rho = 100A_s/bd$ et comprimées $\rho' = 100A'_s/bd$ et en utilisant les caractéristiques des matériaux adoptées par l'*Eurocode 2* [8,13] est basée sur la numérisation des équations obtenues en prenant l'équilibre des moments autour de l'axe neutre de la section.

Ainsi :

i. Béton ordinaire :

$$M = 0.567 f_{ck} 0.8x (x - 0.8x/2) + f_{sc} A'_s (x - d') + f_{st} A_s (d - x) \quad (3.48)$$

$$f_{st} A_s = 0.454 f_{ck} b x + f_{sc} A'_s \quad (3.49)$$

Ces équations 3.48 et 3.49 peuvent être écrites sous la forme :

$$f_{st} \frac{A_s}{bd} = 0.454 f_{ck} \frac{x}{d} + f_{sc} \frac{A'_s}{bd} \quad (3.50)$$

$$\frac{M_u}{bd^2} = 0.454 f_{ck} \frac{x^2}{d^2} (1 - 0.40) + f_{sc} \frac{A'_s}{bd} \left(\frac{x}{d} - \frac{d'}{d} \right) + f_{st} \frac{A_s}{bd} \left(1 - \frac{x}{d} \right) \quad (3.51)$$

ii. Béton de sable :

$$M = 0.67 f_{ck} 0.8x (x - 0.8x/2) + f_{sc} A'_s (x - d') + f_{st} A_s (d - x) \quad (3.52)$$

$$f_{st} A_s = 0.536 f_{ck} b x + f_{sc} A'_s \quad (3.53)$$

Ces équations 3.52 et 3.53 peuvent être écrites sous la forme :

$$f_{st} \frac{A_s}{bd} = 0.536 f_{ck} \frac{x}{d} + f_{sc} \frac{A'_s}{bd} \tag{3.54}$$

$$\frac{M_u}{bd^2} = 0.536 f_{ck} \frac{x^2}{d^2} (1 - 0.4) + f_{sc} \frac{A'_s}{bd} \left(\frac{x}{d} - \frac{d'}{d} \right) + f_{st} \frac{A_s}{bd} \left(1 - \frac{x}{d} \right) \tag{3.55}$$

Pour des rapports indiqués de A'_s / bd , x/d et d'/d , les deux équations peuvent être résolues pour donner des valeurs pour A_s/bd et M/bd^2 de sorte qu'un ensemble de conception d'abaques tels que celui représenté sur les figures (3.9) et (3.10) puisse être tracé. Avant que les équations ne puissent être résolues, les contraintes de l'acier f_{st} , et f_{sc} doivent être calculées pour chaque valeur de x/d . Ceci est réalisé en déterminant d'abord les déformations appropriées à partir du diagramme de déformations (ou en appliquant les équations 3.4 et 3.5) et puis en évaluant les contraintes à partir de la courbe de contrainte-déformation de la figure 3.3.

Par conséquent, on peut éviter la lourdeur de l'utilisation des équations dérivées précédemment dans ce chapitre, il est impératif de développer un catalogue d'abaques (annexe B), car la caractérisation de manière analytique est presque impossible.

Ce catalogue aura pour deux utilisations possibles. La première, c'est quand la section est complètement définie (sur le plan géométrique et mécanique), la détermination du moment ultime ou moment plastique. La seconde, c'est quand le moment ultime est connu et qu'il va falloir ferrailer de manière optimale

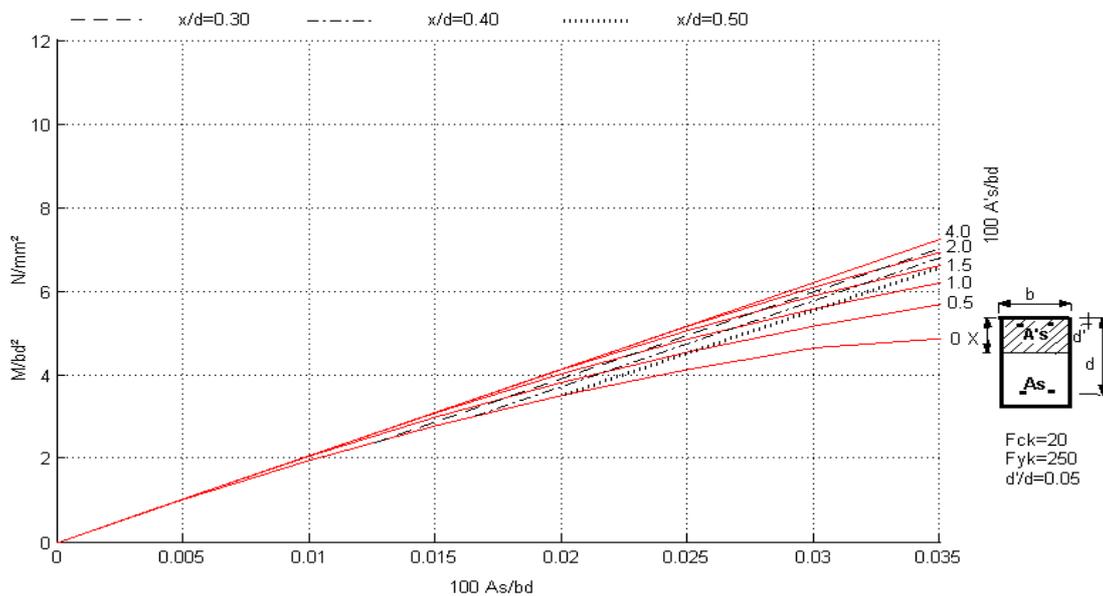


Figure (3.9). Abaque développé liant graphiquement le moment réduit et les taux d'armatures tendues et comprimées d'une section rectangulaire en BOA en flexion en utilisant les caractéristiques des matériaux adoptées par l' Eurocode 2

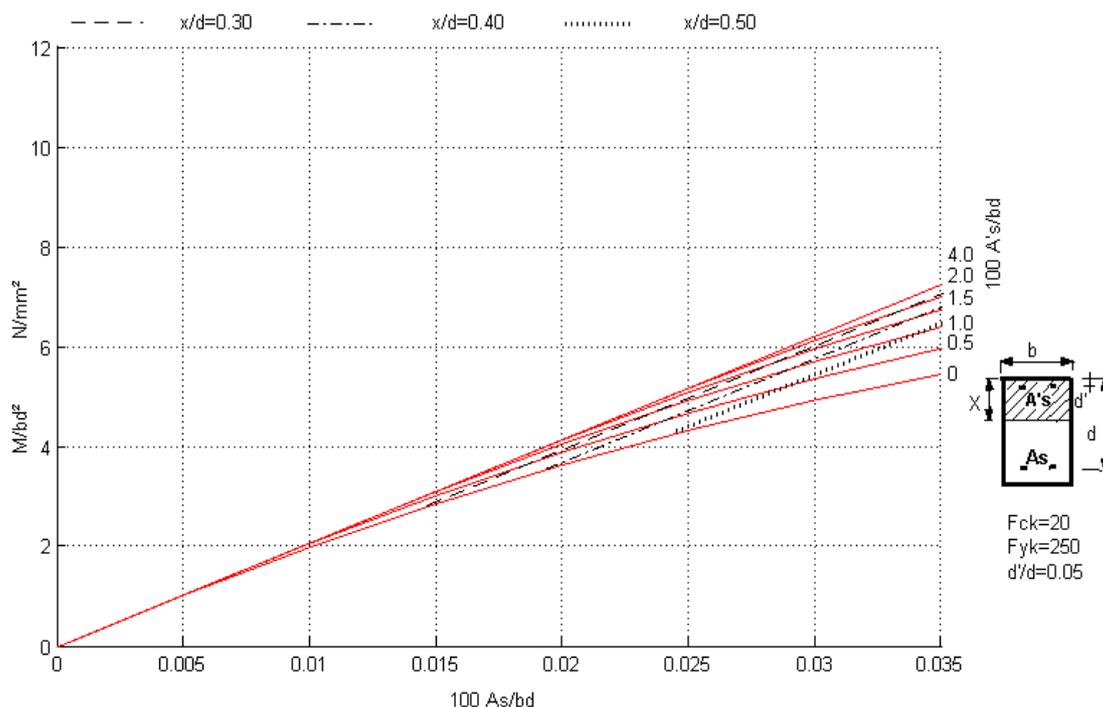


Figure (3.10). Abaque développé liant graphiquement le moment réduit et les taux d'armatures tendues et comprimées d'une section rectangulaire en BDSA en flexion en utilisant les caractéristiques des matériaux adoptées par l'*Eurocode 2*

3.6.3. Organigramme de calcul

Afin qu'on puisse développer ce catalogue d'abaques à trois entrées pour des sections rectangulaires en béton (ordinaire et sable) armé en flexion, (une partie du catalogue est présentée dans l'annexe B). Un programme numérique assisté par ordinateur est nécessaire (MATLAB version 6.5), celui-ci permet de donner les valeurs de M_w/bd^2 en fonction de $\rho = 100 A_s/bd$ et $\rho' = 100 A'_s/bd$ en utilisant les caractéristiques des matériaux adoptées par les deux codes (l'*Eurocode 2* [8,13], CP110 [5]) et ce pour les différents paramètres influents à savoir la résistance caractéristique à la compression du béton, f_{ck} , la résistance caractéristique de l'acier, f_{yk} , l'enrobage des armatures, d'/d , ainsi que la position de l'axe neutre. Avec un pas de calcul à choisir ou à fixer, pour plus de précision le pas peut être pris égal à 0.0001.

L'organigramme de calcul de ce programme est représenté par la figure (3.11).

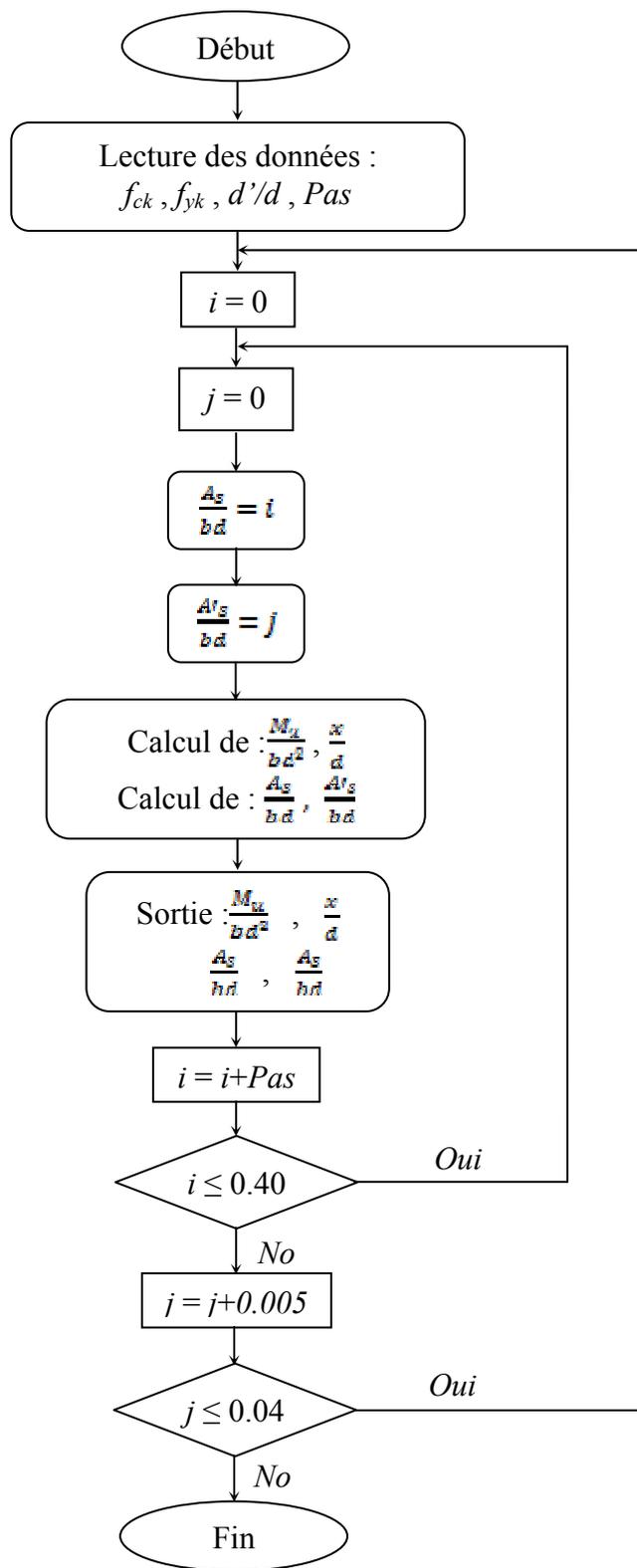


Figure (3.11). Organigramme de calcul du programme numérique

CHAPITRE 4

CONCEPTION DE SECTIONS RECTANGULAIRES EN BETON ARME EQUIVALENTES AUX DIFFERENTS " IPE "

4. Conception de sections rectangulaires en béton armé équivalentes aux différents *IPE*

4.1. Introduction et problématique

Du fait que les profilés en charpente métallique sont réalisés en usine et que leurs modules et moments plastiques sont directement donnés dans la littérature et tabulés. Aussi, il va de soit pour le béton ordinaire où on peut lire avec suffisamment de détails dans différentes publications et œuvres contrairement au béton de sable qui présente une carence de données et ce compte tenue son classement en tant qu'un nouveau matériau. La problématique consiste à proposer une meilleure section rectangulaire en béton de sable équivalente possible simplement ou doublement armé en tenant compte de ce qui suit :

sections de béton de sable et ordinaire doivent impérativement être sous armées (matériau béton de sable et acier exploités au maximum, $\varepsilon_{cu} = 0.005$ et $\varepsilon_{sc} > \varepsilon_y$) ;

Sections produites économiquement (minimisation de la section de béton et celle des aciers).

Pour résoudre ce problème, le développement d'un catalogue d'abaques à trois entrées liant graphiquement le moment réduit, M_u/bd^2 , et les taux d'armatures tendues et comprimées ρ et ρ' utilisant les caractéristiques des matériaux adoptées par CP110 [5] et l'Eurocode 2 [8,13] est indispensable. L'objectif principal étant de sélectionner une série de sections équivalentes en béton de sable armé répondant à deux exigences fondamentales (conception optimale et meilleure plastification possible), et faire une comparaison entre les résultats obtenus et ceux données par béton ordinaire, est également présentée.

4.2. Caractéristiques des matériaux utilisés

4.2.1. Acier de construction

i) Introduction

Parmi les essais destructifs normalisés de contrôle de l'acier et qui renseignent sur les qualités mécaniques des aciers, seul l'essai de traction est mis en valeur et semble être le plus révélateur de données physiques, il permet de mesurer le module d'élasticité longitudinale E_s , le coefficient du poisson, les contraintes limites d'élasticité et de rupture, l'allongement à la rupture.

ii) Essai de traction

Il est pratiqué sur une éprouvette, soumise à un effort de traction progressif, croissant de zéro à la rupture (NF A. 03101) [11]. Un enregistrement graphique mesure l'allongement de l'éprouvette en fonction de l'effort de traction appliqué (ou de contrainte). On obtient un diagramme contrainte / déformation, selon la figure (4.1) ci-après.

Ce diagramme se décompose en 4 phases :

- *phase OA* : zone rectiligne, pour les allongements sont proportionnels aux efforts appliqués. C'est la zone élastique, qui est réversible, car si l'on supprime l'effort de traction, la barre revient à sa longueur initiale ($\Delta L/L = 0$) ;
- *phase AA'* : palier horizontal, qui traduit un allongement sous charge constante. Il y a écoulement du matériau. C'est la zone plastique. A partir de *A* (par exemple, en *M*), si on supprime l'effort de traction, le retour à l'équilibre se fait selon une droite *MM'*, parallèle à *OA*, et la pièce conserve un allongement rémanent *OM'* ;
- *phase A'B* : la charge croît à nouveau avec les allongements jusqu'au point *B* ;
- *phase BC* : l'allongement continu, bien que la charge soit décroissante, jusqu'au point *C*, qui correspond à la rupture. Dans cette dernière phase, la déformation plastique est localisée dans une faible portion de l'éprouvette et n'est plus homogène. Il y a striction.

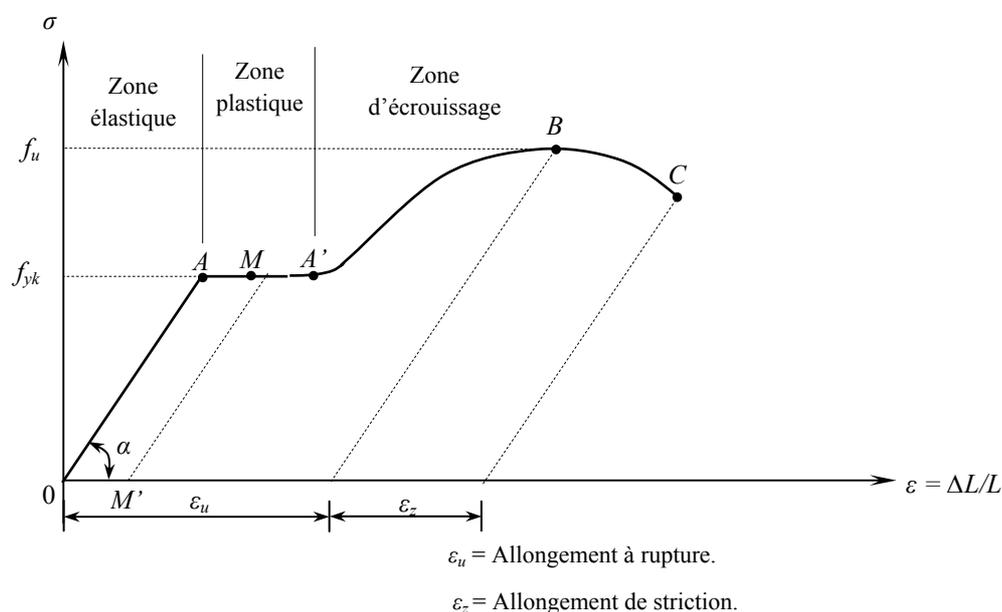


Figure (4.1). Diagramme contrainte-déformation de l'acier pour $\sigma_y = 235\text{N/mm}^2$

iii) Plasticité de l'acier : Réserve de sécurité

Le palier de ductilité *AA'* est particulièrement important en construction métallique, car il représente une réserve de sécurité. En effet, il peut arriver que localement dans une structure à des pièces qui peuvent être sollicitées au-delà de cette limite élastique. Elles disposent, dans ce cas, du palier *AA'* pour se décharger dans des zones avoisinantes. On dit qu'il y a adaptation plastique.

Plus la teneur en carbone des aciers augmente, plus f_{yk} augmente, plus le palier de ductilité se raccourcit et plus l'allongement à rupture diminue. La sécurité est donc inversement proportionnelle au taux de carbone. C'est pourquoi seuls les aciers doux (à faible taux de carbone) sont autorisés en construction métallique. Le taux moyen de carbone étant de 0.2 %, figure (4.2) [11].

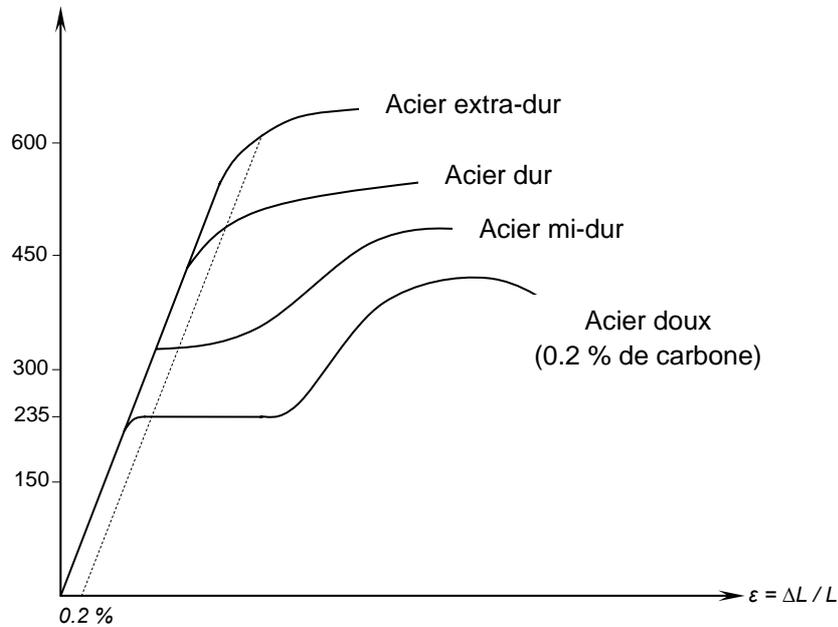


Figure (4.2). Diagramme contrainte-déformation d'aciers en fonction de taux de carbone

Cette notion de plasticité/sécurité est très importante, En effet, lorsqu'une pièce est excessivement sollicitée, au-delà de la limite élastique, f_{yk} , si elle est constituée en acier dur ou en fonte, elle va périr par rupture brutale, sans présenter au préalable de signe ou de déformation prémonitoire. Par contre, une pièce en acier doux va présenter de grandes déformations, qui vont prévenir du danger latent.

Alors que les règles *CM 66* [11] ne tenaient que sommairement compte de cette possibilité pour les pièces fléchies (par l'introduction d'un coefficient d'adaptation plastique), l'*Eurocode 3* [12], au contraire est établi sur la base de ce comportement élasto-plastique de l'acier.

iv) Caractéristiques des profilés utilisés

Les profilés utilisés dans la présente étude sont des profilés en double T à ailes étroites, figure (4.3), dont le moment d'inertie I_y est petit vis-à-vis du moment d'inertie I_z . Le poids par mètre courant de ces profilés est relativement faible, ils sont principalement utilisés comme éléments fléchis. On distingue la gamme des profilés *IPE*, dont les ailes sont d'épaisseur constante. Le tableau (4.1) rassemble les caractéristiques géométriques de la série des *IPE* (80/600) [3].

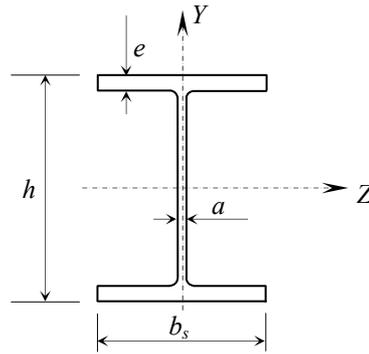


Figure (4.3). Section transversale d'un profilé IPE

Tableau (4.1). Caractéristiques des différents profilés type IPE							
Profilé	Dimensions				Section $S (mm^2)$	Poids $P (kg/m)$	Modules plastique $W_{pl} / z (cm^3)$
	$h_s (mm)$	$b_s (mm)$	$a (mm)$	$e (mm)$			
IPE 80	80	46	3,8	5,2	764	6,0	23,2
IPE 100	100	55	4,1	5,7	1030	8,1	39,4
IPE 120	120	64	4,4	6,3	1320	10,4	60,7
IPE 140	140	73	4,7	6,9	1640	12,9	88,3
IPE 160	160	82	5,0	7,4	2010	15,8	124
IPE 180	180	91	5,3	8,0	2390	18,8	166
IPE 200	200	100	5,6	8,5	2850	22,4	221
IPE 220	220	110	5,9	9,2	3340	26,2	285
IPE 240	240	120	6,2	9,8	3910	30,7	367
IPE 270	270	135	6,6	10,2	4590	36,1	484
IPE 300	300	150	7,1	10,7	5380	42,2	628
IPE 330	330	160	7,5	11,5	6260	49,1	804
IPE 360	360	170	8,0	12,7	7270	57,1	1019
IPE 400	400	180	8,6	13,5	8450	66,3	1307
IPE 450	450	190	9,4	14,6	9880	77,6	1702
IPE 500	500	200	10,2	16,0	11600	90,7	2194
IPE 550	550	210	11,1	17,2	13440	106,0	2787
IPE 600	600	220	12,0	19,0	15600	122,0	3512

4.2.2. Béton

Le béton de sable présente des résistances à la compression assez élevée, de l'ordre de 20 à 32 N/mm^2 , mais sa résistance à la traction est faible, de l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression. Pour pallier à sa faible résistance en traction et à sa fragilité, on lui associe des armatures en acier.

La résistance caractéristique à la compression à 28 jours est l'une des principales propriétés du béton, elle est obtenue par des essais de compression sur des éprouvettes normalisées, appelées (16 x 32), de formes cylindriques de hauteur 32 cm et de diamètre 16 cm (Aire de 200 cm²).

Pour mettre en exergue l'influence de cette résistance sur les dimensions de la section en béton armé équivalente à un profilé donné, trois valeurs de f_{ck} ont été retenues pour la présente étude à savoir 20, 24 et 32 N/mm².

4.2.3. Acier d'armatures

Les différents types d'aciers d'armatures utilisés dans le béton armé se distinguent par leurs nuances, leur état de surface et de leurs propriétés mécaniques [7].

On distingue quatre types d'aciers pour armatures, du moins au plus écroui :

1. Les aciers doux, sans traitement thermique ayant une valeur caractéristique de la limite élastique garantie de 125 ou 235 N/mm². Ce sont les rond-lisses (noté Ø), ils possèdent une très grande déformation à la rupture (allongement de 22‰) ;
2. Les aciers laminés à chaud, naturellement durs, dits aciers à haute adhérence de type I. Ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de 400 N/mm² et un allongement à la rupture de 14‰.
3. Les aciers laminés à chaud et écrouis avec faible réduction de section (par traction-torsion), dits aciers à haute adhérence de type II. Ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de 500 N/mm² et un allongement à la rupture de 12‰.
4. Les aciers laminés à froid par tréfilage (forte réduction de section), fortement écrouis, utilisés pour fabriquer les treillis soudés et fils sur bobines. Ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de 500 N/mm² et un allongement à la rupture de 8‰.

On pourra retenir que l'action de l'écrouissage est d'augmenter la limite d'élasticité en faisant disparaître le palier de plasticité, et de diminuer l'allongement à la rupture (plus fragile). Les quatre types d'acier ont le même comportement élastique, donc un même module de Young de $E_s = 200\,000$ N/mm². La déformation à la limite élastique est voisine de 0,2‰, en fonction de la valeur de la limite d'élasticité.

Afin de balayer tout les paramètres qui peuvent être influents sur les dimensions de la section en béton armé équivalente à un profilé donné ainsi que sur les taux d'armatures tendues et comprimées, une valeur pour la contrainte d'écoulement, f_{yk} , des aciers a été retenue dans la présente étude à savoir 235 N/mm².

4.3. Détermination du moment plastique pour les différents *IPE*

Lors du dimensionnement d'un élément de structure, on fait appel aux lois de la statique et de la résistance des matériaux. Pour le calcul des efforts internes à savoir le moment plastique on peut utiliser la méthode d'analyse plastique, tenant compte de la plastification totale de la

section [15]. Du fait que les caractéristiques géométriques des profilés sont données, ce calcul est facile, il suffit de connaître la contrainte d'écoulement, σ_y , de l'acier utilisé.

Les profilés en *IPE* ont une section en *I*, le modèle de calcul du moment plastique est exposé à l'annexe A. Le moment plastique de la gamme des *IPE* est donné dans le tableau (4.2) ci-après.

$$M_p = W_{pl} \cdot \sigma_y \quad (A1.4).$$

W_{pl} : Module plastique

$$\sigma_y = 235 \text{ N/mm}^2.$$

Tableau (4.2). Moment plastique des différents profilés type <i>IPE</i>			
Profilé	M_p (KN.m)	Profilé	M_p (KN.m)
<i>IPE</i> 80	5,45	<i>IPE</i> 270	113,74
<i>IPE</i> 100	9,26	<i>IPE</i> 300	147,58
<i>IPE</i> 120	14,26	<i>IPE</i> 330	188,94
<i>IPE</i> 140	20,75	<i>IPE</i> 360	239,47
<i>IPE</i> 160	29,14	<i>IPE</i> 400	307,15
<i>IPE</i> 180	39,01	<i>IPE</i> 450	399,97
<i>IPE</i> 200	51,94	<i>IPE</i> 500	515,59
<i>IPE</i> 220	66,98	<i>IPE</i> 550	654,95
<i>IPE</i> 240	86,25	<i>IPE</i> 600	825,32

4.4. Caractérisation de sections en béton armé équivalentes

4.4.1. Sections simplement armées

4.4.1.1. Introduction

La détermination de sections en béton (ordinaire et sable) simplement armées équivalentes aux différents *IPE* doit être établie par une conception optimale. Les sections en béton armé devant impérativement être sous armées (matériaux béton (ordinaire et sable) et acier exploités au maximum $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{cu}$, ε_{st} et ε_{sc} dépassant ε_y avec $x/d = 0.50$ qui correspond à une déformation plastique des aciers. Il s'agit de déterminer les dimensions de la section

rectangulaire équivalente b_c, h_c et la quantité d'armatures tendues, A_s . Ceci est un problème ardu et complexe car il consiste à déterminer plusieurs inconnues à la fois.

Cette opération ne peut se faire qu'a développé un catalogue d'abaques à trois entrées liant graphiquement le moment réduit M_u/bd^2 et les taux d'armatures tendues, ρ , et comprimées, ρ' , en utilisant les caractéristiques des matériaux adoptées par l'Eurocode 2 [8,13]. Ces abaques doivent être conçus en fonction des paramètres influents à savoir l'enrobage des acier d'/d , la résistance caractéristique à la compression du béton, f_{ck} , la résistance caractéristique des aciers, f_{yk} , la position de l'axe neutre, x/d , etc. (une partie du catalogue d'abaques est donnée à titre illustratif dans l'annexe B).

4.4.1.2. Processus de détermination

i) Principes

Le processus nécessite de connaître ou de fixer au préalable et en premier lieu les paramètres suivants : f_{ck}, f_{yk} et d'/d (Il est à noter que chacun des abaques développés a été fait pour une combinaison donnée de ces paramètres).

Par la suite, il est impératif de fixer l'une des inconnues géométriques. Pour la présente étude, il a été retenu de fixer la largeur de la section de béton équivalente, b_c , et ce proportionnellement à la largeur d'un profilé donné, b_s ; le rapport de proportionnalité est noté $\beta = b_c/b_s$ et varie de 1,5 à 2,5 avec un pas de 0,25. Cet intervalle correspondant à des sections courantes et pratiques.

En outre, il faudrait aussi fixer le rapport entre la hauteur utile de la section équivalente de béton, d , et sa hauteur totale, h_c , dans la présente étude, il a été retenu $d = 0.9h_c$.

A partir de là, le processus de détermination peut être lancé et avec à la clef une autre exigence par rapport à x/d . En effet pour que les aciers soient condamnés à travailler dans le domaine plastique, il faudrait que x/d soit ≤ 0.50 (voir §3.3).

En prenant l'abaque appropriée pour une combinaison donnée de f_{ck}, f_{yk} et d'/d et en fixant $x/d = 0.50$, par simple lecture sur la courbe de $\rho' = 0$ en détermine $\rho = 100A_s/bd$ et M_u/bd^2 (projection verticale et projection horizontale), $M_u = M_p$ du profilé, $b_c = \beta b_s$ et $d = 0.9h_c$. L'ensemble des inconnues se trouve de ce fait déterminé.

ii) Procédure

a) Détermination de la hauteur utile d_c :

Dans le cas général on pose :

$$\frac{M_u}{b_c d_c^2} = \lambda \quad (4.1)$$

à partir de l'équation (3.1) on trouve :

$$d_c = \sqrt{M_u / \lambda \cdot b_c} \quad (4.2)$$

b) Détermination de la quantité des armatures tendues A_s :

On a
$$\frac{100 A_s}{b_c d_c} = \rho \quad (4.3)$$

De l'équation (3.3) on obtient :

$$A_s = \rho \frac{b_c d_c^2}{100} \quad (4.4)$$

En faisant varier le rapport géométrique, β , la résistance caractéristique du béton de sable de 20, 24, 32 N/mm^2 et la contrainte d'écoulement des acier de 235 N/mm^2 et en balayant toute la gamme des profilés *IPE* on trouve des séries de sections rectangulaires en béton simplement armées (les résultats sont tabulés dans le §4.4.1.4).

iii) Traitement d'un exemple :

Les données : IPE200, la contrainte d'écoulement $\sigma_y = 235 \text{ Mpa}$ et le rapport $\beta = 2.00$,

Le module plastique de $W_{pl} 200 = 220.42 \text{ cm}^3$. Le moment plastique : $M_p = 51,8.106 \text{ N.mm}$, $b_s = 100 \text{ mm}$.

A partir de l'abaque approprié pour un $f_{ck} = 24 \text{ Mpa}$ et $f_{yk} = 410 \text{ Mpa}$, $d'/d = 0.10$ et pour un $x/d = 0.50$, on déduit les valeurs de: $M_u/bd^2 = 5.14 \text{ N/mm}^2$ et $100A_s/bds = 1.8$.

Résultats :

$$b_c = \beta b_s = 200 \text{ mm}$$

$$d_c = 224 \text{ mm}$$

$$h_c = 249 \text{ mm}$$

$$A_s = 808 \text{ mm}^2$$

4.4.1.3. Organigramme de calcul

Pour obtenir rapidement et facilement les dimensions de la section en béton armé b_c , h_c et leur ferrailage A_s , le nombre de paramètres influents est important à savoir la variation des f_{ck} , f_{yk} et le rapport géométrique β , un programme de calcul automatique assisté par l'ordinateur est nécessaire. L'organigramme de calcul est représenté par la figure (4.4).

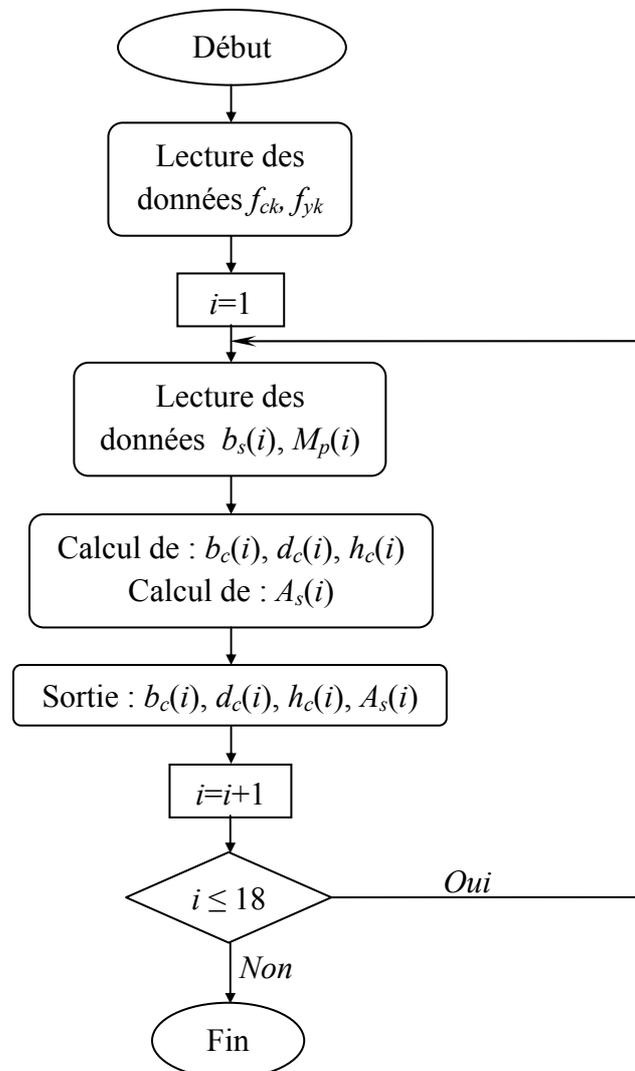


Figure (4.4). Organigramme de calcul de sections rectangulaires simplement armées

4.4.1.4. Résultats

i) Introduction

L'exécution du programme de calcul à été effectuée en tenant compte, à chaque fois, de tous les paramètres influents à savoir la variation de la résistance caractéristique du béton, f_{ck} , et la variation de la contrainte d'écoulement de l'acier d'armatures, f_{yk} , et ce pour les cinq valeurs du rapport géométrique β . Les tableaux (4.3) à (4.17) présentent les résultats obtenus par ce calcul. Le nombre important de résultats a permis d'apprécier l'effet de la variation de ces paramètres sur les dimensions de la section rectangulaire équivalente possédant un moment ultime qui est supposé dans la présente étude égale au moment plastique d'un profilé en charpente métallique de type IPE.

ii) Présentation tabulée en utilisant les caractéristiques adoptées par t l'Eurocod2 :

a) Pour béton de sable :

Tableau (4.3). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $\beta = 1,50$ $x/d = 0,50$.											
f_{ck} (N/mm ²)			20			24			32		
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	6,9	13,6	15,1	1,41	12,4	13,8	1,54	10,7	11,9	1,78
IPE 100	9,26	8,3	16,2	18,0	2,00	14,8	16,4	2,19	12,8	14,2	2,53
IPE 120	14,26	9,6	18,6	20,6	2,68	17,0	18,8	2,93	14,7	16,3	3,38
IPE 140	20,75	11,0	21,0	23,3	3,45	19,2	21,3	3,78	16,6	18,4	4,36
IPE 160	29,14	12,3	23,5	26,1	4,34	21,4	23,8	4,75	18,6	20,6	5,48
IPE 180	39,01	13,7	25,9	28,7	5,29	23,6	26,2	5,80	20,4	22,7	6,70
IPE 200	51,94	15,0	28,4	31,5	6,39	25,9	28,8	7,00	22,4	24,9	8,08
IPE 220	66,98	16,5	30,8	34,2	7,62	28,1	31,2	8,35	24,3	27,0	9,64
IPE 240	86,25	18,0	33,4	37,1	9,02	30,5	33,9	9,88	26,4	29,3	11,41
IPE 270	113,74	20,3	36,1	40,1	10,96	32,9	36,6	12,01	28,5	31,7	13,86
IPE 300	147,58	22,5	39,0	43,4	13,18	35,6	39,6	14,44	30,9	34,3	16,67
IPE 330	188,94	24,0	42,9	47,6	15,43	39,1	43,5	16,91	33,9	37,7	19,52
IPE 360	239,47	25,5	46,8	52,0	17,89	42,7	47,4	19,60	37,0	41,1	22,63
IPE 400	307,15	27,0	51,4	57,1	20,83	46,9	52,2	22,82	40,7	45,2	26,34
IPE 450	399,97	28,5	57,2	63,5	24,43	52,2	58,0	26,77	45,2	50,2	30,91
IPE 500	515,59	30,0	63,3	70,3	28,48	57,8	64,2	31,20	50,0	55,6	36,03
IPE 550	654,95	31,5	69,6	77,3	32,89	63,5	70,6	36,03	55,0	61,1	41,60
IPE 600	825,32	33,0	76,4	84,9	37,81	69,7	77,5	41,42	60,4	67,1	47,82

Tableau (4.4). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $\beta = 1,75$ $x/d = 0,50$.

f_{ck} (N/mm ²)			20			24			32		
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	8,1	12,6	14,0	1,52	11,5	12,7	1,66	9,9	11,0	1,92
IPE 100	9,26	9,6	15,0	16,6	2,16	13,7	15,2	2,37	11,8	13,2	2,74
IPE 120	14,26	11,2	17,2	19,1	2,89	15,7	17,4	3,17	13,6	15,1	3,65
IPE 140	20,75	12,8	19,4	21,6	3,73	17,8	19,7	4,08	15,4	17,1	4,71
IPE 160	29,14	14,4	21,8	24,2	4,68	19,9	22,1	5,13	17,2	19,1	5,92
IPE 180	39,01	15,9	23,9	26,6	5,72	21,9	24,3	6,26	18,9	21,0	7,23
IPE 200	51,94	17,5	26,3	29,2	6,90	24,0	26,7	7,56	20,8	23,1	8,73
IPE 220	66,98	19,3	28,5	31,7	8,23	26,0	28,9	9,01	22,5	25,0	10,41
IPE 240	86,25	21,0	30,9	34,4	9,74	28,2	31,4	10,67	24,5	27,2	12,32
IPE 270	113,74	23,6	33,4	37,1	11,84	30,5	33,9	12,97	26,4	29,3	14,98
IPE 300	147,58	26,3	36,1	40,2	14,23	33,0	36,7	15,59	28,6	31,8	18,00
IPE 330	188,94	28,0	39,7	44,1	16,67	36,2	40,3	18,26	31,4	34,9	21,08
IPE 360	239,47	29,8	43,3	48,1	19,32	39,5	43,9	21,17	34,2	38,0	24,44
IPE 400	307,15	31,5	47,6	52,9	22,50	43,5	48,3	24,64	37,6	41,8	28,46
IPE 450	399,97	33,3	52,9	58,8	26,39	48,3	53,7	28,91	41,8	46,5	33,38
IPE 500	515,59	35,0	58,6	65,1	30,76	53,5	59,4	33,70	46,3	51,5	38,91
IPE 550	654,95	36,8	64,4	71,6	35,52	58,8	65,4	38,91	50,9	56,6	44,93
IPE 600	825,32	38,5	70,7	78,6	40,84	64,6	71,7	44,73	55,9	62,1	51,65

Tableau (4.5). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $\beta = 2,00$ $x/d = 0,50$.

f_{ck} (N/mm ²)			20			24			32		
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	9,2	11,8	13,1	1,62	10,7	11,9	1,78	9,3	10,3	2,05
IPE 100	9,26	11,0	14,0	15,6	2,31	12,8	14,2	2,53	11,1	12,3	2,93
IPE 120	14,26	12,8	16,1	17,9	3,09	14,7	16,3	3,38	12,7	14,1	3,91
IPE 140	20,75	14,6	18,2	20,2	3,98	16,6	18,4	4,36	14,4	16,0	5,04
IPE 160	29,14	16,4	20,3	22,6	5,01	18,6	20,6	5,48	16,1	17,9	6,33
IPE 180	39,01	18,2	22,4	24,9	6,11	20,4	22,7	6,70	17,7	19,7	7,73
IPE 200	51,94	20,0	24,6	27,3	7,38	22,4	24,9	8,08	19,4	21,6	9,33
IPE 220	66,98	22,0	26,7	29,6	8,80	24,3	27,0	9,64	21,1	23,4	11,13
IPE 240	86,25	24,0	28,9	32,1	10,42	26,4	29,3	11,41	22,9	25,4	13,18
IPE 270	113,74	27,0	31,3	34,7	12,66	28,5	31,7	13,86	24,7	27,5	16,01
IPE 300	147,58	30,0	33,8	37,6	15,22	30,9	34,3	16,67	26,7	29,7	19,25
IPE 330	188,94	32,0	37,1	41,2	17,82	33,9	37,7	19,52	29,3	32,6	22,54
IPE 360	239,47	34,0	40,5	45,0	20,66	37,0	41,1	22,63	32,0	35,6	26,13
IPE 400	307,15	36,0	44,5	49,5	24,05	40,7	45,2	26,34	35,2	39,1	30,42
IPE 450	399,97	38,0	49,5	55,0	28,21	45,2	50,2	30,91	39,1	43,5	35,69
IPE 500	515,59	40,0	54,8	60,9	32,89	50,0	55,6	36,03	43,3	48,1	41,60
IPE 550	654,95	42,0	60,3	67,0	37,98	55,0	61,1	41,60	47,7	52,9	48,04
IPE 600	825,32	44,0	66,1	73,5	43,66	60,4	67,1	47,82	52,3	58,1	55,22

Tableau (4.6). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $\beta = 2,25$ $x/d = 0,50$.

f_{ck} (N/mm ²)			20			24			32		
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	10,4	11,1	12,3	1,72	10,1	11,2	1,89	8,8	9,7	2,18
IPE 100	9,26	12,4	13,2	14,7	2,45	12,1	13,4	2,69	10,4	11,6	3,10
IPE 120	14,26	14,4	15,2	16,9	3,28	13,8	15,4	3,59	12,0	13,3	4,14
IPE 140	20,75	16,4	17,1	19,1	4,22	15,7	17,4	4,63	13,6	15,1	5,34
IPE 160	29,14	18,5	19,2	21,3	5,31	17,5	19,5	5,82	15,2	16,9	6,72
IPE 180	39,01	20,5	21,1	23,5	6,48	19,3	21,4	7,10	16,7	18,5	8,20
IPE 200	51,94	22,5	23,2	25,8	7,82	21,2	23,5	8,57	18,3	20,4	9,89
IPE 220	66,98	24,8	25,1	27,9	9,33	22,9	25,5	10,22	19,9	22,1	11,80
IPE 240	86,25	27,0	27,3	30,3	11,05	24,9	27,7	12,10	21,6	24,0	13,97
IPE 270	113,74	30,4	29,5	32,7	13,42	26,9	29,9	14,71	23,3	25,9	16,98
IPE 300	147,58	33,8	31,9	35,4	16,14	29,1	32,3	17,68	25,2	28,0	20,41
IPE 330	188,94	36,0	35,0	38,9	18,90	32,0	35,5	20,70	27,7	30,7	23,91
IPE 360	239,47	38,3	38,2	42,4	21,91	34,9	38,7	24,00	30,2	33,5	27,71
IPE 400	307,15	40,5	42,0	46,7	25,51	38,3	42,6	27,94	33,2	36,9	32,27
IPE 450	399,97	42,8	46,7	51,9	29,93	42,6	47,3	32,78	36,9	41,0	37,85
IPE 500	515,59	45,0	51,7	57,4	34,88	47,2	52,4	38,21	40,9	45,4	44,12
IPE 550	654,95	47,3	56,8	63,1	40,28	51,9	57,6	44,12	44,9	49,9	50,95
IPE 600	825,32	49,5	62,4	69,3	46,30	56,9	63,3	50,72	49,3	54,8	58,57

Tableau (4.7). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $\beta = 2,50$ $x/d = 0,50$.

f_{ck} (N/mm ²)			20			24			32		
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	11,5	10,5	11,7	1,81	9,6	10,7	1,99	8,3	9,2	2,29
IPE 100	9,26	13,8	12,5	13,9	2,59	11,4	12,7	2,83	9,9	11,0	3,27
IPE 120	14,26	16,0	14,4	16,0	3,45	13,1	14,6	3,78	11,4	12,6	4,37
IPE 140	20,75	18,3	16,3	18,1	4,45	14,9	16,5	4,88	12,9	14,3	5,63
IPE 160	29,14	20,5	18,2	20,2	5,60	16,6	18,5	6,13	14,4	16,0	7,08
IPE 180	39,01	22,8	20,0	22,3	6,83	18,3	20,3	7,49	15,8	17,6	8,64
IPE 200	51,94	25,0	22,0	24,4	8,25	20,1	22,3	9,03	17,4	19,3	10,43
IPE 220	66,98	27,5	23,8	26,5	9,84	21,8	24,2	10,77	18,8	20,9	12,44
IPE 240	86,25	30,0	25,9	28,8	11,65	23,6	26,2	12,76	20,5	22,7	14,73
IPE 270	113,74	33,8	28,0	31,1	14,15	25,5	28,4	15,50	22,1	24,6	17,90
IPE 300	147,58	37,5	30,2	33,6	17,01	27,6	30,7	18,64	23,9	26,6	21,52
IPE 330	188,94	40,0	33,2	36,9	19,92	30,3	33,7	21,82	26,3	29,2	25,20
IPE 360	239,47	42,5	36,2	40,2	23,09	33,1	36,7	25,30	28,6	31,8	29,21
IPE 400	307,15	45,0	39,8	44,3	26,89	36,4	40,4	29,45	31,5	35,0	34,01
IPE 450	399,97	47,5	44,3	49,2	31,54	40,4	44,9	34,56	35,0	38,9	39,90
IPE 500	515,59	50,0	49,0	54,5	36,77	44,8	49,7	40,28	38,8	43,1	46,51
IPE 550	654,95	52,5	53,9	59,9	42,46	49,2	54,7	46,51	42,6	47,4	53,71
IPE 600	825,32	55,0	59,2	65,7	48,81	54,0	60,0	53,47	46,8	52,0	61,74

b) Pour béton ordinaire :

Tableau (4.8). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $\beta=1,50$ $x/d = 0,50$.											
f_{ck} (N/mm ²)			20			24			32		
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	6,9	14,8	16,4	1,29	13,5	15,0	1,40	11,7	13,0	1,62
IPE 100	9,26	8,3	17,6	19,5	1,84	16,1	17,9	2,00	14,0	15,5	2,31
IPE 120	14,26	9,6	20,2	22,4	2,46	18,5	20,6	2,67	16,0	17,8	3,08
IPE 140	20,75	11,0	22,8	25,4	3,17	20,9	23,3	3,44	18,1	20,1	3,97
IPE 160	29,14	12,3	25,5	28,4	3,99	23,4	26,0	4,32	20,3	22,5	4,99
IPE 180	39,01	13,7	28,1	31,2	4,87	25,8	28,6	5,28	22,3	24,8	6,09
IPE 200	51,94	15,0	30,8	34,3	5,88	28,3	31,4	6,37	24,5	27,2	7,35
IPE 220	66,98	16,5	33,5	37,2	7,01	30,7	34,1	7,60	26,6	29,5	8,77
IPE 240	86,25	18,0	36,3	40,3	8,30	33,3	37,0	8,99	28,8	32,0	10,38
IPE 270	113,74	20,3	39,2	43,6	10,08	36,0	40,0	10,93	31,2	34,6	12,62
IPE 300	147,58	22,5	42,4	47,1	12,12	38,9	43,3	13,14	33,7	37,5	15,17
IPE 330	188,94	24,0	46,6	51,8	14,20	42,7	47,5	15,38	37,0	41,1	17,76
IPE 360	239,47	25,5	50,8	56,5	16,46	46,6	51,8	17,83	40,4	44,9	20,59
IPE 400	307,15	27,0	55,9	62,1	19,16	51,3	57,0	20,76	44,4	49,3	23,98
IPE 450	399,97	28,5	62,1	69,0	22,48	57,0	63,3	24,36	49,3	54,8	28,13
IPE 500	515,59	30,0	68,8	76,4	26,20	63,1	70,1	28,39	54,6	60,7	32,79
IPE 550	654,95	31,5	75,6	84,0	30,26	69,4	77,1	32,79	60,1	66,8	37,86
IPE 600	825,32	33,0	83,0	92,2	34,79	76,1	84,6	37,69	65,9	73,3	43,52

Tableau (4.9). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $\beta=1,75$ $x/d = 0,50$.											
f_{ck} (N/mm ²)			20			24			32		
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	8,1	13,7	15,2	1,40	12,5	13,9	1,51	10,9	12,1	1,75
IPE 100	9,26	9,6	16,3	18,1	1,99	14,9	16,6	2,16	12,9	14,4	2,49
IPE 120	14,26	11,2	18,7	20,8	2,66	17,1	19,1	2,88	14,8	16,5	3,33
IPE 140	20,75	12,8	21,1	23,5	3,43	19,4	21,5	3,71	16,8	18,7	4,29
IPE 160	29,14	14,4	23,6	26,3	4,31	21,7	24,1	4,67	18,8	20,9	5,39
IPE 180	39,01	15,9	26,0	28,9	5,26	23,9	26,5	5,70	20,7	23,0	6,58
IPE 200	51,94	17,5	28,6	31,7	6,35	26,2	29,1	6,88	22,7	25,2	7,94
IPE 220	66,98	19,3	31,0	34,4	7,57	28,4	31,6	8,20	24,6	27,3	9,47
IPE 240	86,25	21,0	33,6	37,3	8,96	30,8	34,3	9,71	26,7	29,7	11,22
IPE 270	113,74	23,6	36,3	40,3	10,89	33,3	37,0	11,80	28,8	32,0	13,63
IPE 300	147,58	26,3	39,3	43,6	13,10	36,0	40,0	14,19	31,2	34,7	16,39
IPE 330	188,94	28,0	43,1	47,9	15,34	39,6	44,0	16,62	34,3	38,1	19,19
IPE 360	239,47	29,8	47,1	52,3	17,78	43,2	48,0	19,26	37,4	41,5	22,24
IPE 400	307,15	31,5	51,7	57,5	20,70	47,5	52,7	22,43	41,1	45,7	25,90
IPE 450	399,97	33,3	57,5	63,9	24,28	52,8	58,6	26,31	45,7	50,8	30,38
IPE 500	515,59	35,0	63,7	70,8	28,30	58,4	64,9	30,67	50,6	56,2	35,41
IPE 550	654,95	36,8	70,0	77,8	32,68	64,2	71,4	35,41	55,6	61,8	40,89
IPE 600	825,32	38,5	76,8	85,4	37,57	70,5	78,3	40,71	61,1	67,8	47,01

Tableau (4.10). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $\beta = 2,00$ $x/d = 0,50$.

f_{ck} (N/mm ²)			20			24			32		
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	9,2	12,8	14,2	1,49	11,7	13,0	1,62	10,2	11,3	1,87
IPE 100	9,26	11,0	15,2	16,9	2,13	14,0	15,5	2,31	12,1	13,4	2,66
IPE 120	14,26	12,8	17,5	19,4	2,84	16,0	17,8	3,08	13,9	15,4	3,56
IPE 140	20,75	14,6	19,8	22,0	3,66	18,1	20,1	3,97	15,7	17,4	4,59
IPE 160	29,14	16,4	22,1	24,6	4,61	20,3	22,5	4,99	17,6	19,5	5,76
IPE 180	39,01	18,2	24,3	27,0	5,62	22,3	24,8	6,09	19,3	21,5	7,04
IPE 200	51,94	20,0	26,7	29,7	6,79	24,5	27,2	7,35	21,2	23,6	8,49
IPE 220	66,98	22,0	29,0	32,2	8,09	26,6	29,5	8,77	23,0	25,6	10,13
IPE 240	86,25	24,0	31,4	34,9	9,58	28,8	32,0	10,38	25,0	27,8	11,99
IPE 270	113,74	27,0	34,0	37,7	11,64	31,2	34,6	12,62	27,0	30,0	14,57
IPE 300	147,58	30,0	36,7	40,8	14,00	33,7	37,5	15,17	29,2	32,4	17,52
IPE 330	188,94	32,0	40,3	44,8	16,40	37,0	41,1	17,76	32,1	35,6	20,51
IPE 360	239,47	34,0	44,0	48,9	19,00	40,4	44,9	20,59	35,0	38,9	23,78
IPE 400	307,15	36,0	48,4	53,8	22,13	44,4	49,3	23,98	38,5	42,7	27,68
IPE 450	399,97	38,0	53,8	59,8	25,96	49,3	54,8	28,13	42,7	47,5	32,48
IPE 500	515,59	40,0	59,6	66,2	30,26	54,6	60,7	32,79	47,3	52,6	37,86
IPE 550	654,95	42,0	65,5	72,8	34,94	60,1	66,8	37,86	52,0	57,8	43,72
IPE 600	825,32	44,0	71,9	79,9	40,17	65,9	73,3	43,52	57,1	63,5	50,25

Tableau (4.11). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $\beta = 2,25$ $x/d = 0,50$.

f_{ck} (N/mm ²)			20			24			32		
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	10,4	12,0	13,4	1,58	11,1	12,3	1,72	9,6	10,6	1,98
IPE 100	9,26	12,4	14,4	16,0	2,26	13,2	14,6	2,45	11,4	12,7	2,82
IPE 120	14,26	14,4	16,5	18,3	3,01	15,1	16,8	3,27	13,1	14,6	3,77
IPE 140	20,75	16,4	18,6	20,7	3,89	17,1	19,0	4,21	14,8	16,5	4,86
IPE 160	29,14	18,5	20,8	23,2	4,88	19,1	21,3	5,29	16,6	18,4	6,11
IPE 180	39,01	20,5	22,9	25,5	5,97	21,0	23,4	6,46	18,2	20,3	7,46
IPE 200	51,94	22,5	25,2	28,0	7,20	23,1	25,7	7,80	20,0	22,2	9,00
IPE 220	66,98	24,8	27,3	30,3	8,58	25,1	27,8	9,30	21,7	24,1	10,74
IPE 240	86,25	27,0	29,6	32,9	10,16	27,2	30,2	11,01	23,6	26,2	12,72
IPE 270	113,74	30,4	32,0	35,6	12,35	29,4	32,6	13,38	25,4	28,3	15,45
IPE 300	147,58	33,8	34,6	38,5	14,85	31,8	35,3	16,09	27,5	30,6	18,58
IPE 330	188,94	36,0	38,0	42,3	17,39	34,9	38,8	18,84	30,2	33,6	21,76
IPE 360	239,47	38,3	41,5	46,1	20,16	38,1	42,3	21,84	33,0	36,6	25,22
IPE 400	307,15	40,5	45,6	50,7	23,47	41,9	46,5	25,43	36,3	40,3	29,36
IPE 450	399,97	42,8	50,7	56,3	27,53	46,5	51,7	29,83	40,3	44,8	34,45
IPE 500	515,59	45,0	56,2	62,4	32,09	51,5	57,2	34,77	44,6	49,6	40,15
IPE 550	654,95	47,3	61,8	68,6	37,06	56,7	63,0	40,16	49,1	54,5	46,37
IPE 600	825,32	49,5	67,8	75,3	42,60	62,2	69,1	46,16	53,8	59,8	53,30

Tableau (4.12). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $\beta = 2,50$ $x/d = 0,50$.

f_{ck} (N/mm ²)			20			24			32		
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	11,5	11,4	12,7	1,67	10,5	11,6	1,81	9,1	10,1	2,09
IPE 100	9,26	13,8	13,6	15,1	2,38	12,5	13,9	2,58	10,8	12,0	2,98
IPE 120	14,26	16,0	15,6	17,4	3,18	14,3	15,9	3,44	12,4	13,8	3,98
IPE 140	20,75	18,3	17,7	19,6	4,10	16,2	18,0	4,44	14,0	15,6	5,13
IPE 160	29,14	20,5	19,8	22,0	5,15	18,1	20,2	5,58	15,7	17,5	6,44
IPE 180	39,01	22,8	21,8	24,2	6,29	20,0	22,2	6,81	17,3	19,2	7,87
IPE 200	51,94	25,0	23,9	26,5	7,59	21,9	24,4	8,22	19,0	21,1	9,49
IPE 220	66,98	27,5	25,9	28,8	9,05	23,8	26,4	9,81	20,6	22,9	11,32
IPE 240	86,25	30,0	28,1	31,2	10,71	25,8	28,7	11,61	22,3	24,8	13,41
IPE 270	113,74	33,8	30,4	33,7	13,02	27,9	31,0	14,11	24,1	26,8	16,29
IPE 300	147,58	37,5	32,9	36,5	15,65	30,2	33,5	16,96	26,1	29,0	19,58
IPE 330	188,94	40,0	36,1	40,1	18,33	33,1	36,8	19,86	28,7	31,9	22,93
IPE 360	239,47	42,5	39,4	43,7	21,25	36,1	40,1	23,02	31,3	34,8	26,58
IPE 400	307,15	45,0	43,3	48,1	24,74	39,7	44,1	26,81	34,4	38,2	30,95
IPE 450	399,97	47,5	48,1	53,5	29,02	44,1	49,0	31,45	38,2	42,5	36,31
IPE 500	515,59	50,0	53,3	59,2	33,83	48,9	54,3	36,66	42,3	47,0	42,33
IPE 550	654,95	52,5	58,6	65,1	39,06	53,7	59,7	42,33	46,5	51,7	48,88
IPE 600	825,32	55,0	64,3	71,4	44,91	59,0	65,5	48,66	51,1	56,8	56,19

iii) Présentation tabulée en utilisant les caractéristiques adoptées par CP110 :**a) Pour béton de sable :**

$f'c$ (N/mm ²)			Tableau (4.13). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $\beta = 1,50$ $x/d = 0,50$.								
			20			24			32		
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	6,9	13,0	14,5	1,53	12,0	13,3	1,65	10,3	11,5	1,93
IPE 100	9,26	8,3	15,5	17,3	2,18	14,3	15,9	2,35	12,3	13,7	2,75
IPE 120	14,26	9,6	17,8	19,8	2,91	16,4	18,2	3,15	14,1	15,7	3,68
IPE 140	20,75	11,0	20,2	22,4	3,75	18,5	20,6	4,06	16,0	17,8	4,74
IPE 160	29,14	12,3	22,6	25,1	4,72	20,7	23,0	5,10	17,9	19,9	5,96
IPE 180	39,01	13,7	24,8	27,6	5,76	22,8	25,3	6,22	19,7	21,9	7,28
IPE 200	51,94	15,0	27,3	30,3	6,95	25,0	27,8	7,51	21,6	24,0	8,78
IPE 220	66,98	16,5	29,6	32,8	8,29	27,1	30,2	8,96	23,4	26,0	10,47
IPE 240	86,25	18,0	32,1	35,6	9,81	29,5	32,7	10,61	25,4	28,2	12,40
IPE 270	113,74	20,3	34,6	38,5	11,93	31,8	35,4	12,89	27,5	30,5	15,07
IPE 300	147,58	22,5	37,5	41,6	14,34	34,4	38,3	15,50	29,7	33,0	18,12
IPE 330	188,94	24,0	41,2	45,7	16,79	37,8	42,0	18,15	32,6	36,2	21,22
IPE 360	239,47	25,5	44,9	49,9	19,46	41,2	45,8	21,03	35,6	39,5	24,59
IPE 400	307,15	27,0	49,4	54,9	22,66	45,4	50,4	24,49	39,1	43,5	28,63
IPE 450	399,97	28,5	54,9	61,0	26,58	50,4	56,0	28,73	43,5	48,3	33,59
IPE 500	515,59	30,0	60,8	67,5	30,99	55,8	62,0	33,49	48,2	53,5	39,16
IPE 550	654,95	31,5	66,8	74,2	35,78	61,4	68,2	38,67	53,0	58,9	45,22
IPE 600	825,32	33,0	73,3	81,5	41,13	67,4	74,8	44,46	58,1	64,6	51,98

Tableau (4.14). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $\beta = 1,75$ $x/d = 0,50$

$f'c$ (N/mm ²)			20			24			32		
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	8,1	12,1	13,4	1,65	11,1	12,3	1,78	9,6	10,6	2,09
IPE 100	9,26	9,6	14,4	16,0	2,35	13,2	14,7	2,54	11,4	12,7	2,97
IPE 120	14,26	11,2	16,5	18,3	3,14	15,2	16,9	3,40	13,1	14,5	3,97
IPE 140	20,75	12,8	18,7	20,7	4,05	17,1	19,1	4,38	14,8	16,4	5,12
IPE 160	29,14	14,4	20,9	23,2	5,09	19,2	21,3	5,51	16,6	18,4	6,44
IPE 180	39,01	15,9	23,0	25,5	6,22	21,1	23,5	6,72	18,2	20,2	7,86
IPE 200	51,94	17,5	25,2	28,0	7,51	23,2	25,8	8,11	20,0	22,2	9,48
IPE 220	66,98	19,3	27,4	30,4	8,95	25,1	27,9	9,68	21,7	24,1	11,31
IPE 240	86,25	21,0	29,7	33,0	10,60	27,3	30,3	11,46	23,5	26,2	13,40
IPE 270	113,74	23,6	32,1	35,6	12,88	29,5	32,7	13,92	25,4	28,2	16,28
IPE 300	147,58	26,3	34,7	38,6	15,49	31,9	35,4	16,74	27,5	30,6	19,57
IPE 330	188,94	28,0	38,1	42,3	18,14	35,0	38,9	19,60	30,2	33,6	22,92
IPE 360	239,47	29,8	41,6	46,2	21,02	38,2	42,4	22,72	32,9	36,6	26,56
IPE 400	307,15	31,5	45,7	50,8	24,48	42,0	46,7	26,45	36,2	40,3	30,93
IPE 450	399,97	33,3	50,8	56,4	28,71	46,7	51,9	31,03	40,3	44,7	36,29
IPE 500	515,59	35,0	56,3	62,5	33,47	51,7	57,4	36,17	44,6	49,5	42,30
IPE 550	654,95	36,8	61,9	68,7	38,65	56,8	63,1	41,77	49,0	54,5	48,84
IPE 600	825,32	38,5	67,9	75,4	44,43	62,4	69,3	48,02	53,8	59,8	56,14

Tableau (4.15). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $\beta = 2,00$ $x/d = 0,50$.

$f'c$ (N/mm ²)			20			24			32		
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	9,2	11,3	12,5	1,77	10,4	11,5	1,91	8,9	9,9	2,23
IPE 100	9,26	11,0	13,5	14,9	2,52	12,4	13,7	2,72	10,7	11,9	3,18
IPE 120	14,26	12,8	15,4	17,2	3,36	14,2	15,8	3,63	12,2	13,6	4,25
IPE 140	20,75	14,6	17,5	19,4	4,33	16,0	17,8	4,68	13,8	15,4	5,48
IPE 160	29,14	16,4	19,5	21,7	5,45	17,9	19,9	5,89	15,5	17,2	6,88
IPE 180	39,01	18,2	21,5	23,9	6,65	19,7	21,9	7,19	17,0	18,9	8,40
IPE 200	51,94	20,0	23,6	26,2	8,02	21,7	24,1	8,67	18,7	20,8	10,14
IPE 220	66,98	22,0	25,6	28,4	9,57	23,5	26,1	10,34	20,3	22,5	12,09
IPE 240	86,25	24,0	27,8	30,9	11,33	25,5	28,4	12,25	22,0	24,5	14,32
IPE 270	113,74	27,0	30,0	33,3	13,77	27,6	30,6	14,88	23,8	26,4	17,40
IPE 300	147,58	30,0	32,5	36,1	16,56	29,8	33,1	17,89	25,7	28,6	20,92
IPE 330	188,94	32,0	35,6	39,6	19,39	32,7	36,4	20,95	28,3	31,4	24,50
IPE 360	239,47	34,0	38,9	43,2	22,47	35,7	39,7	24,29	30,8	34,2	28,40
IPE 400	307,15	36,0	42,8	47,5	26,17	39,3	43,6	28,28	33,9	37,7	33,06
IPE 450	399,97	38,0	47,5	52,8	30,70	43,7	48,5	33,18	37,7	41,9	38,79
IPE 500	515,59	40,0	52,6	58,5	35,78	48,3	53,7	38,67	41,7	46,3	45,22
IPE 550	654,95	42,0	57,9	64,3	41,32	53,2	59,1	44,65	45,9	51,0	52,21
IPE 600	825,32	44,0	63,5	70,6	47,50	58,3	64,8	51,33	50,3	55,9	60,02

Tableau (4.16). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $\beta = 2,25$ $x/d = 0,50$.

$f'c$ (N/mm ²)			20			24			32		
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	10,4	10,6	11,8	1,87	9,8	10,9	2,02	8,4	9,4	2,37
IPE 100	9,26	12,4	12,7	14,1	2,67	11,7	12,9	2,88	10,1	11,2	3,37
IPE 120	14,26	14,4	14,6	16,2	3,56	13,4	14,9	3,85	11,5	12,8	4,50
IPE 140	20,75	16,4	16,5	18,3	4,60	15,1	16,8	4,97	13,0	14,5	5,81
IPE 160	29,14	18,5	18,4	20,5	5,78	16,9	18,8	6,24	14,6	16,2	7,30
IPE 180	39,01	20,5	20,3	22,5	7,05	18,6	20,7	7,62	16,1	17,8	8,91
IPE 200	51,94	22,5	22,3	24,7	8,51	20,4	22,7	9,20	17,6	19,6	10,75
IPE 220	66,98	24,8	24,1	26,8	10,15	22,2	24,6	10,97	19,1	21,3	12,83
IPE 240	86,25	27,0	26,2	29,1	12,02	24,1	26,7	12,99	20,8	23,1	15,19
IPE 270	113,74	30,4	28,3	31,4	14,61	26,0	28,9	15,79	22,4	24,9	18,46
IPE 300	147,58	33,8	30,6	34,0	17,56	28,1	31,2	18,98	24,3	27,0	22,19
IPE 330	188,94	36,0	33,6	37,3	20,56	30,9	34,3	22,22	26,6	29,6	25,99
IPE 360	239,47	38,3	36,7	40,7	23,84	33,7	37,4	25,76	29,1	32,3	30,12
IPE 400	307,15	40,5	40,3	44,8	27,75	37,0	41,1	29,99	32,0	35,5	35,07
IPE 450	399,97	42,8	44,8	49,8	32,56	41,2	45,7	35,19	35,5	39,5	41,14
IPE 500	515,59	45,0	49,6	55,1	37,95	45,6	50,6	41,02	39,3	43,7	47,96
IPE 550	654,95	47,3	54,6	60,6	43,82	50,1	55,7	47,36	43,2	48,1	55,38
IPE 600	825,32	49,5	59,9	66,5	50,38	55,0	61,1	54,45	47,5	52,7	63,66

Tableau (4.17). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $\beta = 2,50$ $x/d = 0,50$.

$f'c$ (N/mm ²)			20			24			32		
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	11,5	10,1	11,2	1,97	9,3	10,3	2,13	8,0	8,9	2,49
IPE 100	9,26	13,8	12,0	13,4	2,81	11,1	12,3	3,04	9,5	10,6	3,55
IPE 120	14,26	16,0	13,8	15,3	3,76	12,7	14,1	4,06	11,0	12,2	4,75
IPE 140	20,75	18,3	15,6	17,4	4,85	14,3	15,9	5,24	12,4	13,8	6,12
IPE 160	29,14	20,5	17,5	19,4	6,09	16,1	17,8	6,58	13,9	15,4	7,69
IPE 180	39,01	22,8	19,2	21,4	7,44	17,7	19,6	8,04	15,2	16,9	9,40
IPE 200	51,94	25,0	21,1	23,5	8,97	19,4	21,5	9,70	16,7	18,6	11,34
IPE 220	66,98	27,5	22,9	25,4	10,70	21,0	23,4	11,57	18,1	20,2	13,52
IPE 240	86,25	30,0	24,8	27,6	12,67	22,8	25,4	13,69	19,7	21,9	16,01
IPE 270	113,74	33,8	26,8	29,8	15,40	24,7	27,4	16,64	21,3	23,6	19,45
IPE 300	147,58	37,5	29,0	32,3	18,51	26,7	29,6	20,00	23,0	25,6	23,39
IPE 330	188,94	40,0	31,9	35,4	21,68	29,3	32,5	23,43	25,3	28,1	27,39
IPE 360	239,47	42,5	34,8	38,6	25,13	31,9	35,5	27,15	27,6	30,6	31,75
IPE 400	307,15	45,0	38,2	42,5	29,25	35,1	39,0	31,62	30,3	33,7	36,97
IPE 450	399,97	47,5	42,5	47,2	34,32	39,0	43,4	37,09	33,7	37,4	43,37
IPE 500	515,59	50,0	47,1	52,3	40,00	43,2	48,0	43,24	37,3	41,5	50,55
IPE 550	654,95	52,5	51,8	57,5	46,19	47,5	52,8	49,93	41,0	45,6	58,37
IPE 600	825,32	55,0	56,8	63,1	53,10	52,2	58,0	57,39	45,0	50,0	67,11

b) Pour béton ordinaire :**Tableau (4.18).** Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $\beta=1,50$ $x/d = 0,50$.

f_{cu} (N/mm ²)			25			30			40		
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	6,9	14,4	16,0	1,36	13,1	14,6	1,49	11,4	12,6	1,72
IPE 100	9,26	8,3	17,1	19,0	1,94	15,6	17,4	2,13	13,6	15,1	2,45
IPE 120	14,26	9,6	19,7	21,9	2,59	17,9	19,9	2,84	15,6	17,3	3,27
IPE 140	20,75	11,0	22,2	24,7	3,34	20,3	22,5	3,66	17,6	19,5	4,22
IPE 160	29,14	12,3	24,9	27,6	4,19	22,7	25,2	4,60	19,7	21,9	5,30
IPE 180	39,01	13,7	27,4	30,4	5,12	25,0	27,7	5,62	21,7	24,1	6,47
IPE 200	51,94	15,0	30,1	33,4	6,18	27,4	30,4	6,78	23,8	26,4	7,81
IPE 220	66,98	16,5	32,6	36,2	7,37	29,7	33,0	8,09	25,8	28,6	9,31
IPE 240	86,25	18,0	35,4	39,3	8,72	32,3	35,8	9,58	28,0	31,1	11,03
IPE 270	113,74	20,3	38,2	42,5	10,60	34,8	38,7	11,64	30,2	33,6	13,40
IPE 300	147,58	22,5	41,3	45,9	12,75	37,7	41,9	13,99	32,7	36,3	16,11
IPE 330	188,94	24,0	45,4	50,4	14,93	41,4	46,0	16,39	35,9	39,9	18,87
IPE 360	239,47	25,5	49,5	55,0	17,30	45,1	50,2	19,00	39,2	43,5	21,87
IPE 400	307,15	27,0	54,5	60,5	20,14	49,6	55,2	22,12	43,1	47,9	25,46
IPE 450	399,97	28,5	60,5	67,3	23,63	55,2	61,3	25,95	47,9	53,2	29,87
IPE 500	515,59	30,0	67,0	74,5	27,55	61,1	67,9	30,25	53,0	58,9	34,82
IPE 550	654,95	31,5	73,7	81,9	31,81	67,2	74,7	34,93	58,3	64,8	40,21
IPE 600	825,32	33,0	80,9	89,9	36,57	73,7	81,9	40,15	64,0	71,1	46,23

Tableau (4.19). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $\beta=1,75$ $x/d = 0,50$.

f_{cu} (N/mm ²)			25			30			40		
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	8,1	13,3	14,8	1,47	12,1	13,5	1,61	10,5	11,7	1,86
IPE 100	9,26	9,6	15,9	17,6	2,09	14,5	16,1	2,30	12,5	13,9	2,64
IPE 120	14,26	11,2	18,2	20,2	2,79	16,6	18,4	3,07	14,4	16,0	3,53
IPE 140	20,75	12,8	20,6	22,9	3,60	18,8	20,9	3,96	16,3	18,1	4,56
IPE 160	29,14	14,4	23,0	25,6	4,53	21,0	23,3	4,97	18,2	20,2	5,72
IPE 180	39,01	15,9	25,3	28,2	5,53	23,1	25,7	6,07	20,0	22,3	6,99
IPE 200	51,94	17,5	27,8	30,9	6,67	25,4	28,2	7,33	22,0	24,5	8,43
IPE 220	66,98	19,3	30,2	33,5	7,96	27,5	30,6	8,74	23,9	26,5	10,06
IPE 240	86,25	21,0	32,8	36,4	9,42	29,9	33,2	10,35	25,9	28,8	11,91
IPE 270	113,74	23,6	35,4	39,3	11,45	32,3	35,8	12,57	28,0	31,1	14,48
IPE 300	147,58	26,3	38,3	42,5	13,77	34,9	38,8	15,12	30,3	33,6	17,40
IPE 330	188,94	28,0	42,0	46,7	16,12	38,3	42,6	17,70	33,2	36,9	20,38
IPE 360	239,47	29,8	45,8	50,9	18,69	41,8	46,4	20,52	36,3	40,3	23,62
IPE 400	307,15	31,5	50,4	56,0	21,76	46,0	51,1	23,89	39,9	44,3	27,50
IPE 450	399,97	33,3	56,0	62,3	25,53	51,1	56,8	28,03	44,3	49,2	32,27
IPE 500	515,59	35,0	62,1	68,9	29,75	56,6	62,9	32,67	49,1	54,5	37,61
IPE 550	654,95	36,8	68,2	75,8	34,36	62,2	69,1	37,72	54,0	60,0	43,43
IPE 600	825,32	38,5	74,9	83,2	39,50	68,3	75,9	43,37	59,2	65,8	49,93

Tableau (4.20). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $\beta = 2,00$ $x/d = 0,50$.

f_{cu} (N/mm ²)			25			30			40		
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	9,2	12,4	13,8	1,57	11,4	12,6	1,72	9,8	10,9	1,98
IPE 100	9,26	11,0	14,8	16,5	2,24	13,5	15,0	2,46	11,7	13,0	2,83
IPE 120	14,26	12,8	17,0	18,9	2,99	15,5	17,3	3,28	13,5	15,0	3,78
IPE 140	20,75	14,6	19,3	21,4	3,85	17,6	19,5	4,23	15,2	16,9	4,87
IPE 160	29,14	16,4	21,5	23,9	4,84	19,6	21,8	5,32	17,0	18,9	6,12
IPE 180	39,01	18,2	23,7	26,3	5,91	21,6	24,0	6,49	18,7	20,8	7,47
IPE 200	51,94	20,0	26,0	28,9	7,13	23,7	26,4	7,83	20,6	22,9	9,02
IPE 220	66,98	22,0	28,2	31,4	8,51	25,7	28,6	9,34	22,3	24,8	10,76
IPE 240	86,25	24,0	30,6	34,0	10,07	27,9	31,0	11,06	24,2	26,9	12,74
IPE 270	113,74	27,0	33,1	36,8	12,24	30,2	33,5	13,44	26,2	29,1	15,47
IPE 300	147,58	30,0	35,8	39,8	14,72	32,6	36,3	16,16	28,3	31,5	18,60
IPE 330	188,94	32,0	39,3	43,7	17,23	35,8	39,8	18,92	31,1	34,5	21,79
IPE 360	239,47	34,0	42,9	47,7	19,98	39,1	43,4	21,93	33,9	37,7	25,25
IPE 400	307,15	36,0	47,2	52,4	23,26	43,0	47,8	25,54	37,3	41,4	29,40
IPE 450	399,97	38,0	52,4	58,2	27,29	47,8	53,1	29,96	41,5	46,1	34,50
IPE 500	515,59	40,0	58,0	64,5	31,81	52,9	58,8	34,92	45,9	51,0	40,21
IPE 550	654,95	42,0	63,8	70,9	36,73	58,2	64,7	40,33	50,5	56,1	46,43
IPE 600	825,32	44,0	70,0	77,8	42,22	63,9	71,0	46,36	55,4	61,5	53,38

Tableau (4.21). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $\beta = 2,25$ $x/d = 0,50$

f_{cu} (N/mm ²)			25			30			40		
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	10,4	11,7	13,0	1,66	10,7	11,9	1,83	9,3	10,3	2,10
IPE 100	9,26	12,4	14,0	15,5	2,37	12,8	14,2	2,60	11,1	12,3	3,00
IPE 120	14,26	14,4	16,1	17,8	3,17	14,6	16,3	3,48	12,7	14,1	4,01
IPE 140	20,75	16,4	18,2	20,2	4,09	16,6	18,4	4,49	14,4	16,0	5,17
IPE 160	29,14	18,5	20,3	22,6	5,14	18,5	20,6	5,64	16,1	17,9	6,49
IPE 180	39,01	20,5	22,4	24,8	6,27	20,4	22,6	6,88	17,7	19,6	7,93
IPE 200	51,94	22,5	24,5	27,3	7,57	22,4	24,9	8,31	19,4	21,6	9,56
IPE 220	66,98	24,8	26,6	29,6	9,02	24,3	27,0	9,91	21,0	23,4	11,41
IPE 240	86,25	27,0	28,9	32,1	10,69	26,3	29,3	11,73	22,8	25,4	13,51
IPE 270	113,74	30,4	31,2	34,7	12,98	28,4	31,6	14,26	24,7	27,4	16,41
IPE 300	147,58	33,8	33,8	37,5	15,61	30,8	34,2	17,14	26,7	29,7	19,73
IPE 330	188,94	36,0	37,1	41,2	18,28	33,8	37,5	20,07	29,3	32,6	23,11
IPE 360	239,47	38,3	40,4	44,9	21,19	36,9	41,0	23,27	32,0	35,5	26,79
IPE 400	307,15	40,5	44,5	49,4	24,67	40,5	45,0	27,09	35,2	39,1	31,19
IPE 450	399,97	42,8	49,4	54,9	28,94	45,1	50,1	31,78	39,1	43,4	36,59
IPE 500	515,59	45,0	54,7	60,8	33,74	49,9	55,4	37,04	43,3	48,1	42,65
IPE 550	654,95	47,3	60,2	66,9	38,96	54,9	61,0	42,77	47,6	52,9	49,25
IPE 600	825,32	49,5	66,0	73,4	44,78	60,2	66,9	49,17	52,2	58,0	56,61

Tableau (4.22). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $\beta = 2,50$ $x/d = 0,50$

f_{cu} (N/mm ²)			25			30			40		
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	11,5	11,1	12,4	1,75	10,2	11,3	1,93	8,8	9,8	2,22
IPE 100	9,26	13,8	13,3	14,7	2,50	12,1	13,4	2,75	10,5	11,7	3,16
IPE 120	14,26	16,0	15,2	16,9	3,34	13,9	15,4	3,67	12,1	13,4	4,22
IPE 140	20,75	18,3	17,2	19,1	4,31	15,7	17,5	4,73	13,6	15,1	5,45
IPE 160	29,14	20,5	19,3	21,4	5,41	17,6	19,5	5,94	15,2	16,9	6,84
IPE 180	39,01	22,8	21,2	23,6	6,61	19,3	21,5	7,26	16,8	18,6	8,36
IPE 200	51,94	25,0	23,3	25,9	7,97	21,2	23,6	8,76	18,4	20,5	10,08
IPE 220	66,98	27,5	25,2	28,1	9,51	23,0	25,6	10,44	20,0	22,2	12,03
IPE 240	86,25	30,0	27,4	30,4	11,26	25,0	27,8	12,37	21,7	24,1	14,24
IPE 270	113,74	33,8	29,6	32,9	13,69	27,0	30,0	15,03	23,4	26,0	17,30
IPE 300	147,58	37,5	32,0	35,6	16,45	29,2	32,4	18,07	25,3	28,1	20,80
IPE 330	188,94	40,0	35,2	39,1	19,27	32,1	35,6	21,16	27,8	30,9	24,36
IPE 360	239,47	42,5	38,4	42,6	22,34	35,0	38,9	24,52	30,3	33,7	28,24
IPE 400	307,15	45,0	42,2	46,9	26,01	38,5	42,7	28,55	33,4	37,1	32,87
IPE 450	399,97	47,5	46,9	52,1	30,51	42,7	47,5	33,50	37,1	41,2	38,57
IPE 500	515,59	50,0	51,9	57,7	35,56	47,3	52,6	39,05	41,1	45,6	44,96
IPE 550	654,95	52,5	57,1	63,4	41,06	52,0	57,8	45,09	45,2	50,2	51,91
IPE 600	825,32	55,0	62,7	69,6	47,21	57,1	63,5	51,83	49,5	55,0	59,68

4.4.2. Sections doublement armées

4.4.2.1. Méthode de calcul

Les sections des poutres en béton armé utilisées en pratique sont en général doublement armées (c'est-à-dire avec armatures de montage), leurs conception doit être aussi sous armées ($x/d \leq 0,50$), la détermination des dimensions b_c et h_c , ainsi que la quantité d'armatures tendues, A_s , et comprimées, A'_s , doit passer par les étapes suivantes :

- Les données du problème sont :
 - Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés, tel que f_{ck} et f_{yk} ;
 - Le moment ultime exercé qui est pris égal à M_p d'un profilé donné ;
 - Les dimensions et les armatures tendues des sections simplement armées obtenues (b_c, h_c, A_s)
- L'approche dans cette partie est analytique ; la détermination des quantités d'armatures tendues et comprimées ainsi que le moment plastique peuvent être obtenus analytiquement en prenant un bloc rectangulaires simplifié basé sur le principe de Whitney et adopté par l'Eurocode 2 et précédemment par le BAEL, figure (4.5), et un diagramme bilinéaire pour les aciers et avec un module d'élasticité constant, $E_s = 200 \text{ KN/mm}^2$.

L'Eurocode 2 préconise pour les aciers tendus et comprimés de travailler dans le domaine plastique et ce après un certain point pour palier la différence existe entre un diagramme bilinéaire et trinéaire.

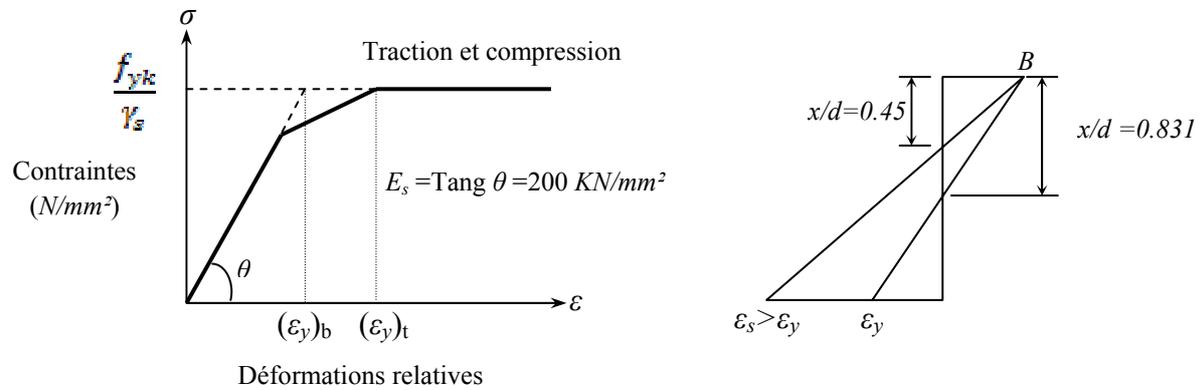


Figure (4.5). Principe des limites de x/d préconisées par l'Eurocode 2

En effet en principe pour que les aciers travaillent dans le domaine plastique il faudrait que :

- $x/d \leq 0.831$ pour $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$

L'Eurocode 2 [8,13] préconise quant à lui deux limites en fonction de la classe de béton en question

$$f_{ck} < 35 \text{ N/mm}^2, x/d \leq 0.45, \text{ c'est-à-dire pour } f_{cu} < 44 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} > 35 \text{ N/mm}^2, x/d \leq 0.35, \text{ c'est-à-dire pour } f_{cu} > 44 \text{ N/mm}^2$$

Par ailleurs ces limites ont trait aussi à la possibilité de pouvoir assurer une redistribution des moments dans le calcul plastique des structures.

Pour une section rectangulaire en béton simplement armée on calcule le moment résistant :

$$z = d - 0.4 x$$

Avec

$$x = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} d$$

La conception des sections doublement armées est établie à la limite de $x/d = 0.50$, (cette limite de 0.50 au lieu de 0.45 a été prise à dessin pour pouvoir effectuer une comparaison avec la caractérisation obtenue), où en assure que les armatures tendues et comprimées travaillent dans le domaine plastique, (ε_{sc} et $\varepsilon_{st} > \varepsilon_y$, $\varepsilon_{cc}(BO) = 0.0035$, $\varepsilon_{cc}(BDS) = 0.005$) et c'est l'exploitation au maximum des matériaux utilisés.

$M_{ur} = F_{cc} z$, avec :

Béton ordinaire : $F_{cc} = 0.567f_{ck}.0.8 b x$

$$\text{Moment résistant de la section : } M_{ur1} = 0.181 f_{ck} b d^2 \quad (4.5)$$

Béton de sable : $F_{cc} = 0.67 f_{ck} .0.8 b.x$

$$\text{Moment résistant de la section : } M_{ur1} = 0.214 f_{ck} b d^2 \quad (4.5)$$

Lorsque $M_u \leq M_{ur1}$, il convient de redimensionner la section de béton (ordinaire et sable), on substitue la valeur de d par $d_{mod} = 0.9 d$ jusqu'à ce M_u (moment extérieur exercé et qui pris égal à M_p d'un profilé donné) soit supérieur à M_{ur2} (moment résistant de la section) d'où en prévoit des armatures comprimées. Le calcul des sections doublement armées permet d'évaluer le taux de diminution de la hauteur utile d .

D'après l'équilibre des moments internes la quantité d'armatures comprimées, A'_s , est donnée par :

- Béton ordinaire
$$A'_s = \frac{M_u - 0.181 f_{ck} b d_{mod}^2}{0.87 f_{yk} (d - d')} \quad (4.6)$$

- *Béton de sable*
$$A'_s = \frac{M_u - 0.214 f_{ck} b d_{mod}^2}{0.87 f_{yk} (d - d')} \quad (3.23)$$

on sait que $d'/d = 0.10$, d'où :

- Béton ordinaire
$$A'_s = \frac{M_u - 0.181 f_{ck} b d_{mod}^2}{0.783 d_{mod} f_{yk}} \quad (4.7)$$

- *Béton de sable*
$$A'_s = \frac{M_u - 0.214 f_{ck} b d_{mod}^2}{0.783 d_{mod} f_{yk}}$$

D'après l'équilibre des forces, la quantité d'armatures tendues est donnée par :

- Béton ordinaire
$$A_s = \frac{0.227 f_{ck} b d_{mod} + 0.87 f_{yk} A'_s}{0.87 f_{yk}} \quad (4.8)$$

- *Béton de sable*
$$A_s = \frac{0.268 f_{ck} b d_{mod} + 0.87 f_{yk} A'_s}{0.87 f_{yk}} \quad (4.8)$$

4.4.2.2. Organigramme de calcul

Un programme de calcul automatique a été établi pour déterminer les taux d’armatures tendues et comprimées ainsi que les nouvelles dimensions des sections doublement armées, cet organigramme est représenté par la figure (4.6).

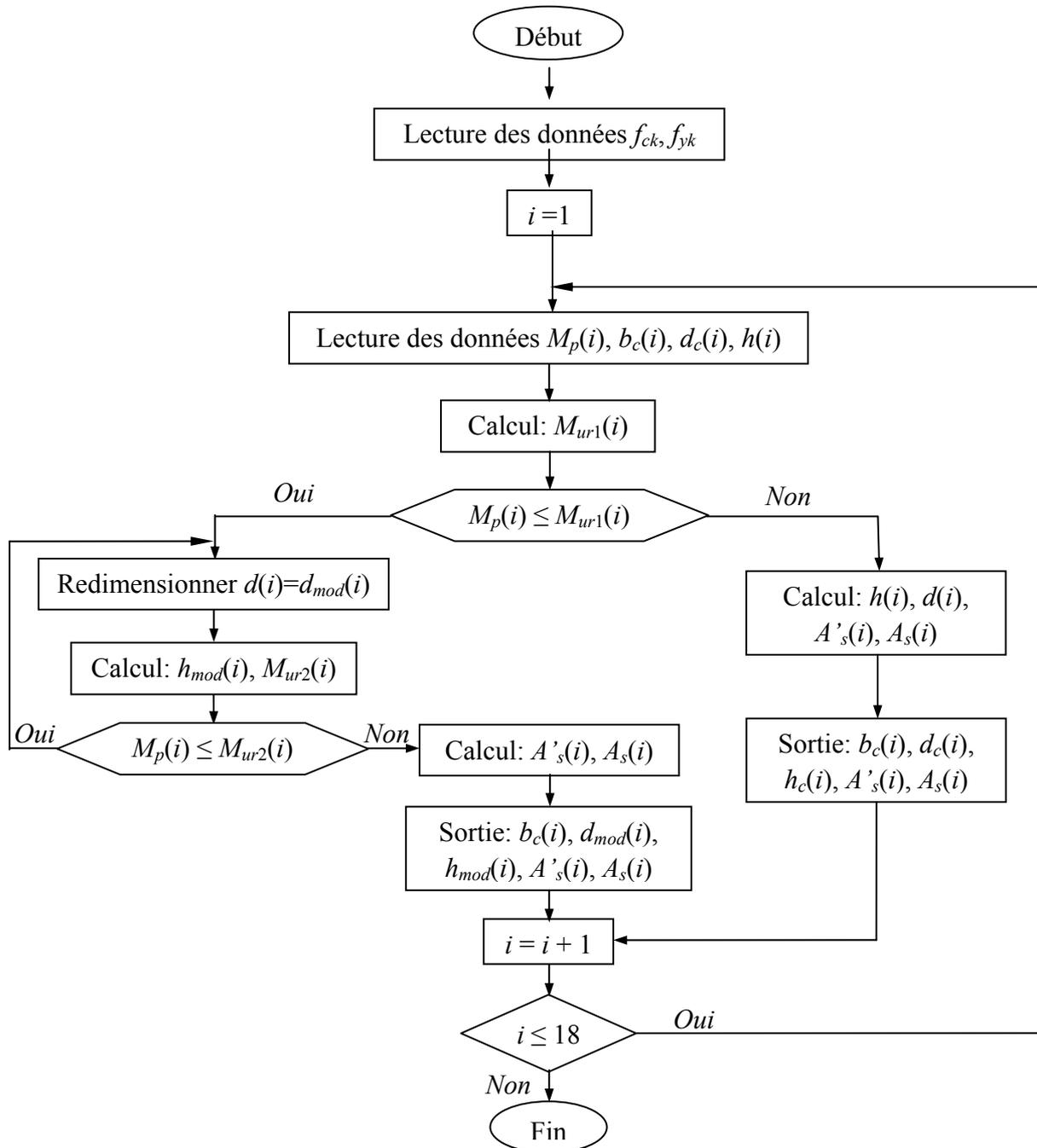


Figure (4.6). Organigramme de calcul de sections rectangulaires doublement armées

4.4.2.3. Résultats

i) Introduction

Les tableaux (4.18) à (4.62) présentent les résultats obtenus par les calculs effectués en tenant compte à chaque fois de tous les paramètres influents à savoir la variation de la résistance caractéristique du béton, f_{ck} , et la variation de la contrainte d'écoulement des aciers d'armatures, f_{yk} , et ce pour les cinq valeurs du rapport géométrique β .

ii) Présentation tabulée

A) Présentation tabulée en utilisant les caractéristiques adoptées par l'Eurocode2 :

a) Pour béton de sable :

Tableau (4.23). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : avec : $\beta = 1,50$ et $x/d = 0,50$								
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	M_{ur2} (KN.m)	d_{mod} (cm)	h_{mod} (cm)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)
<i>IPE</i> 80	5,45	6,9	13,6	4,60	13,6	15,1	1,6	0,22
<i>IPE</i> 100	9,26	8,3	16,2	7,82	16,2	18,0	2,3	0,32
<i>IPE</i> 120	14,26	9,6	18,6	12,00	18,6	20,6	3,0	0,42
<i>IPE</i> 140	20,75	11,0	21,0	17,50	21,0	23,3	3,9	0,55
<i>IPE</i> 160	29,14	12,3	23,5	24,60	23,5	26,1	4,9	0,69
<i>IPE</i> 180	39,01	13,7	25,9	33,00	25,9	28,7	6,0	0,84
<i>IPE</i> 200	51,94	15,0	28,4	43,80	28,4	31,5	7,2	1,01
<i>IPE</i> 220	66,98	16,5	30,8	56,60	30,8	34,2	8,6	1,21
<i>IPE</i> 240	86,25	18,0	33,4	72,70	33,4	37,1	10,2	1,43
<i>IPE</i> 270	113,74	20,3	36,1	95,00	36,1	40,1	12,4	1,74
<i>IPE</i> 300	147,58	22,5	39,0	124,00	39,0	43,4	14,9	2,09
<i>IPE</i> 330	188,94	24,0	42,9	160,00	42,9	47,6	17,5	2,45
<i>IPE</i> 360	239,47	25,5	46,8	202,00	46,8	52,0	20,3	2,84
<i>IPE</i> 400	307,15	27,0	51,4	258,00	51,4	57,1	23,6	3,31
<i>IPE</i> 450	399,97	28,5	57,2	337,00	57,2	63,5	27,7	3,88
<i>IPE</i> 500	515,59	30,0	63,3	435,00	63,3	70,3	32,3	4,52
<i>IPE</i> 550	654,95	31,5	69,6	552,00	69,6	77,3	37,3	5,22
<i>IPE</i> 600	825,32	33,0	76,4	697,00	76,4	84,9	42,8	6,00

Tableau (4.24). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour :
avec : $\beta = 1,75$ et $x/d = 0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	M_{ur2} (KN.m)	d_{mod} (cm)	h_{mod} (cm)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)
IPE 80	5,45	8,1	12,6	4,60	12,6	14,0	1,7	0,24
IPE 100	9,26	9,6	15,0	7,82	15,0	16,6	2,5	0,34
IPE 120	14,26	11,2	17,2	12,00	17,2	19,1	3,3	0,46
IPE 140	20,75	12,8	19,4	17,50	19,4	21,6	4,2	0,59
IPE 160	29,14	14,4	21,8	24,60	21,8	24,2	5,3	0,74
IPE 180	39,01	15,9	23,9	33,00	23,9	26,6	6,5	0,91
IPE 200	51,94	17,5	26,3	43,80	26,3	29,2	7,8	1,09
IPE 220	66,98	19,3	28,5	56,60	28,5	31,7	9,3	1,31
IPE 240	86,25	21,0	30,9	72,70	30,9	34,4	11,0	1,55
IPE 270	113,74	23,6	33,4	95,00	33,4	37,1	13,4	1,88
IPE 300	147,58	26,3	36,1	124,00	36,1	40,2	16,1	2,26
IPE 330	188,94	28,0	39,7	160,00	39,7	44,1	18,9	2,65
IPE 360	239,47	29,8	43,3	202,00	43,3	48,1	21,9	3,07
IPE 400	307,15	31,5	47,6	258,00	47,6	52,9	25,5	3,57
IPE 450	399,97	33,3	52,9	337,00	52,9	58,8	29,9	4,19
IPE 500	515,59	35,0	58,6	435,00	58,6	65,1	34,9	4,88
IPE 550	654,95	36,8	64,4	552,00	64,4	71,6	40,3	5,64
IPE 600	825,32	38,5	70,7	697,00	70,7	78,6	46,3	6,48

Tableau (4.25). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour :
avec : $\beta = 2,00$ et $x/d = 0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	M_{ur2} (KN.m)	d_{mod} (cm)	h_{mod} (cm)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)
IPE 80	5,45	9,2	11,8	4,60	11,8	13,1	1,8	0,26
IPE 100	9,26	11,0	14,0	7,82	14,0	15,6	2,6	0,37
IPE 120	14,26	12,8	16,1	12,00	16,1	17,9	3,5	0,49
IPE 140	20,75	14,6	18,2	17,50	18,2	20,2	4,5	0,63
IPE 160	29,14	16,4	20,3	24,60	20,3	22,6	5,7	0,79
IPE 180	39,01	18,2	22,4	33,00	22,4	24,9	6,9	0,97
IPE 200	51,94	20,0	24,6	43,80	24,6	27,3	8,4	1,17
IPE 220	66,98	22,0	26,7	56,60	26,7	29,6	10,0	1,40
IPE 240	86,25	24,0	28,9	72,70	28,9	32,1	11,8	1,65
IPE 270	113,74	27,0	31,3	95,00	31,3	34,7	14,3	2,01
IPE 300	147,58	30,0	33,8	124,00	33,8	37,6	17,2	2,42
IPE 330	188,94	32,0	37,1	160,00	37,1	41,2	20,2	2,83
IPE 360	239,47	34,0	40,5	202,00	40,5	45,0	23,4	3,28
IPE 400	307,15	36,0	44,5	258,00	44,5	49,5	27,3	3,82
IPE 450	399,97	38,0	49,5	337,00	49,5	55,0	32,0	4,48
IPE 500	515,59	40,0	54,8	435,00	54,8	60,9	37,3	5,22
IPE 550	654,95	42,0	60,3	552,00	60,3	67,0	43,0	6,03
IPE 600	825,32	44,0	66,1	697,00	66,1	73,5	49,5	6,93

Tableau (4.26). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour :
avec : $\beta = 2, 25$ et $x/d = 0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	M_{ur2} (KN.m)	d_{mod} (cm)	h_{mod} (cm)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)
IPE 80	5,45	10,4	11,1	4,60	11,1	12,3	2,0	0,27
IPE 100	9,26	12,4	13,2	7,82	13,2	14,7	2,8	0,39
IPE 120	14,26	14,4	15,2	12,00	15,2	16,9	3,7	0,52
IPE 140	20,75	16,4	17,1	17,50	17,1	19,1	4,8	0,67
IPE 160	29,14	18,5	19,2	24,60	19,2	21,3	6,0	0,84
IPE 180	39,01	20,5	21,1	33,00	21,1	23,5	7,3	1,03
IPE 200	51,94	22,5	23,2	43,80	23,2	25,8	8,9	1,24
IPE 220	66,98	24,8	25,1	56,60	25,1	27,9	10,6	1,48
IPE 240	86,25	27,0	27,3	72,70	27,3	30,3	12,5	1,75
IPE 270	113,74	30,4	29,5	95,00	29,5	32,7	15,2	2,13
IPE 300	147,58	33,8	31,9	124,00	31,9	35,4	18,3	2,56
IPE 330	188,94	36,0	35,0	160,00	35,0	38,9	21,4	3,00
IPE 360	239,47	38,3	38,2	202,00	38,2	42,4	24,8	3,48
IPE 400	307,15	40,5	42,0	258,00	42,0	46,7	28,9	4,05
IPE 450	399,97	42,8	46,7	337,00	46,7	51,9	33,9	4,75
IPE 500	515,59	45,0	51,7	435,00	51,7	57,4	39,5	5,54
IPE 550	654,95	47,3	56,8	552,00	56,8	63,1	45,6	6,39
IPE 600	825,32	49,5	62,4	697,00	62,4	69,3	52,5	7,35

Tableau (4.27). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour :
avec : $\beta = 2, 50$ et $x/d = 0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	M_{ur2} (KN.m)	d_{mod} (cm)	h_{mod} (cm)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)
IPE 80	5,45	11,5	10,5	4,60	10,5	11,7	2,1	0,29
IPE 100	9,26	13,8	12,5	7,82	12,5	13,9	2,9	0,41
IPE 120	14,26	16,0	14,4	12,00	14,4	16,0	3,9	0,55
IPE 140	20,75	18,3	16,3	17,50	16,3	18,1	5,0	0,71
IPE 160	29,14	20,5	18,2	24,60	18,2	20,2	6,3	0,89
IPE 180	39,01	22,8	20,0	33,00	20,0	22,3	7,7	1,08
IPE 200	51,94	25,0	22,0	43,80	22,0	24,4	9,3	1,31
IPE 220	66,98	27,5	23,8	56,60	23,8	26,5	11,1	1,56
IPE 240	86,25	30,0	25,9	72,70	25,9	28,8	13,2	1,85
IPE 270	113,74	33,8	28,0	95,00	28,0	31,1	16,0	2,25
IPE 300	147,58	37,5	30,2	124,00	30,2	33,6	19,3	2,70
IPE 330	188,94	40,0	33,2	160,00	33,2	36,9	22,6	3,16
IPE 360	239,47	42,5	36,2	202,00	36,2	40,2	26,2	3,67
IPE 400	307,15	45,0	39,8	258,00	39,8	44,3	30,5	4,27
IPE 450	399,97	47,5	44,3	337,00	44,3	49,2	35,7	5,01
IPE 500	515,59	50,0	49,0	435,00	49,0	54,5	41,7	5,84
IPE 550	654,95	52,5	53,9	552,00	53,9	59,9	48,1	6,74
IPE 600	825,32	55,0	59,2	697,00	59,2	65,7	55,3	7,75

b) Pour béton ordinaire :

Tableau (4.28). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour :
avec : $\beta=1,5$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	M_{ur2} (KN.m)	d_{mod} (cm)	h_{mod} (cm)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)
IPE 80	5,45	6,9	14,8	5,00	14,2	15,7	1,5	0,11
IPE 100	9,26	8,3	17,6	8,62	17,0	18,9	2,2	0,14
IPE 120	14,26	9,6	20,2	13,30	19,6	21,8	2,9	0,16
IPE 140	20,75	11,0	22,8	19,60	22,2	24,7	3,7	0,18
IPE 160	29,14	12,3	25,5	27,70	24,9	27,7	4,7	0,20
IPE 180	39,01	13,7	28,1	37,40	27,5	30,6	5,7	0,23
IPE 200	51,94	15,0	30,8	49,70	30,2	33,6	6,9	0,25
IPE 220	66,98	16,5	33,5	64,50	32,9	36,5	8,2	0,28
IPE 240	86,25	18,0	36,3	83,10	35,7	39,7	9,7	0,30
IPE 270	113,74	20,3	39,2	109,00	38,6	42,9	11,8	0,34
IPE 300	147,58	22,5	42,4	143,00	41,8	46,5	14,1	0,38
IPE 330	188,94	24,0	46,6	184,00	46,0	51,1	16,5	0,41
IPE 360	239,47	25,5	50,8	233,00	50,2	55,8	19,2	0,44
IPE 400	307,15	27,0	55,9	299,00	55,3	61,4	22,3	0,47
IPE 450	399,97	28,5	62,1	390,00	61,5	68,3	26,1	0,50
IPE 500	515,59	30,0	68,8	505,00	68,2	75,8	30,4	0,53
IPE 550	654,95	31,5	75,6	642,00	75,0	83,4	35,1	0,57
IPE 600	825,32	33,0	83,0	811,00	82,4	91,6	40,4	0,60

Tableau (4.29). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour :
avec : $\beta=1,75$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	M_{ur2} (KN.m)	d_{mod} (cm)	h_{mod} (cm)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)
IPE 80	5,45	8,1	13,7	4,97	13,1	14,5	1,7	0,13
IPE 100	9,26	9,6	16,3	8,57	15,7	17,4	2,4	0,16
IPE 120	14,26	11,2	18,7	13,30	18,1	20,1	3,1	0,18
IPE 140	20,75	12,8	21,1	19,50	20,5	22,8	4,0	0,21
IPE 160	29,14	14,4	23,6	27,60	23,0	25,6	5,1	0,24
IPE 180	39,01	15,9	26,0	37,20	25,4	28,2	6,2	0,26
IPE 200	51,94	17,5	28,6	49,50	28,0	31,1	7,4	0,29
IPE 220	66,98	19,3	31,0	64,30	30,4	33,7	8,9	0,32
IPE 240	86,25	21,0	33,6	82,80	33,0	36,7	10,5	0,35
IPE 270	113,74	23,6	36,3	109,00	35,7	39,7	12,7	0,40
IPE 300	147,58	26,3	39,3	142,00	38,7	43,0	15,3	0,44
IPE 330	188,94	28,0	43,1	183,00	42,5	47,3	17,9	0,48
IPE 360	239,47	29,8	47,1	232,00	46,5	51,6	20,7	0,51
IPE 400	307,15	31,5	51,7	298,00	51,1	56,8	24,1	0,54
IPE 450	399,97	33,3	57,5	390,00	56,9	63,2	28,2	0,58
IPE 500	515,59	35,0	63,7	504,00	63,1	70,1	32,9	0,62
IPE 550	654,95	36,8	70,0	641,00	69,4	77,1	38,0	0,66
IPE 600	825,32	38,5	76,8	810,00	76,2	84,7	43,6	0,70

Tableau (4.30). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour :
avec : $\beta = 2,00$ et $x/d = 0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	M_{ur2} (KN.m)	d_{mod} (cm)	h_{mod} (cm)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)
IPE 80	5,45	9,2	12,8	4,94	12,2	13,5	1,8	0,15
IPE 100	9,26	11,0	15,2	8,52	14,6	16,3	2,5	0,18
IPE 120	14,26	12,8	17,5	13,20	16,9	18,8	3,4	0,21
IPE 140	20,75	14,6	19,8	19,40	19,2	21,3	4,3	0,24
IPE 160	29,14	16,4	22,1	27,50	21,5	23,9	5,4	0,27
IPE 180	39,01	18,2	24,3	37,10	23,7	26,4	6,6	0,30
IPE 200	51,94	20,0	26,7	49,40	26,1	29,0	8,0	0,33
IPE 220	66,98	22,0	29,0	64,10	28,4	31,5	9,5	0,37
IPE 240	86,25	24,0	31,4	82,60	30,8	34,3	11,2	0,40
IPE 270	113,74	27,0	34,0	109,00	33,4	37,1	13,6	0,45
IPE 300	147,58	30,0	36,7	142,00	36,1	40,2	16,4	0,51
IPE 330	188,94	32,0	40,3	183,00	39,7	44,2	19,1	0,54
IPE 360	239,47	34,0	44,0	232,00	43,4	48,2	22,2	0,58
IPE 400	307,15	36,0	48,4	298,00	47,8	53,1	25,8	0,62
IPE 450	399,97	38,0	53,8	389,00	53,2	59,1	30,2	0,66
IPE 500	515,59	40,0	59,6	503,00	59,0	65,5	35,2	0,70
IPE 550	654,95	42,0	65,5	640,00	64,9	72,1	40,6	0,74
IPE 600	825,32	44,0	71,9	809,00	71,3	79,2	46,6	0,79

Tableau (4.31). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour :
avec : $\beta = 2,25$ et $x/d = 0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	M_{ur2} (KN.m)	d_{mod} (cm)	h_{mod} (cm)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)
IPE 80	5,45	10,4	12,0	4,91	11,4	12,7	1,9	0,17
IPE 100	9,26	12,4	14,4	8,48	13,8	15,3	2,7	0,20
IPE 120	14,26	14,4	16,5	13,20	15,9	17,6	3,6	0,24
IPE 140	20,75	16,4	18,6	19,30	18,0	20,0	4,6	0,27
IPE 160	29,14	18,5	20,8	27,40	20,2	22,5	5,8	0,30
IPE 180	39,01	20,5	22,9	37,00	22,3	24,8	7,0	0,34
IPE 200	51,94	22,5	25,2	49,20	24,6	27,3	8,5	0,37
IPE 220	66,98	24,8	27,3	63,90	26,7	29,7	10,1	0,41
IPE 240	86,25	27,0	29,6	82,40	29,0	32,3	11,9	0,45
IPE 270	113,74	30,4	32,0	109,00	31,4	34,9	14,5	0,51
IPE 300	147,58	33,8	34,6	142,00	34,0	37,8	17,4	0,57
IPE 330	188,94	36,0	38,0	183,00	37,4	41,6	20,3	0,61
IPE 360	239,47	38,3	41,5	232,00	40,9	45,4	23,5	0,65
IPE 400	307,15	40,5	45,6	297,00	45,0	50,0	27,4	0,69
IPE 450	399,97	42,8	50,7	389,00	50,1	55,7	32,1	0,74
IPE 500	515,59	45,0	56,2	503,00	55,6	61,7	37,3	0,78
IPE 550	654,95	47,3	61,8	640,00	61,2	68,0	43,1	0,83
IPE 600	825,32	49,5	67,8	808,00	67,2	74,6	49,5	0,88

Tableau (4.32). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour :
avec : $\beta = 2,50$ et $x/d = 0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	M_{ur2} (KN.m)	d_{mod} (cm)	h_{mod} (cm)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)
<i>IPE</i> 80	5,45	11,5	11,4	4,88	10,8	12,0	2,0	0,19
<i>IPE</i> 100	9,26	13,8	13,6	8,44	13,0	14,5	2,8	0,22
<i>IPE</i> 120	14,26	16,0	15,6	13,10	15,0	16,7	3,8	0,26
<i>IPE</i> 140	20,75	18,3	17,7	19,30	17,1	19,0	4,9	0,30
<i>IPE</i> 160	29,14	20,5	19,8	27,30	19,2	21,3	6,1	0,34
<i>IPE</i> 180	39,01	22,8	21,8	36,90	21,2	23,5	7,4	0,37
<i>IPE</i> 200	51,94	25,0	23,9	49,10	23,3	25,9	8,9	0,41
<i>IPE</i> 220	66,98	27,5	25,9	63,80	25,3	28,1	10,6	0,46
<i>IPE</i> 240	86,25	30,0	28,1	82,30	27,5	30,6	12,6	0,50
<i>IPE</i> 270	113,74	33,8	30,4	108,00	29,8	33,1	15,3	0,56
<i>IPE</i> 300	147,58	37,5	32,9	141,00	32,3	35,9	18,3	0,63
<i>IPE</i> 330	188,94	40,0	36,1	182,00	35,5	39,4	21,4	0,67
<i>IPE</i> 360	239,47	42,5	39,4	231,00	38,8	43,1	24,8	0,72
<i>IPE</i> 400	307,15	45,0	43,3	297,00	42,7	47,4	28,8	0,77
<i>IPE</i> 450	399,97	47,5	48,1	388,00	47,5	52,8	33,8	0,82
<i>IPE</i> 500	515,59	50,0	53,3	502,00	52,7	58,5	39,4	0,87
<i>IPE</i> 550	654,95	52,5	58,6	639,00	58,0	64,4	45,4	0,92
<i>IPE</i> 600	825,32	55,0	64,3	808,00	63,7	70,8	52,2	0,97

B) Présentation tabulée en utilisant les caractéristiques adoptées par CP110 :**a) Pour béton de sable :**

Tableau (4.33). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour :
avec : $\beta = 1,50$ et $x/d = 0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	M_{ur2} (KN.m)	d_{mod} (cm)	h_{mod} (cm)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)
IPE 80	5,45	6,9	13,0	4,98	12,4	13,8	1,6	0,12
IPE 100	9,26	8,3	15,5	8,60	14,9	16,6	2,2	0,14
IPE 120	14,26	9,6	17,8	13,20	17,1	19,0	3,0	0,19
IPE 140	20,75	11,0	20,2	19,20	19,4	21,5	3,8	0,24
IPE 160	29,14	12,3	22,6	27,00	21,7	24,1	4,8	0,31
IPE 180	39,01	13,7	24,8	36,20	23,8	26,5	5,9	0,38
IPE 200	51,94	15,0	27,3	47,90	26,2	29,1	7,1	0,46
IPE 220	66,98	16,5	29,6	62,00	28,4	31,5	8,5	0,55
IPE 240	86,25	18,0	32,1	79,60	30,8	34,2	10,0	0,65
IPE 270	113,74	20,3	34,6	105,00	33,2	36,9	12,2	0,79
IPE 300	147,58	22,5	37,5	136,00	36,0	40,0	14,7	0,94
IPE 330	188,94	24,0	41,2	175,00	39,6	43,9	17,1	1,07
IPE 360	239,47	25,5	44,9	222,00	43,2	48,0	19,9	1,20
IPE 400	307,15	27,0	49,4	285,00	47,6	52,9	23,1	1,34
IPE 450	399,97	28,5	54,9	374,00	53,0	58,9	27,1	1,49
IPE 500	515,59	30,0	60,8	484,00	58,8	65,3	31,6	1,64
IPE 550	654,95	31,5	66,8	617,00	64,7	71,9	36,4	1,80
IPE 600	825,32	33,0	73,3	780,00	71,1	79,0	41,8	1,97

Tableau (4.34). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour :
avec : $\beta = 1,75$ et $x/d = 0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	M_{ur2} (KN.m)	d_{mod} (cm)	h_{mod} (cm)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)
IPE 80	5,45	8,1	12,1	4,95	11,5	12,7	1,7	0,14
IPE 100	9,26	9,6	14,4	8,54	13,8	15,3	2,4	0,16
IPE 120	14,26	11,2	16,5	13,10	15,8	17,6	3,2	0,22
IPE 140	20,75	12,8	18,7	19,10	17,9	19,9	4,1	0,29
IPE 160	29,14	14,4	20,9	26,80	20,0	22,2	5,2	0,36
IPE 180	39,01	15,9	23,0	35,90	22,0	24,4	6,4	0,45
IPE 200	51,94	17,5	25,2	47,60	24,1	26,8	7,7	0,54
IPE 220	66,98	19,3	27,4	61,50	26,2	29,1	9,2	0,65
IPE 240	86,25	21,0	29,7	79,10	28,4	31,5	10,9	0,77
IPE 270	113,74	23,6	32,1	104,00	30,7	34,1	13,2	0,93
IPE 300	147,58	26,3	34,7	135,00	33,2	36,9	15,8	1,10
IPE 330	188,94	28,0	38,1	174,00	36,5	40,6	18,6	1,25
IPE 360	239,47	29,8	41,6	221,00	39,9	44,3	21,5	1,41
IPE 400	307,15	31,5	45,7	284,00	43,9	48,8	25,0	1,58
IPE 450	399,97	33,3	50,8	372,00	48,9	54,3	29,3	1,75
IPE 500	515,59	35,0	56,3	481,00	54,3	60,3	34,1	1,93
IPE 550	654,95	36,8	61,9	613,00	59,8	66,4	39,4	2,12
IPE 600	825,32	38,5	67,9	776,00	65,7	73,0	45,2	2,32

Tableau (4.35). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour :
avec : $\beta = 2,00$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	M_{ur2} (KN.m)	d_{mod} (cm)	h_{mod} (cm)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)
IPE 80	5,45	9,2	11,3	4,91	10,7	11,9	1,8	0,16
IPE 100	9,26	11,0	13,5	8,49	12,9	14,3	2,6	0,19
IPE 120	14,26	12,8	15,4	13,00	14,7	16,4	3,4	0,25
IPE 140	20,75	14,6	17,5	18,90	16,7	18,5	4,4	0,33
IPE 160	29,14	16,4	19,5	26,60	18,6	20,7	5,6	0,42
IPE 180	39,01	18,2	21,5	35,70	20,5	22,8	6,8	0,51
IPE 200	51,94	20,0	23,6	47,30	22,5	25,0	8,2	0,62
IPE 220	66,98	22,0	25,6	61,20	24,4	27,1	9,8	0,75
IPE 240	86,25	24,0	27,8	78,60	26,5	29,4	11,6	0,88
IPE 270	113,74	27,0	30,0	103,00	28,6	31,8	14,1	1,07
IPE 300	147,58	30,0	32,5	134,00	31,0	34,4	17,0	1,27
IPE 330	188,94	32,0	35,6	173,00	34,0	37,8	19,9	1,44
IPE 360	239,47	34,0	38,9	220,00	37,2	41,3	23,0	1,62
IPE 400	307,15	36,0	42,8	282,00	41,0	45,5	26,8	1,81
IPE 450	399,97	38,0	47,5	370,00	45,6	50,7	31,4	2,01
IPE 500	515,59	40,0	52,6	479,00	50,6	56,2	36,5	2,22
IPE 550	654,95	42,0	57,9	610,00	55,8	62,0	42,1	2,44
IPE 600	825,32	44,0	63,5	773,00	61,3	68,1	48,4	2,66

Tableau (4.36). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour :
avec : $\beta = 2,25$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	M_{ur2} (KN.m)	d_{mod} (cm)	h_{mod} (cm)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)
IPE 80	5,45	10,4	10,6	4,88	10,0	11,2	1,9	0,18
IPE 100	9,26	12,4	12,7	8,44	12,1	13,4	2,7	0,21
IPE 120	14,26	14,4	14,6	12,90	13,9	15,4	3,7	0,29
IPE 140	20,75	16,4	16,5	18,80	15,7	17,4	4,7	0,37
IPE 160	29,14	18,5	18,4	26,50	17,5	19,5	5,9	0,47
IPE 180	39,01	20,5	20,3	35,50	19,3	21,4	7,2	0,58
IPE 200	51,94	22,5	22,3	47,00	21,2	23,5	8,7	0,70
IPE 220	66,98	24,8	24,1	60,80	22,9	25,5	10,4	0,84
IPE 240	86,25	27,0	26,2	78,10	24,9	27,7	12,3	1,00
IPE 270	113,74	30,4	28,3	103,00	26,9	29,9	15,0	1,21
IPE 300	147,58	33,8	30,6	134,00	29,1	32,3	18,0	1,43
IPE 330	188,94	36,0	33,6	172,00	32,0	35,6	21,1	1,63
IPE 360	239,47	38,3	36,7	218,00	35,0	38,8	24,4	1,83
IPE 400	307,15	40,5	40,3	281,00	38,5	42,8	28,4	2,05
IPE 450	399,97	42,8	44,8	368,00	42,9	47,7	33,3	2,27
IPE 500	515,59	45,0	49,6	477,00	47,6	52,9	38,8	2,51
IPE 550	654,95	47,3	54,6	608,00	52,5	58,3	44,7	2,76
IPE 600	825,32	49,5	59,9	769,00	57,7	64,1	51,4	3,01

Tableau (4.37). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour :
avec : $\beta=2,50$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	M_{ur2} (KN.m)	d_{mod} (cm)	h_{mod} (cm)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)
IPE 80	5,45	11,5	10,1	4,84	9,5	10,6	2,0	0,20
IPE 100	9,26	13,8	12,0	8,40	11,4	12,7	2,9	0,23
IPE 120	14,26	16,0	13,8	12,90	13,1	14,6	3,9	0,32
IPE 140	20,75	18,3	15,6	18,70	14,8	16,5	5,0	0,42
IPE 160	29,14	20,5	17,5	26,30	16,6	18,4	6,3	0,52
IPE 180	39,01	22,8	19,2	35,30	18,2	20,3	7,6	0,65
IPE 200	51,94	25,0	21,1	46,80	20,0	22,2	9,2	0,78
IPE 220	66,98	27,5	22,9	60,40	21,7	24,1	11,0	0,94
IPE 240	86,25	30,0	24,8	77,70	23,5	26,2	13,0	1,11
IPE 270	113,74	33,8	26,8	102,00	25,4	28,3	15,8	1,35
IPE 300	147,58	37,5	29,0	133,00	27,5	30,6	19,0	1,60
IPE 330	188,94	40,0	31,9	171,00	30,3	33,6	22,3	1,82
IPE 360	239,47	42,5	34,8	217,00	33,1	36,8	25,8	2,05
IPE 400	307,15	45,0	38,2	279,00	36,4	40,5	30,0	2,29
IPE 450	399,97	47,5	42,5	366,00	40,6	45,1	35,2	2,54
IPE 500	515,59	50,0	47,1	474,00	45,1	50,1	40,9	2,80
IPE 550	654,95	52,5	51,8	605,00	49,7	55,2	47,2	3,08
IPE 600	825,32	55,0	56,8	766,00	54,6	60,7	54,2	3,36

b) Pour béton ordinaire :**Tableau (4.38).** Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour :
avec : $\beta=1,5$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	M_{ur2} (KN.m)	d_{mod} (cm)	h_{mod} (cm)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)
IPE 80	5,45	6,9	14,4	5,01	13,8	15,3	1,4	0,10
IPE 100	9,26	8,3	17,1	8,63	16,5	18,4	2,0	0,12
IPE 120	14,26	9,6	19,7	13,20	19,0	21,1	2,6	0,16
IPE 140	20,75	11,0	22,2	19,30	21,4	23,8	3,4	0,21
IPE 160	29,14	12,3	24,9	27,10	24,0	26,6	4,3	0,27
IPE 180	39,01	13,7	27,4	36,30	26,4	29,3	5,2	0,33
IPE 200	51,94	15,0	30,1	48,10	29,0	32,2	6,3	0,40
IPE 220	66,98	16,5	32,6	62,20	31,4	34,9	7,5	0,47
IPE 240	86,25	18,0	35,4	80,00	34,1	37,9	8,9	0,56
IPE 270	113,74	20,3	38,2	105,00	36,8	40,9	10,8	0,68
IPE 300	147,58	22,5	41,3	137,00	39,8	44,3	13,0	0,81
IPE 330	188,94	24,0	45,4	176,00	43,8	48,7	15,2	0,92
IPE 360	239,47	25,5	49,5	223,00	47,8	53,1	17,6	1,04
IPE 400	307,15	27,0	54,5	286,00	52,7	58,5	20,5	1,16
IPE 450	399,97	28,5	60,5	375,00	58,6	65,1	24,0	1,29
IPE 500	515,59	30,0	67,0	485,00	65,0	72,2	28,0	1,43
IPE 550	654,95	31,5	73,7	618,00	71,6	79,6	32,3	1,57
IPE 600	825,32	33,0	80,9	781,00	78,7	87,4	37,1	1,73

Tableau (4.39). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour :
avec : $\beta = 1,75$ et $x/d = 0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	M_{ur2} (KN.m)	d_{mod} (cm)	h_{mod} (cm)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)
IPE 80	5,45	8,1	13,3	4,97	12,7	14,1	1,5	0,12
IPE 100	9,26	9,6	15,9	8,58	15,3	17,0	2,1	0,14
IPE 120	14,26	11,2	18,2	13,10	17,5	19,5	2,9	0,19
IPE 140	20,75	12,8	20,6	19,10	19,8	22,0	3,7	0,25
IPE 160	29,14	14,4	23,0	26,90	22,1	24,6	4,6	0,31
IPE 180	39,01	15,9	25,3	36,10	24,3	27,1	5,6	0,38
IPE 200	51,94	17,5	27,8	47,80	26,7	29,7	6,8	0,46
IPE 220	66,98	19,3	30,2	61,80	29,0	32,2	8,1	0,56
IPE 240	86,25	21,0	32,8	79,50	31,5	34,9	9,6	0,66
IPE 270	113,74	23,6	35,4	104,00	34,0	37,8	11,7	0,80
IPE 300	147,58	26,3	38,3	136,00	36,8	40,9	14,0	0,95
IPE 330	188,94	28,0	42,0	175,00	40,4	44,9	16,4	1,08
IPE 360	239,47	29,8	45,8	222,00	44,1	49,1	19,0	1,21
IPE 400	307,15	31,5	50,4	285,00	48,6	54,0	22,2	1,36
IPE 450	399,97	33,3	56,0	373,00	54,1	60,2	26,0	1,51
IPE 500	515,59	35,0	62,1	483,00	60,1	66,7	30,2	1,67
IPE 550	654,95	36,8	68,2	615,00	66,1	73,5	34,9	1,84
IPE 600	825,32	38,5	74,9	778,00	72,7	80,8	40,1	2,02

Tableau (4.40). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour :
avec : $\beta = 2,00$ et $x/d = 0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	M_{ur2} (KN.m)	d_{mod} (cm)	h_{mod} (cm)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)
IPE 80	5,45	9,2	12,4	4,94	11,8	13,2	1,6	0,13
IPE 100	9,26	11,0	14,8	8,53	14,2	15,8	2,3	0,16
IPE 120	14,26	12,8	17,0	13,10	16,3	18,2	3,1	0,22
IPE 140	20,75	14,6	19,3	19,00	18,5	20,5	3,9	0,28
IPE 160	29,14	16,4	21,5	26,70	20,6	22,9	4,9	0,36
IPE 180	39,01	18,2	23,7	35,90	22,7	25,2	6,0	0,44
IPE 200	51,94	20,0	26,0	47,60	24,9	27,7	7,3	0,53
IPE 220	66,98	22,0	28,2	61,50	27,0	30,0	8,7	0,64
IPE 240	86,25	24,0	30,6	79,00	29,3	32,6	10,3	0,75
IPE 270	113,74	27,0	33,1	104,00	31,7	35,2	12,5	0,91
IPE 300	147,58	30,0	35,8	135,00	34,3	38,1	15,0	1,08
IPE 330	188,94	32,0	39,3	174,00	37,7	41,9	17,6	1,23
IPE 360	239,47	34,0	42,9	221,00	41,2	45,8	20,4	1,39
IPE 400	307,15	36,0	47,2	283,00	45,4	50,4	23,7	1,56
IPE 450	399,97	38,0	52,4	371,00	50,5	56,1	27,8	1,73
IPE 500	515,59	40,0	58,0	481,00	56,0	62,3	32,4	1,91
IPE 550	654,95	42,0	63,8	612,00	61,7	68,6	37,3	2,11
IPE 600	825,32	44,0	70,0	775,00	67,8	75,4	42,9	2,31

Tableau (4.41). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour :
avec : $\beta = 2,25$ et $x/d = 0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	M_{ur2} (KN.m)	d_{mod} (cm)	h_{mod} (cm)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)
IPE 80	5,45	10,4	11,7	4,91	11,1	12,4	1,7	0,15
IPE 100	9,26	12,4	14,0	8,49	13,4	14,9	2,4	0,18
IPE 120	14,26	14,4	16,1	13,00	15,4	17,1	3,2	0,24
IPE 140	20,75	16,4	18,2	18,90	17,4	19,3	4,2	0,32
IPE 160	29,14	18,5	20,3	26,60	19,4	21,6	5,3	0,40
IPE 180	39,01	20,5	22,4	35,70	21,4	23,7	6,4	0,49
IPE 200	51,94	22,5	24,5	47,30	23,4	26,0	7,7	0,60
IPE 220	66,98	24,8	26,6	61,10	25,4	28,2	9,2	0,72
IPE 240	86,25	27,0	28,9	78,60	27,6	30,7	10,9	0,85
IPE 270	113,74	30,4	31,2	103,00	29,8	33,1	13,3	1,03
IPE 300	147,58	33,8	33,8	134,00	32,3	35,8	16,0	1,22
IPE 330	188,94	36,0	37,1	173,00	35,5	39,4	18,7	1,39
IPE 360	239,47	38,3	40,4	220,00	38,7	43,0	21,7	1,57
IPE 400	307,15	40,5	44,5	282,00	42,7	47,4	25,2	1,75
IPE 450	399,97	42,8	49,4	369,00	47,5	52,8	29,5	1,95
IPE 500	515,59	45,0	54,7	478,00	52,7	58,6	34,4	2,16
IPE 550	654,95	47,3	60,2	610,00	58,1	64,5	39,7	2,38
IPE 600	825,32	49,5	66,0	772,00	63,8	70,9	45,6	2,60

Tableau (4.42). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour :
avec : $\beta = 2,50$ et $x/d = 0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	M_{ur2} (KN.m)	d_{mod} (cm)	h_{mod} (cm)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)
IPE 80	5,45	11,5	11,1	4,88	10,5	11,7	1,8	0,17
IPE 100	9,26	13,8	13,3	8,45	12,7	14,1	2,6	0,20
IPE 120	14,26	16,0	15,2	12,90	14,5	16,2	3,4	0,27
IPE 140	20,75	18,3	17,2	18,80	16,4	18,3	4,4	0,35
IPE 160	29,14	20,5	19,3	26,50	18,4	20,4	5,5	0,45
IPE 180	39,01	22,8	21,2	35,50	20,2	22,5	6,8	0,55
IPE 200	51,94	25,0	23,3	47,10	22,2	24,6	8,2	0,66
IPE 220	66,98	27,5	25,2	60,80	24,0	26,7	9,7	0,80
IPE 240	86,25	30,0	27,4	78,20	26,1	29,0	11,5	0,94
IPE 270	113,74	33,8	29,6	103,00	28,2	31,3	14,0	1,14
IPE 300	147,58	37,5	32,0	134,00	30,5	33,9	16,9	1,36
IPE 330	188,94	40,0	35,2	172,00	33,6	37,3	19,7	1,55
IPE 360	239,47	42,5	38,4	218,00	36,7	40,7	22,8	1,74
IPE 400	307,15	45,0	42,2	281,00	40,4	44,9	26,6	1,95
IPE 450	399,97	47,5	46,9	368,00	45,0	50,0	31,1	2,17
IPE 500	515,59	50,0	51,9	476,00	49,9	55,5	36,3	2,40
IPE 550	654,95	52,5	57,1	607,00	55,0	61,1	41,8	2,64
IPE 600	825,32	55,0	62,7	769,00	60,5	67,2	48,1	2,90

CHAPITRE 5

PRESENTATION ET

DISCUSSION DES

RESULTATS

5. Présentation et discussion des résultats

5.1. Introduction

Les dimensions des sections ainsi que leurs taux d'armatures tendues et comprimées obtenues au chapitre 4 représentent les sections usuelles (rectangulaires) simplement et doublement armées équivalentes à la gamme des différents profilés en charpente métallique type *IPE*.

L'exposition adéquate des différents résultats est la présentation graphique ou plus précisément, le développement de séries de courbes pour les gammes de sections en fonction des différents paramètres influents.

L'exploitation de ces graphes permet la détermination rapide de sections en béton armé (simplement ou doublement armées) les plus appropriées équivalentes aux différents *IPE* en utilisant les caractéristiques des matériaux adoptées par l'*Eurocode 2* [8,13] et CP110 [9].

5.2. Présentation graphique des résultats

5.2.1. Choix du système de coordonnées adopté

a) Pour les sections simplement armées :

Le choix du système de coordonnées obéit à une contrainte majeure, celle d'avoir l'ensemble des résultats sur un même abaque ; le moyen le plus judicieux est d'opter pour le système de coordonnées logarithmiques.

Le système qui a donné satisfaction après plusieurs tentatives et essais est celui de présenter les résultats par des courbes sous forme d'abaques à trois entrées. En abscisse, sont représentés $\{\ln M_p (KN.m)\}$ de l'ensemble de la gamme. En ordonnée, $\left\{\ln \left(\frac{b_w h_w}{A_{ch}}\right)\right\}$ (logarithme de la section en béton armé sur la section d'un profilé en charpente métallique).

b) Pour les sections doublement armées :

Les résultats des sections doublement armées sont représentés par des courbes sous forme d'abaques à trois entrées, le choix du système de coordonnées est comme dans le cas des sections simplement armées, la nouveauté étant, dans ce cas, de présenter aussi sur le côté droit les taux d'armatures comprimées $\{\rho' = 100A'_s / bd\}$.

5.2.2. Présentation des abaques développés en utilisant les caractéristiques adoptées par Eurocode2

5.2.2.1 Sections simplement armées

Les figures (5.1) à (5.5) montrent la présentation graphique des sections en BO et en BDS simplement armées équivalentes aux différents profilés *IPE*, pour trois valeurs de la résistance caractéristique du béton ordinaire, f_{ck} (25, 30,40) Mpa, f_{ck} (20, 24,32) Mpa pour béton de sable et avec pour une valeur de $f_{yk} = 235$ Mpa, et ce pour la plage adoptée du rapport géométrique, β . Représentant un large éventail de sections pratiques.

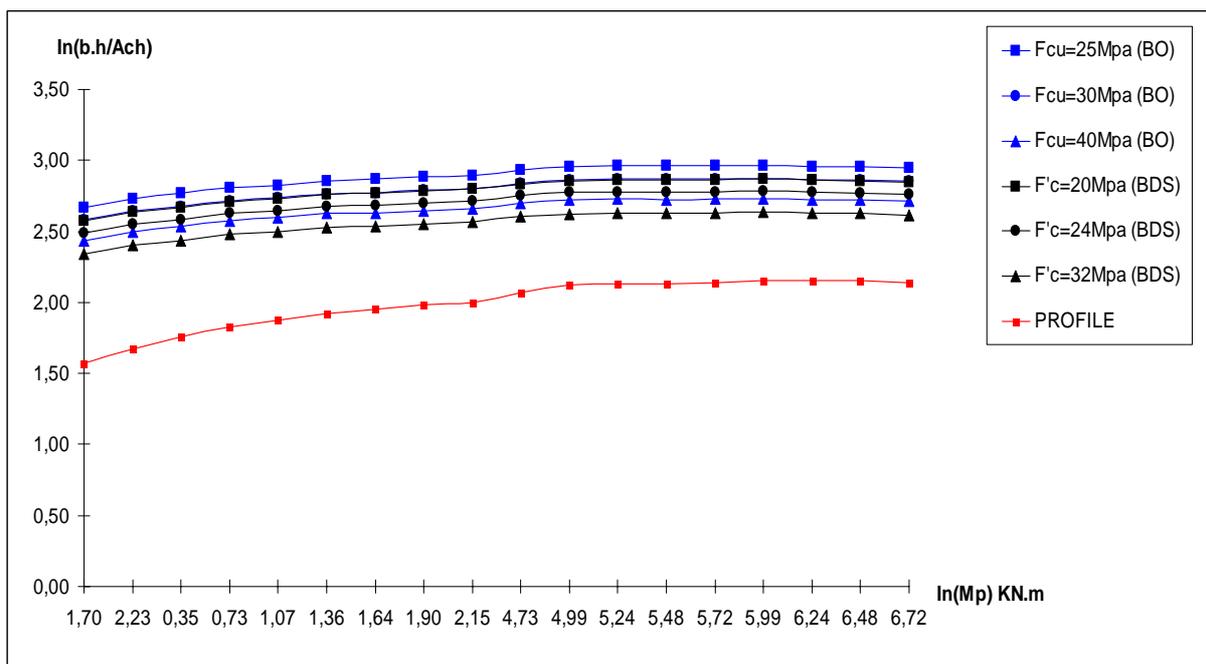


Figure (5.1) : Sections en béton ordinaire et béton de sable simplement armées équivalentes à la gamme IPE pour $\beta=1.50$

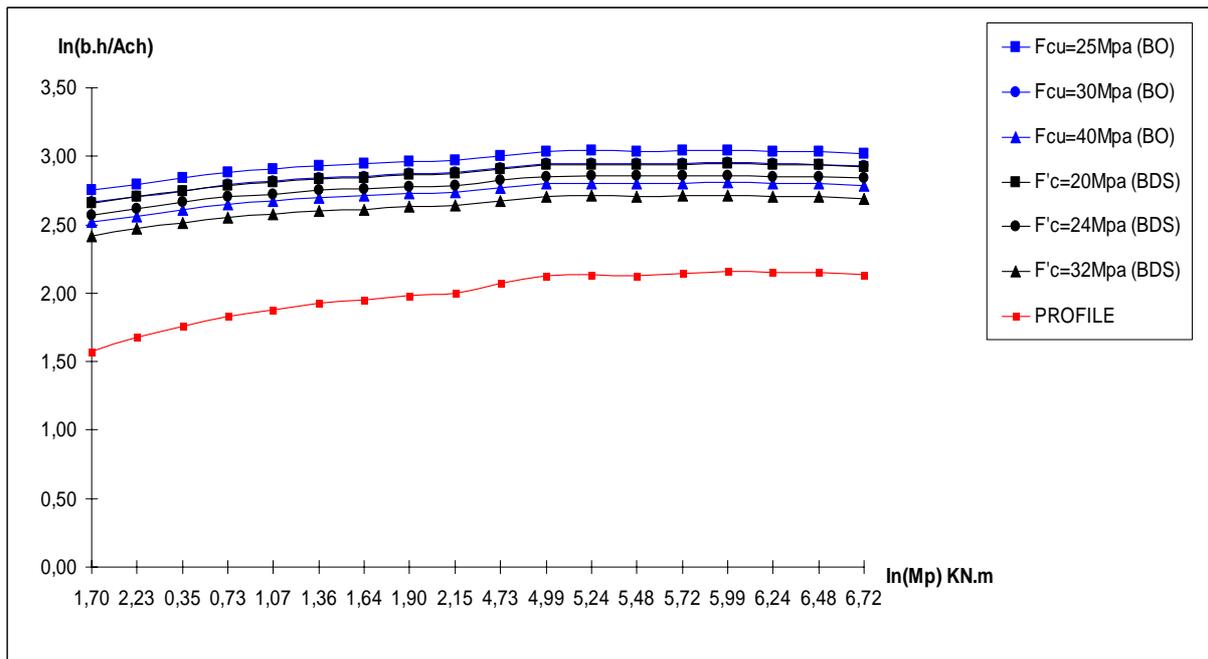


Figure (5.2) : Sections en béton ordinaire et béton de sable simplement armées équivalentes à la gamme IPE pour $\beta=1.75$

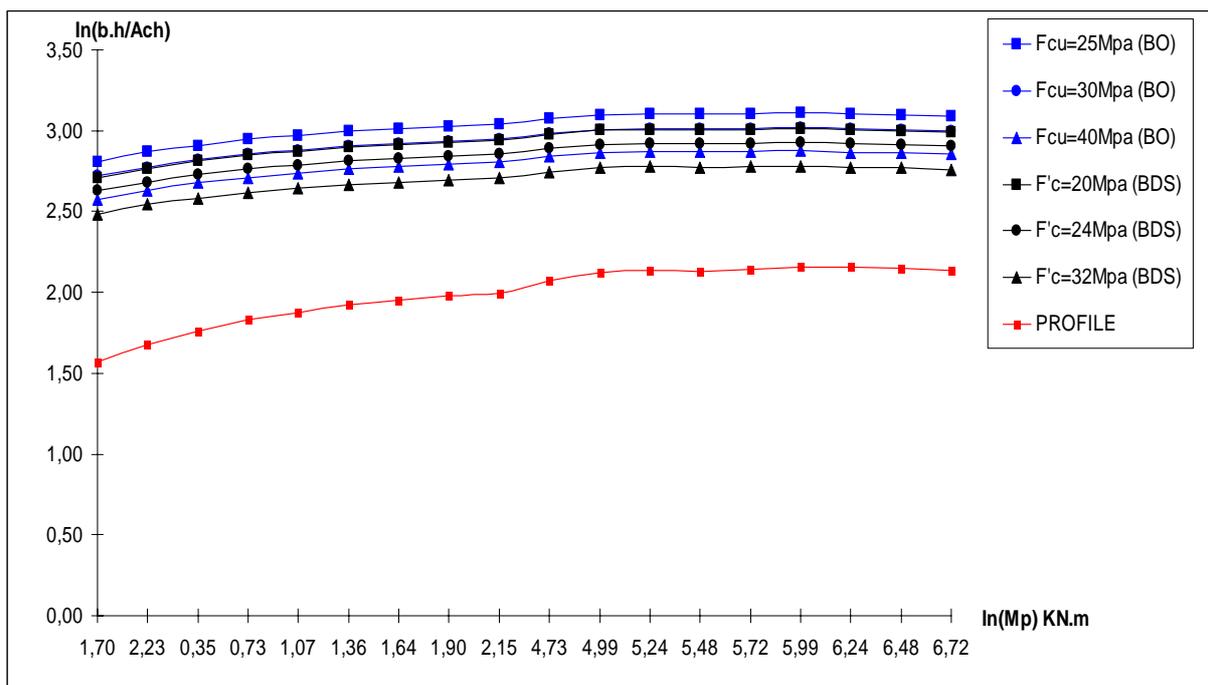


Figure (5.3) Sections en béton ordinaire et béton de sable simplement armées équivalentes à la gamme IPE pour $\beta=2.00$

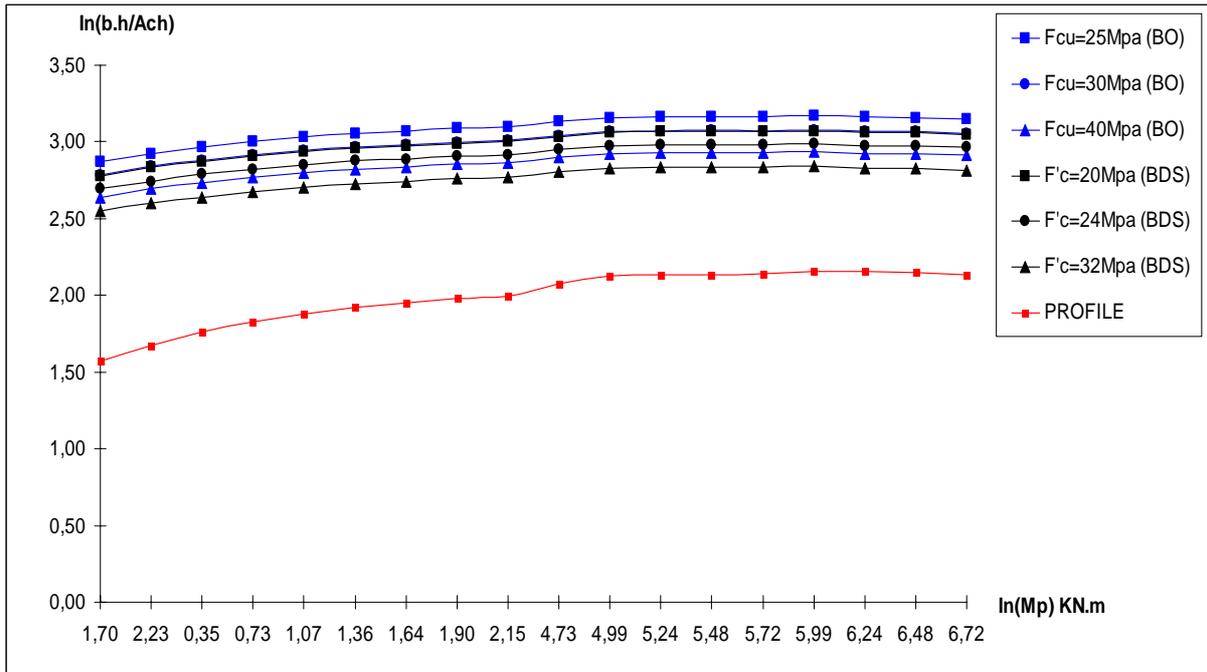


Figure (5.4) : Sections en béton ordinaire et béton de sable simplement armées équivalentes à la gamme IPE pour $\beta=2.25$

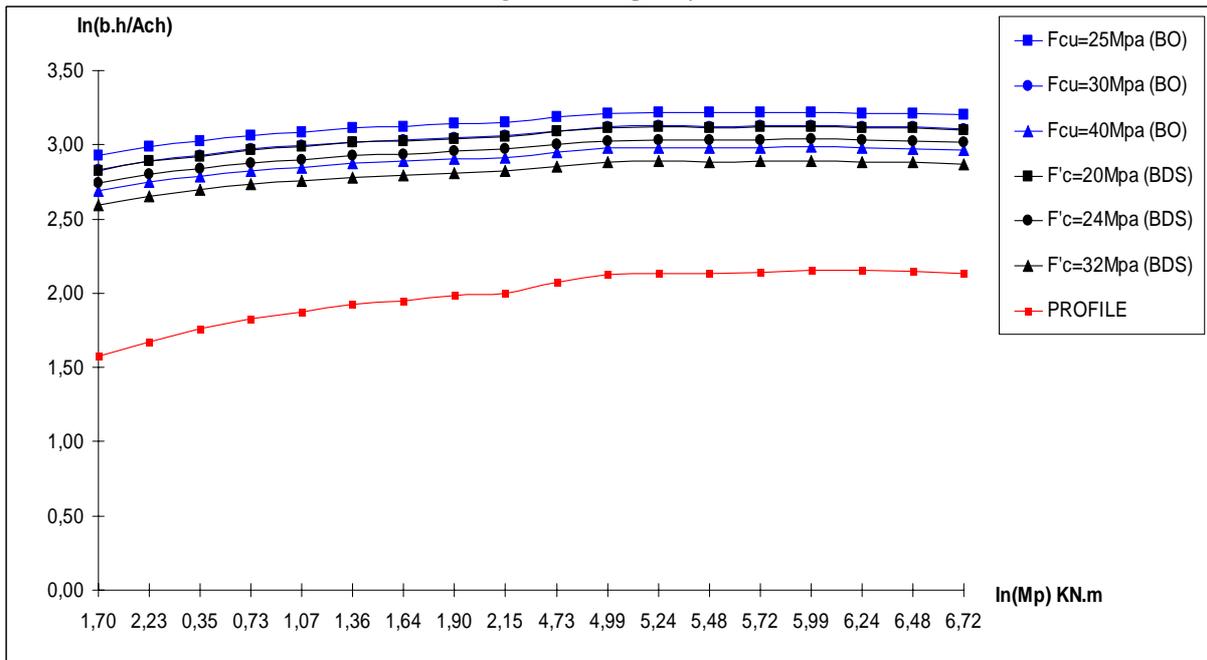


Figure (5.5) : Sections en béton ordinaire et béton de sable simplement armées équivalentes à la gamme IPE pour $\beta=2.50$

5.2.2.2 Sections doublement armées

Une série d'abaques est représentée dans les figures (5.6) à (5.10), ces abaques représentent les sections en BO et en BDS doublement armées équivalentes à la gamme de profils pour cinq valeurs du rapport β et pour les deux d'armatures tendues et comprimées.

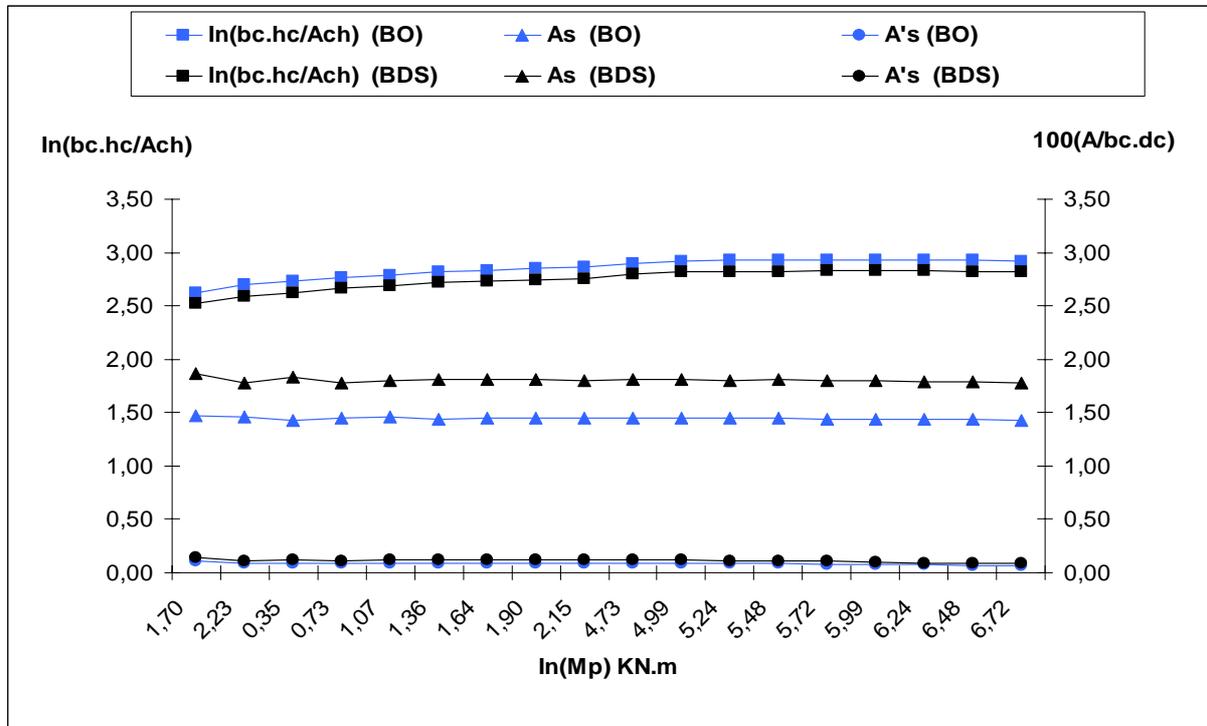


Figure (5.6). Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $\beta = 1.50$

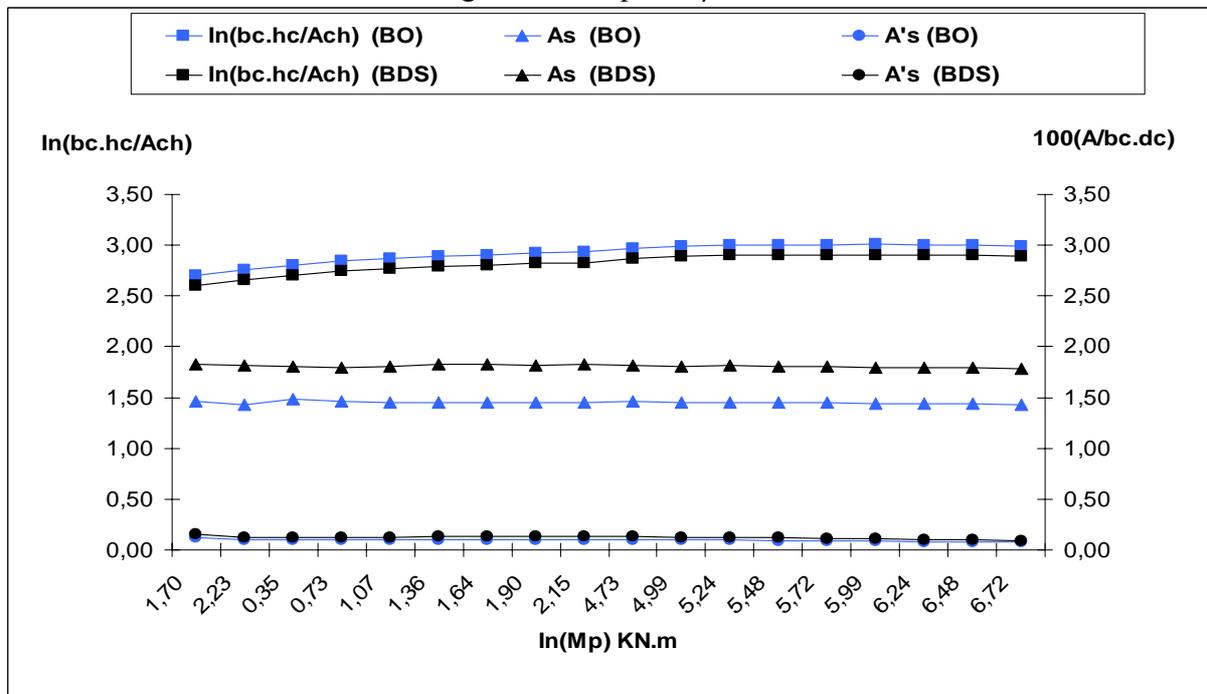


Figure (5.7). Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $\beta = 1.75$

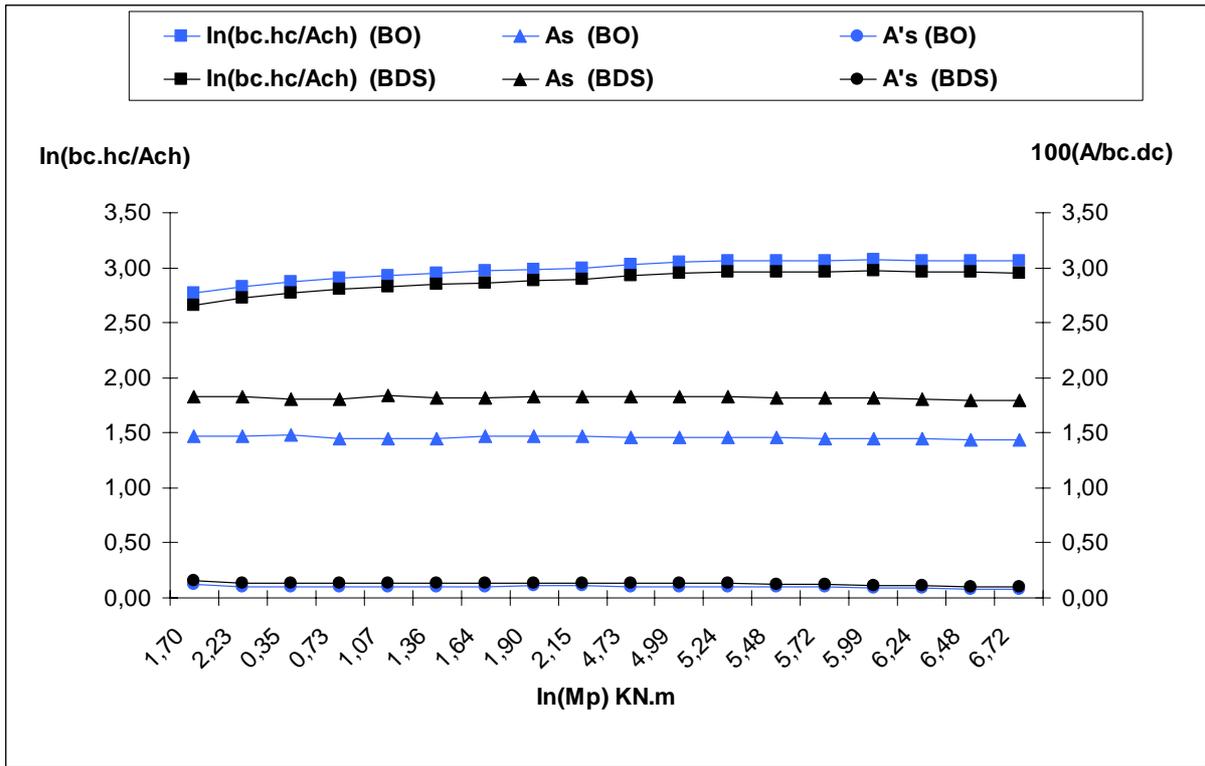


Figure (5.8). Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $\beta = 2.00$

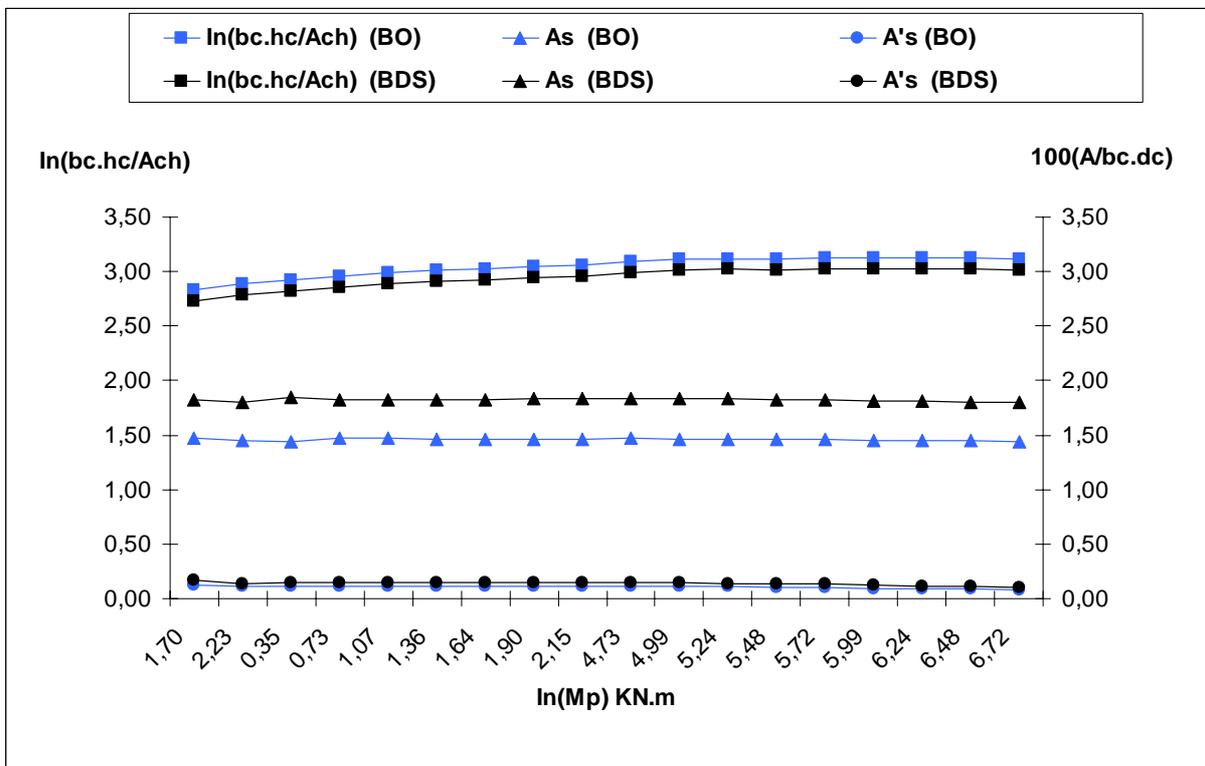


Figure (5.9). Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $\beta = 2.25$

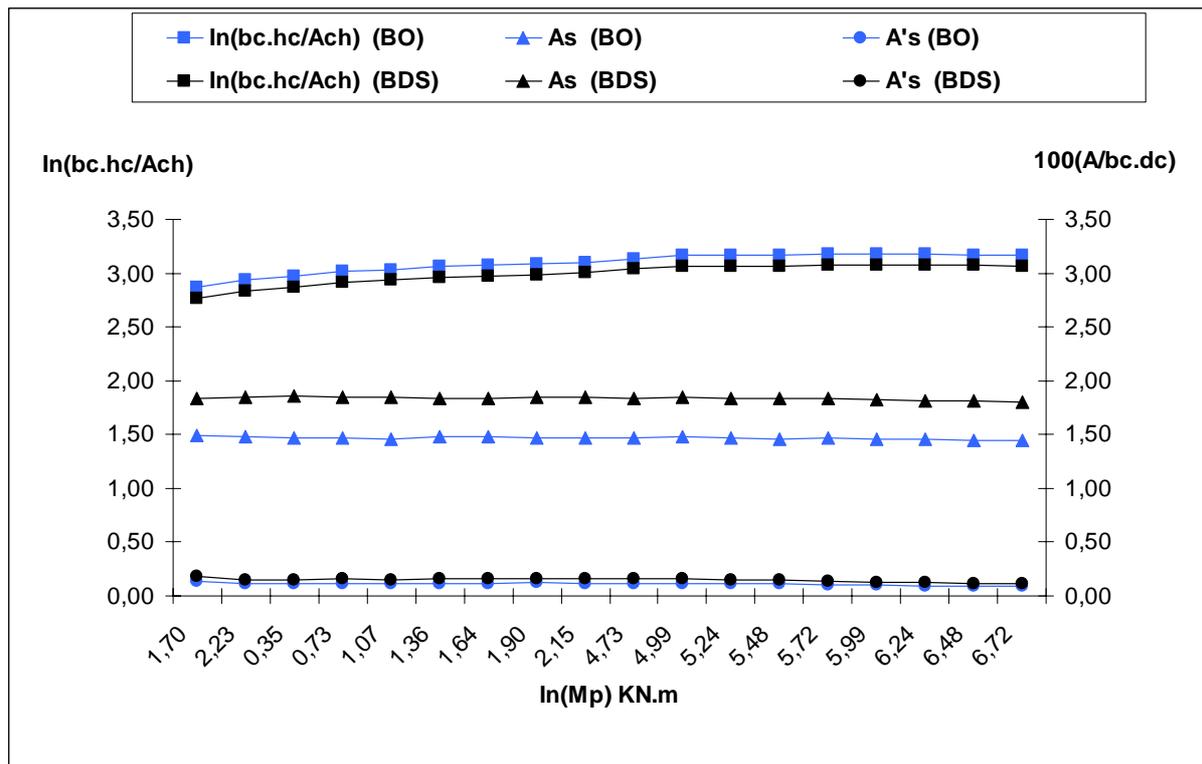


Figure (5.10): Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $\beta = 2.50$

5.2.3. Présentation des abaques développés en utilisant les caractéristiques adoptées par CP110

5.2.3.1 Sections simplement armées

Les figures (5.11) à (5.15) montrent la présentation graphique des sections en BOA et en BDSA simplement armées équivalentes aux différents profils *IPE*, pour trois valeurs de la résistance caractéristique du béton ordinaire, f_{cu} (25, 30,40) Mpa, f'_c (20, 24,32) Mpa pour béton de sable et avec pour une valeur de $f_y = 235$ Mpa, et ce pour la plage adoptée du rapport géométrique, β Représentant un large éventail de sections pratiques.

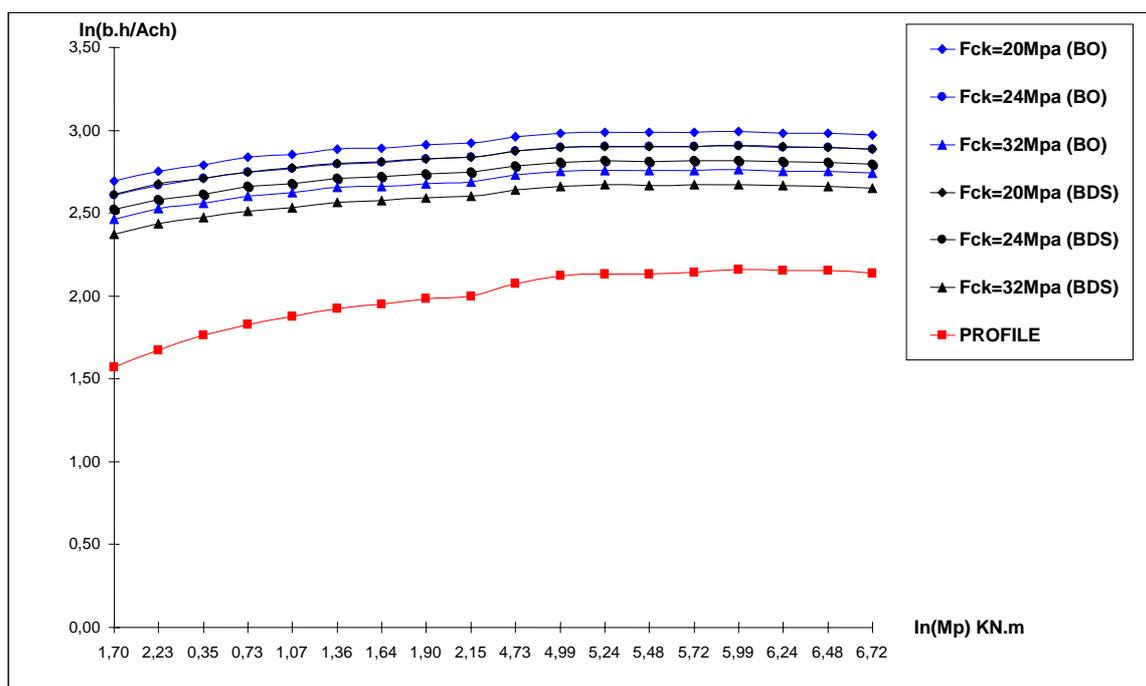


Figure (5.11) : Sections en béton ordinaire et béton de sable simplement armées équivalentes à la gamme IPE pour $\beta=1.50$

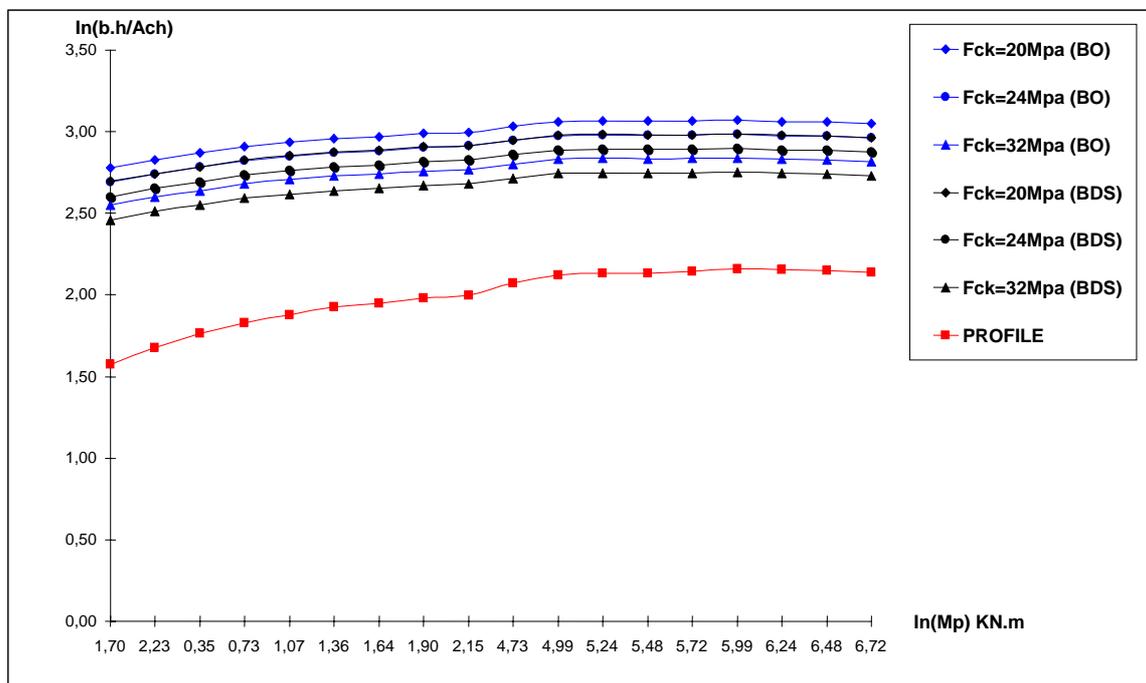


Figure (5.12) : Sections en béton ordinaire et béton de sable simplement armées équivalentes à la gamme IPE pour $\beta=1.75$

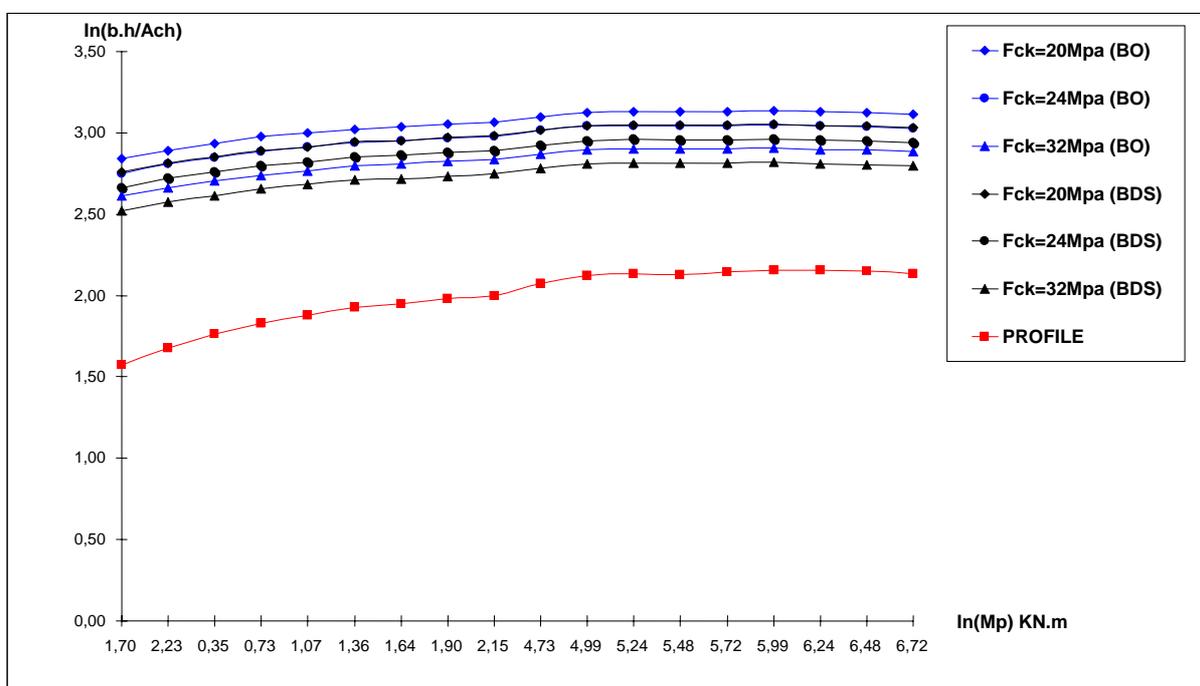


Figure (5.13) : Sections en béton ordinaire et béton de sable simplement armées équivalentes à la gamme IPE pour $\beta=2.00$

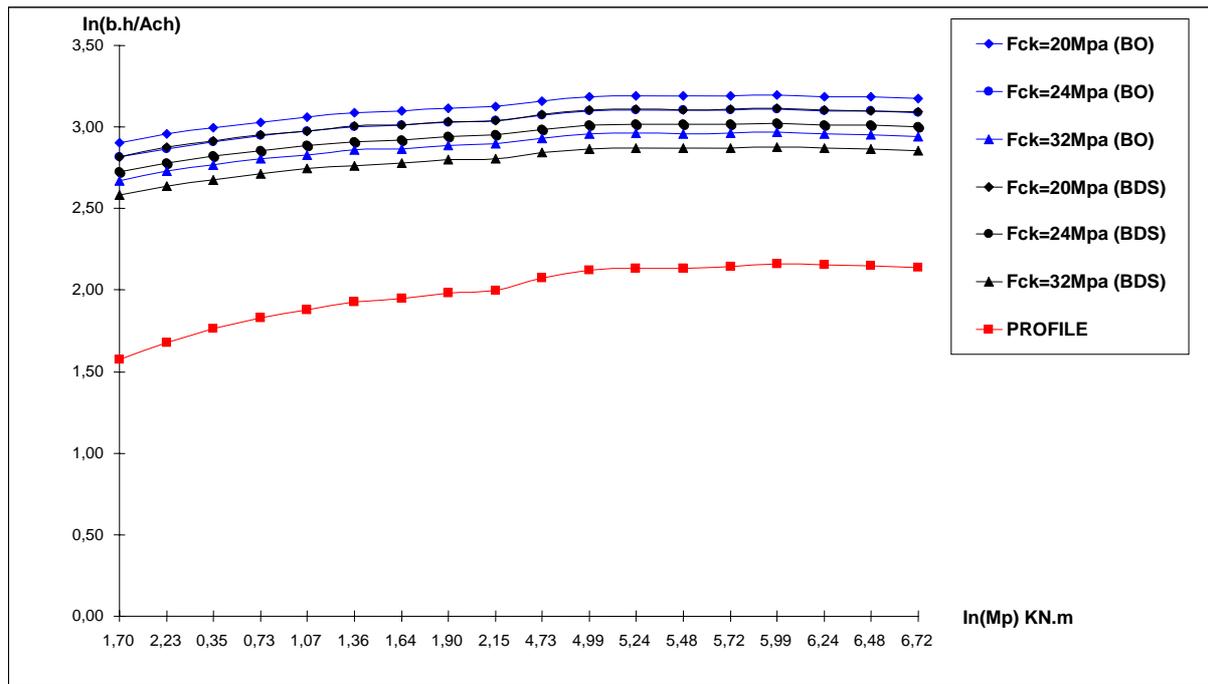


Figure (5.14) : Sections en béton ordinaire et béton de sable simplement armées équivalentes à la gamme IPE pour $\beta=2.25$

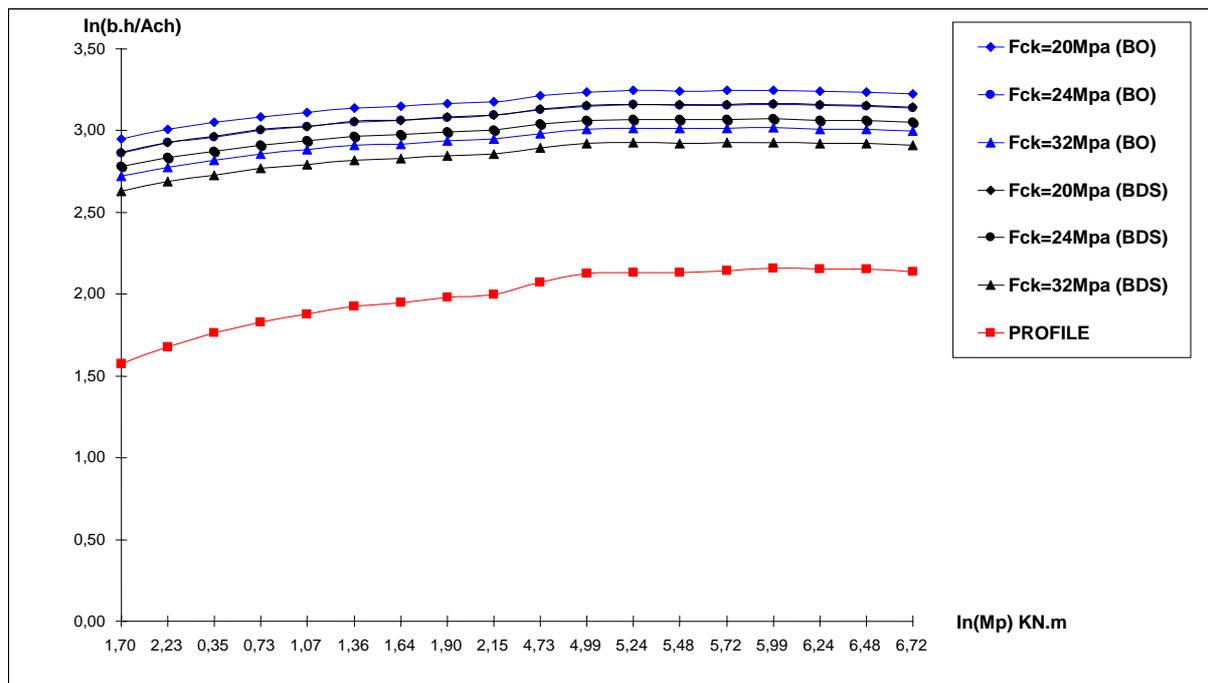


Figure (5.15) : Sections en béton ordinaire et béton de sable simplement armées équivalentes à la gamme IPE pour $\beta=2.50$

5.2.3.2 Sections doublement armées

Une série d'abaques est représentée dans les figures (5.16) à (5.20), ces abaques représentent les sections en BO et en BDS doublement armées équivalentes à la gamme de profils pour cinq valeurs du rapport β et pour les deux d'armatures tendues et comprimées.

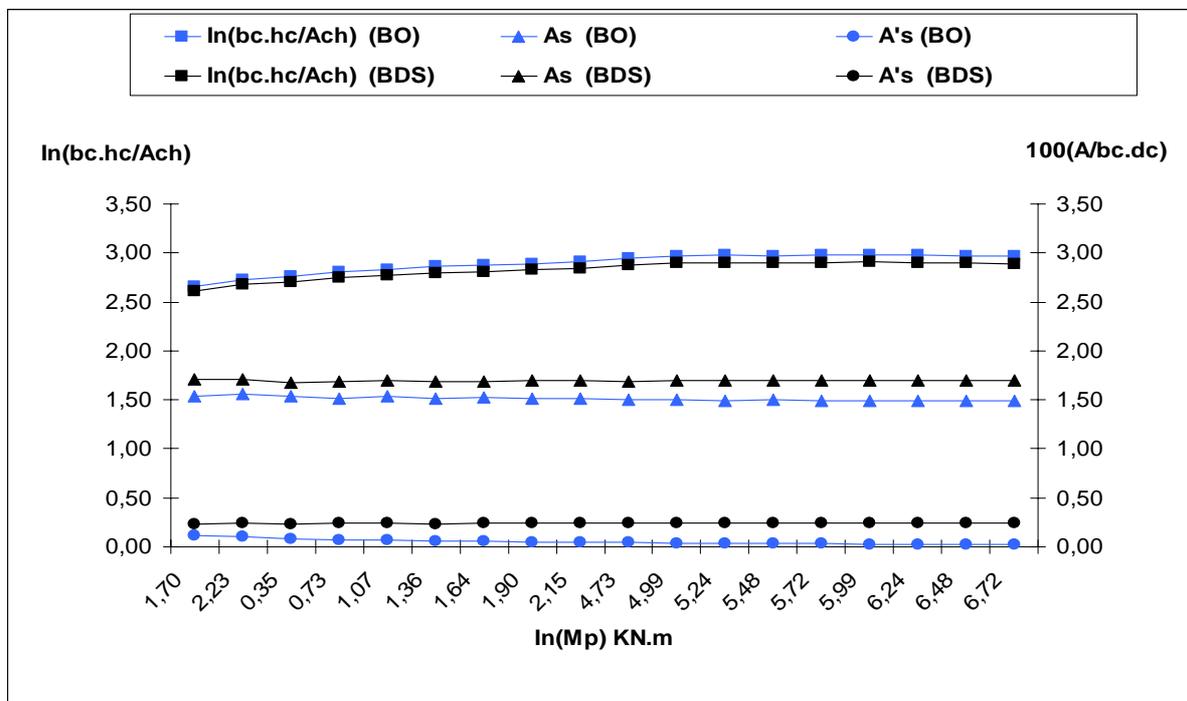


Figure (5.16). Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $\beta = 1.50$

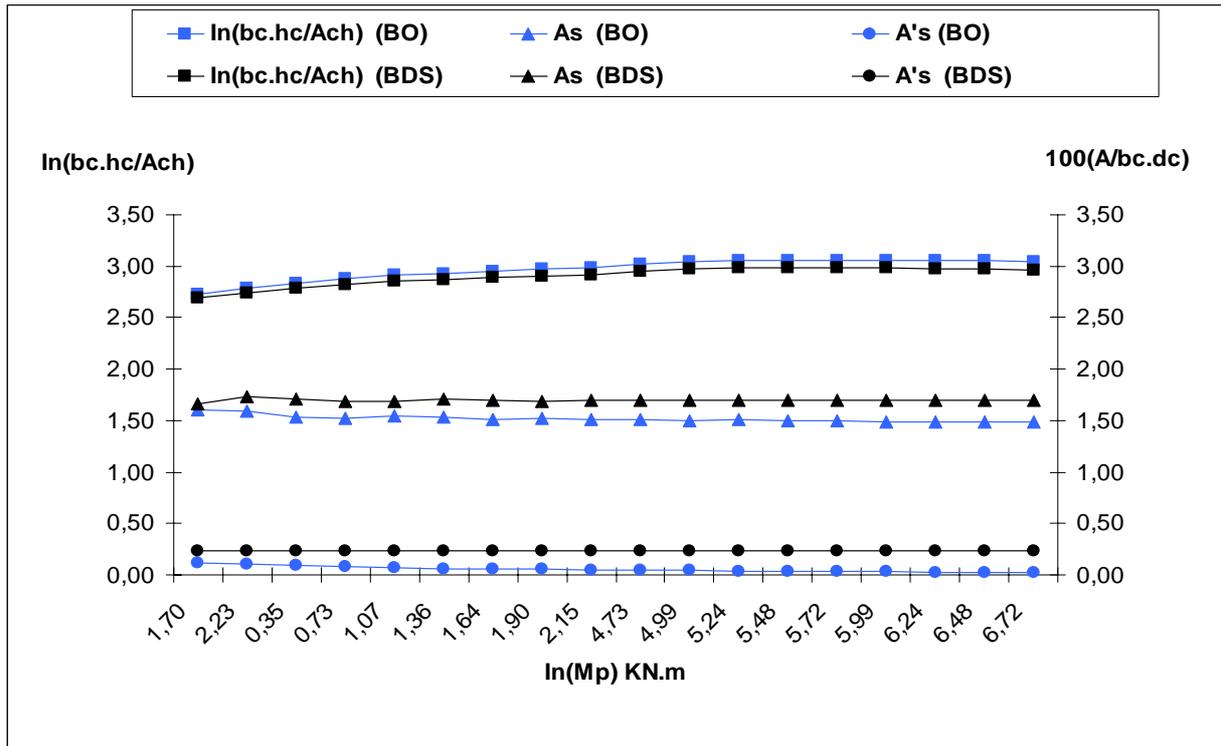


Figure (5.17). Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $\beta = 1.75$

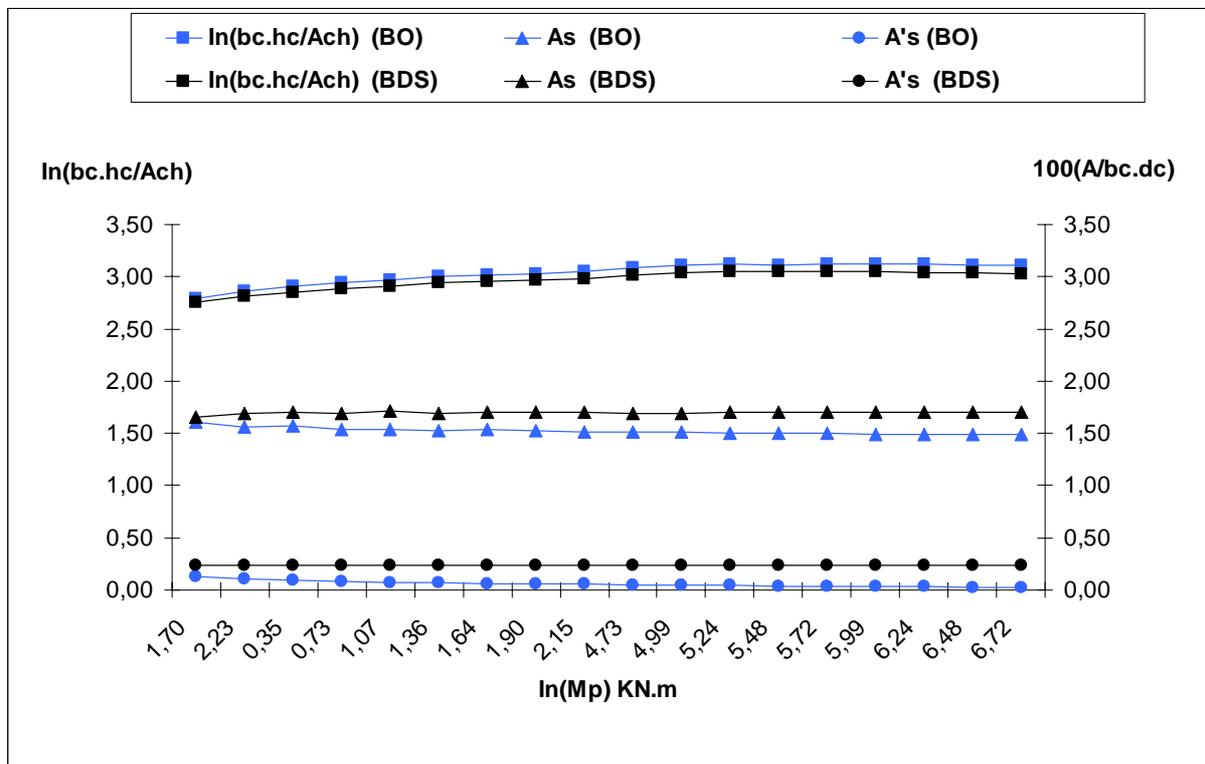


Figure (5.18). Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $\beta = 2.00$

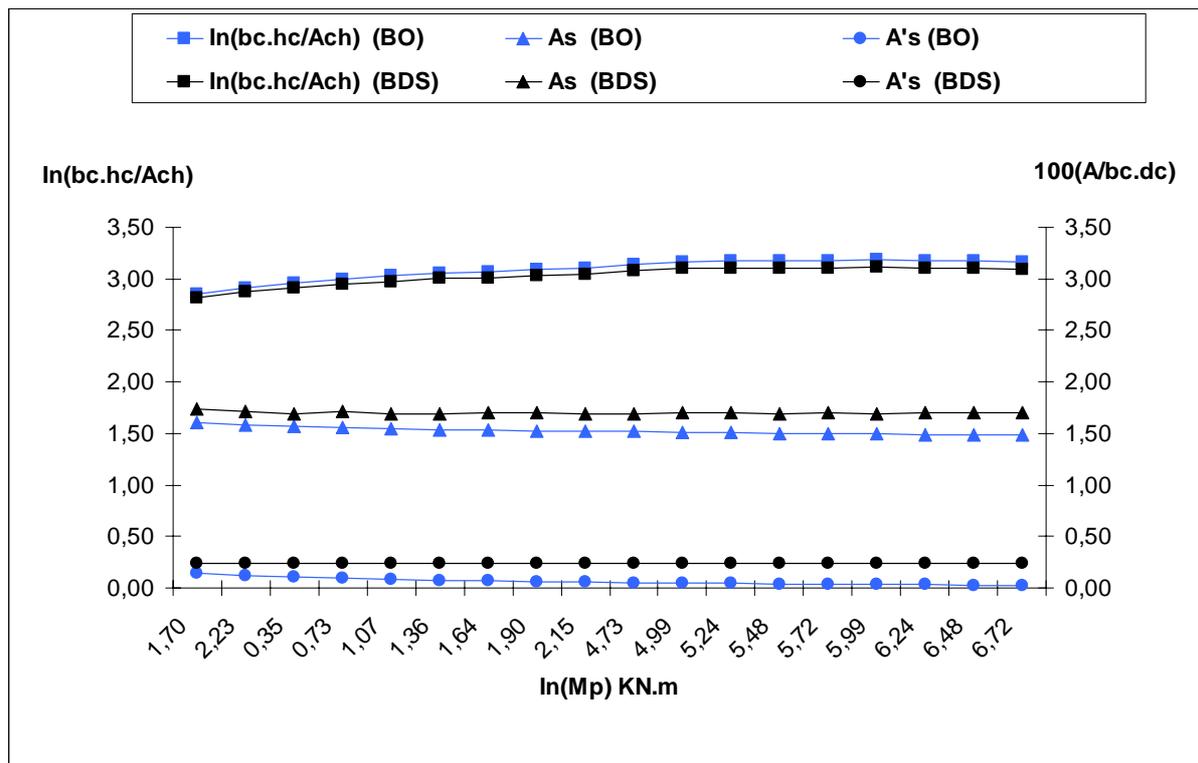


Figure (5.19). Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $\beta = 2.25$

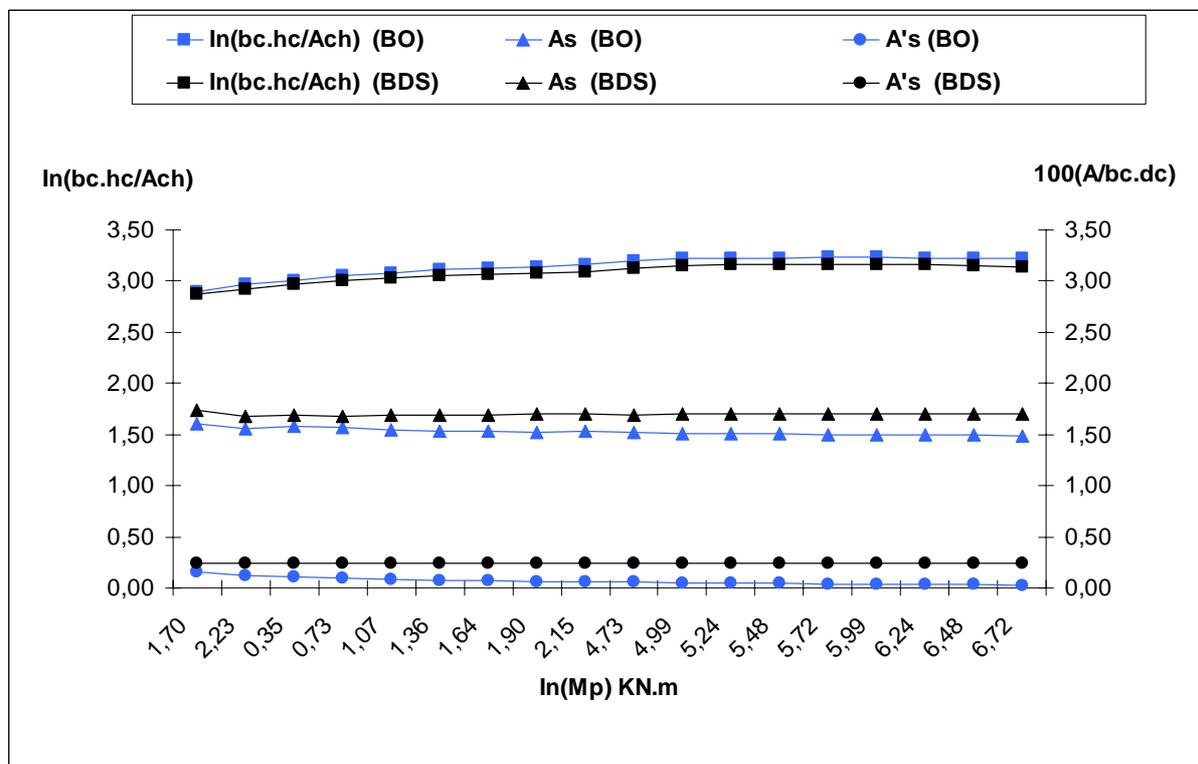


Figure (5.20). Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $\beta = 2.50$

5.3. Effets des paramètres influents

5.3.1. Effets de la résistance à la compression du béton

On remarque que les courbes pour les trois valeurs de résistance à la compression du béton ont la même allure dans le même graphe, les figures (5.1) à (5.30) mettent en évidence l'effet de la variation de la résistance caractéristique à la compression du béton sur la hauteur totale, h_c , de la section rectangulaire équivalente en béton armée.

La hauteur, h_c , diminue et par contre le taux d'armatures augmente avec l'accroissement de la résistance à la compression du béton ; ces diminutions ainsi que les augmentations relatives sont présentées dans le tableau (5.1) et (5.2)

Tableau (5.1). Effet de la résistance à la compression du béton adopté par CP110				
	Béton ordinaire (BO)		Béton de sable (BDS)	
	f_{cu} 25/30MPa	f_{cu} 30/40MPa	f_c 20/24MPa	f_c 24/32MPa
Ordre de diminution de la hauteur h_c en %	8,8 3 %	13,23 %	8.151 %	13.71 %
Ordre d'Augmentation ρ en %	20.42 %	32.59 %	17.65 %	35.52 %

Tableau (5.2). Effet de la résistance à la compression du béton adopté par Eurocode 2				
	Béton ordinaire (BO)		Béton de sable (BDS)	
	f_{ck} 20/24MPa	f_{ck} 24/32MPa	f_{ck} 20/24MPa	f_{ck} 24/32MPa
Ordre de diminution de la hauteur h_c en %	8,26 %	13,43 %	8.69 %	13.43 %
Ordre d'Augmentation ρ en %	18.22 %	33.31 %	20.04 %	33.34 %

5.3.2. Effets du rapport β

La hauteur total 'hc' diminue avec l'augmentation de β cette diminution est variable pour la gamme de sections testées, ces diminution sont représentés dans les tableaux (5.3) et (5.4)

Tableau (5.3). Effet d'augmentation de β sur la hauteur de la section hc adopté par CP110					
Béton ordinaire (BO)			Béton de sable (BDS)		
$f_{cu}=25MPa$	$f_{cu}=30MPa$	$f_{cu}=40MPa$	$f_c=20MPa$	$f_c=24MPa$	$f_c=32MPa$
5.13 à 7.44%	5.15 à 7.39%	5.16 à 7.45%	5.11 à 7.46%	5.14 à 7.40%	5.13 à 7.4%

Tableau (5.4). Effet d'augmentation de β sur la hauteur de la section hc adopté par Eurocode 2					
Béton ordinaire (BO)			Béton de sable (BDS)		
$f_{ck}=20MPa$	$f_{ck}=24MPa$	$f_{ck}=32MPa$	$f_{ck}=20MPa$	$f_{ck}=24MPa$	$f_{ck}=32MPa$
5.16 à 7.41%	5.15 à 7.42%	5.15 à 7.36%	5.13 à 7.38%	5.12 à 7.40%	5.12 à 7.39%

5.3.3. Effets de la présence des armatures comprimée :

Pour mieux illustrer l'effet de la présence des armatures comprimées sur la hauteur de la section simplement armée les tableaux (4.3) à (4.22) présentent une comparaison directe entre la hauteur utile d'une section simplement armée et la hauteur utile d'une section doublement armée. La hauteur utile 'dc' diminue avec l'augmentation de β . Ces diminutions sont représentées dans le tableau (5.5).

Tableau (5.5). Effet diminution de la hauteur 'dc' sur le rapport $\beta= \{1.5 \text{ à } 2.50\}$			
CP110		Eurocode 2	
Béton ordinaire	Béton de sable	Béton ordinaire	Béton de sable
3.23 à 4.29 %	3.66 à 4.73 %	1.43 à 1.85 %	0 %

5.4 Etude technico-économique

5.4.1 Méthode de formulation de béton ordinaire (méthode dite «Dreux-Gorisse »)

1. données se base
 - nature de l'ouvrage
 - résistance souhaitée
 - consistance désirée
2. dosage en ciment
3. dosage en eau
4. dosage des granulats

5.4.2 Méthode de formulation des bétons de sable (Formule de « Feret »)

1) Estimation du volume des vides

$$v = v_0 [d/D1/5] \quad (1)$$

v : volume des vides

v₀ : constante expérimentale

d/D : étendue granulaire

2) Estimation du dosage en fines d'un béton de sable

$$[\text{Fines}] = [V] \quad (2)$$

$$[\text{Fines}] = 0.38 [0.08/D1/5] \quad (\% \text{ volumique}) \quad (3)$$

3) Estimation de la porosité et du dosage en eau d'un béton de sable

$$(e + v)_{\min} = 0.8 [d/D1/5] \quad (4)$$

e : eau ;

v : volume des vides

- mélange n'est pas défloculé ; (d= 20 à 25 μm)
- mélange défloculé (avec Adjuvants)

$$d = 60/f \cdot \rho \quad (\text{mm}) \quad (5 \text{ à } 7 \mu\text{m}) \quad (5)$$

- f : surface spécifique (finesse Blaine (cm²/g))

- ρ : densité (g/cm³)

$$[\text{Vides}] = k [\text{eau}] \quad (l/m^3) \quad (6)$$

4) Estimation du dosage en sable :

$$[\text{Sable}] = 1000 - [\text{fines}] - [\text{eau}] - [\text{vides}] \quad (\text{l/m}^3) \quad (7)$$

5) Estimation du dosage en ciment et filler :

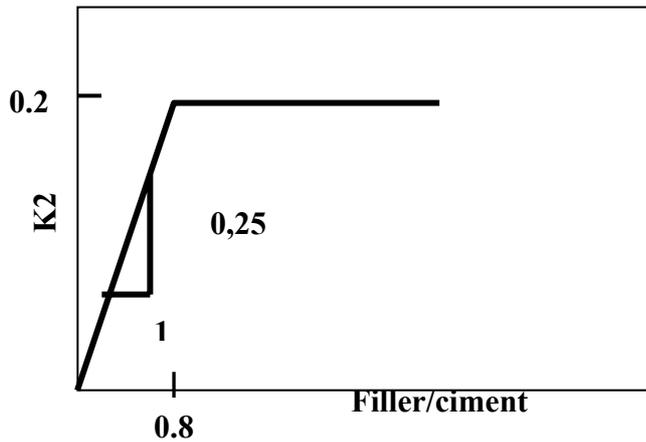


Figure (5.21) : modèle bilinéaire d'activité du filler

$$\left. \begin{array}{l} \text{Ciment+addition} = (\text{fines}) \\ \text{Addition/ciment} = \text{optimum d'activité} \end{array} \right\} (8)$$

6) Estimation de la résistance en compression

Formule de Feret :

$$R_b = \frac{K_f R_c}{\left(1 + \frac{3.1(e + v)}{c(1 + K_1 + K_2)} \right)^2} \quad (9)$$

Avec: K_f : coefficient granulaire (ordre de grandeur 4.5 à 5)

R_c : classe vraie du ciment (MPa)

e : dosage en eau totale (l/m³)

V : air piégé (l/m³)

C : dosage en ciment (kg/m³)

R_b : résistance du béton à 28 jours (MPa)

Et avec

$$K1 = \frac{K_{ev}C_v}{C + K_{fs} \frac{FS}{C}}$$

$$0.2 < k_{ev} < 0.4 \quad 2 < K_{fs} < 3.3 \quad \text{et} \quad K1 \leq 0.5$$

$$K2 = K_{fil} \text{ FIL}/C \quad 0 < K_{fil} < 0.4 \quad \text{et} \quad K2 \leq 0.$$

Avec K1: coefficient pouzzolanique

K2 : coefficient d'activité du filler calcaire

K_{ev}, K_{fs}, K_{fil} : coefficient d'équivalence en ciment des différentes additions en fines

CV, FS, FIL : dosage en cendres volantes, fumée de silice et filler calcaire (kg/m³)

7) Exemple de formulation de béton de sable

Béton de sable (D=5mm) avec un ciment CPA55 (classe vraie 60MPa). Sans adjuvant

La formule (3) nous permet d'estimer la quantité totale en fines. Soit

$$(Fines) = 166 \text{ l/m}^3$$

La formule (4) nous donne la porosité du béton. Dans ce cas, le mélange n'est pas défloculé.

Nous adoptons alors pour « d » la valeur 0.020 mm soit :

$$(Eau+vides) = 265 \text{ l/m}^3$$

Qui se décompose en prenant K=0.2 avec la formule (6)

$$(Vide) = 44 \text{ l/m}^3$$

$$(eau) = 221 \text{ l/m}^3$$

Finalement. Le dosage en sable est selon la formule (7) de :

$$(Sable) = 569 \text{ l/m}^3. \text{ Soit avec une densité de } 2.7$$

$$\text{Un dosage de } 1535 \text{ kg/m}^3$$

C'est seulement en estimant la résistance en compression de ce béton, que nous sommes amenés à partitionner les fines entre le ciment et les fines d'addition. Des fillers calcaires ici, nous optimisons la résistance selon le modèle bilinéaire d'activité du filler en fixant le rapport filler/ciment (en poids) à environ 0.8 conformément à la figure (5.21) et la formule (8)

$$\text{Ciment} + \text{filler} = \text{fines}$$

$$\text{Filler} / \text{ciment} = 0.8$$

. Nous avons alors les dosages en ciment et filler, et nous pouvons utiliser la formule de Feret modifiée. Formule (9)

Ciment= 268 kg/m³ (densité 3.1)

Filler =215 kg/m³ (densité 2.7)

D'où avec $K_f= 5$ et $K_2 =0.2$

$R_b =24 \text{ MPA}$

5.4.3 Présentation des résultats

Les coûts unitaires pris en compte dans notre étude sont les suivants :

Ciment CPA 45	288 DA/sac 50kg
Fillers calcaires	5400 DA/Tonne
Sable.....	800 DA/m ³
Gravier.....	800 DA/m ³
Adjuvant (MEDAFLUID 40).....	75 DA
ACIER.....	90 DA/kg

Les prix d'1m³ de béton ordinaire brute et béton de sable brut sont donnés par le tableau (5.7)

Tableau (5.6) : formulation béton ordinaire et béton de sable pour les différentes résistances caractéristiques fck						
	Béton ordinaire			Béton de sable		
méthode	Dreux .G			Feret modifier		
fck	20 (MPA)	24 (MPA)	32 (MPA)	20 (MPA)	24 (MPA)	32 (MPA)
formulation	Poids (kg)	Poids (kg)	Poids (kg)	Poids (kg)	Poids (kg)	Poids (kg)
Ciment	288	325	395	259	268	268
Sable	646.76	744.25	632	1546	1535	1681
Gravier	1218.24	1059.75	1122	/	/	/
Filler	/	/	/	207	215	215
Adjuvant	/	/	/	/	/	2.68
eau	197	221	201	223	221	176

Tableau (5.7) : prix de 1m³ de béton ordinaire et béton de sable brut pour les différentes résistances caractéristiques fck en DA						
	Béton ordinaire			Béton de sable		
fck	20 (MPA)	24 (MPA)	32 (MPA)	20 (MPA)	24 (MPA)	32 (MPA)
Ciment	1313.28	1482	1801.2	1181.04	1222.08	1222.08
Sable	1021.88	1175.91	998.56	2442.68	2425.3	2655.98
Gravier	2144.10	1865.15	1974.7	/	/	/
Filler	/	/	/	1117.8	1161	1161
Adjuvant	/	/	/	/	/	201
eau	985	1105	1005	1115	1105	880
TOTAL (1m ³)	5464.26	5628.06	5779.46	5856.52	5913.38	6120.06

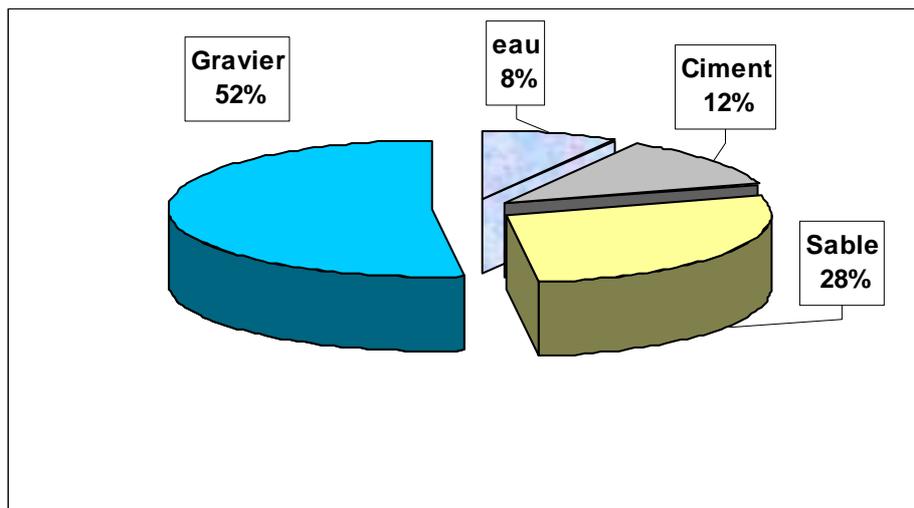


Figure (5.22) : Pourcentages des différents composants du béton ordinaire pour $f_{ck}=20\text{MPa}$

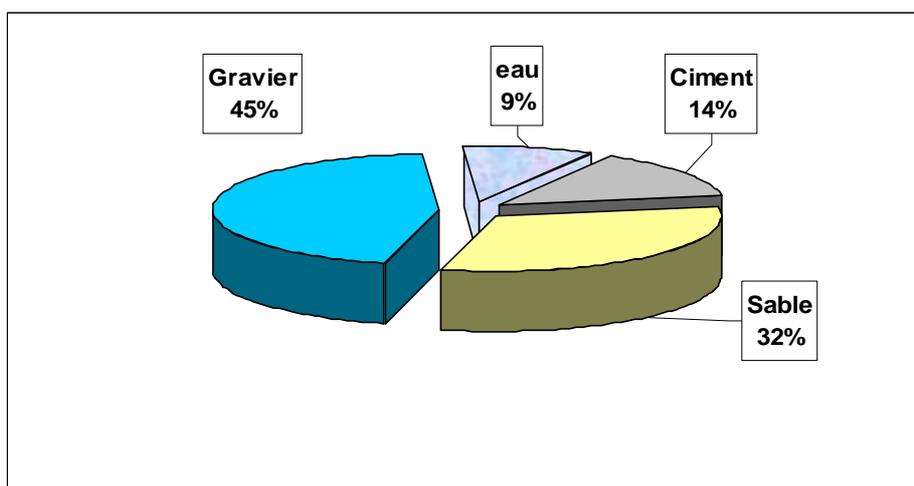


Figure (5.23) : Pourcentages des différents composants du béton ordinaire pour $f_{ck}=24\text{MPa}$

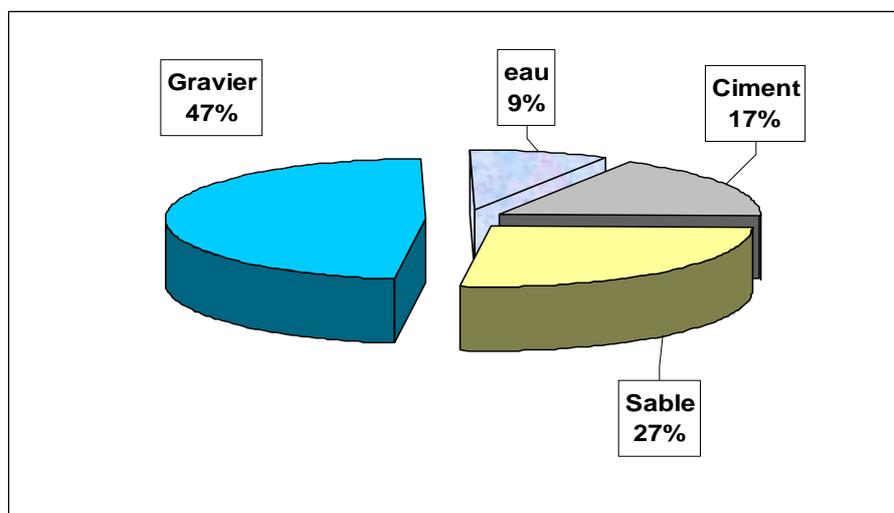


Figure (5.24) : Pourcentages des différents composants du béton ordinaire pour $f_{ck}=32\text{ MP}$

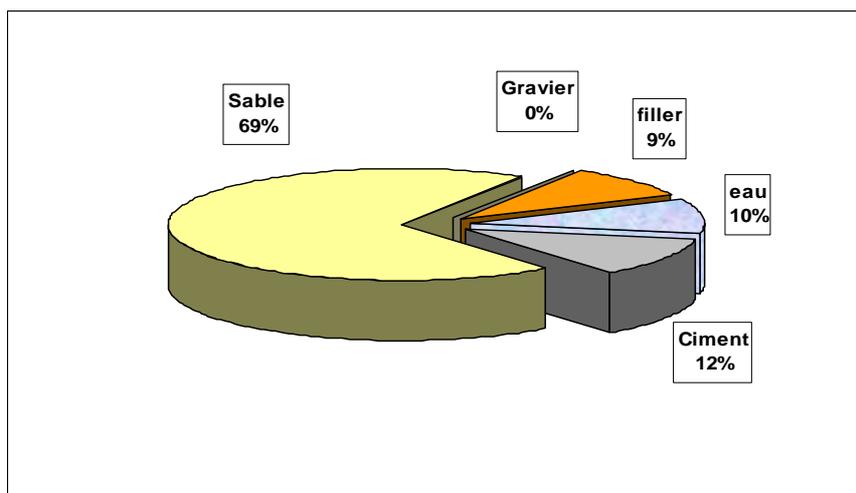


Figure (5.25) : Pourcentages des différents composants du béton de sable pour $f_{ck}=20\text{MPa}$

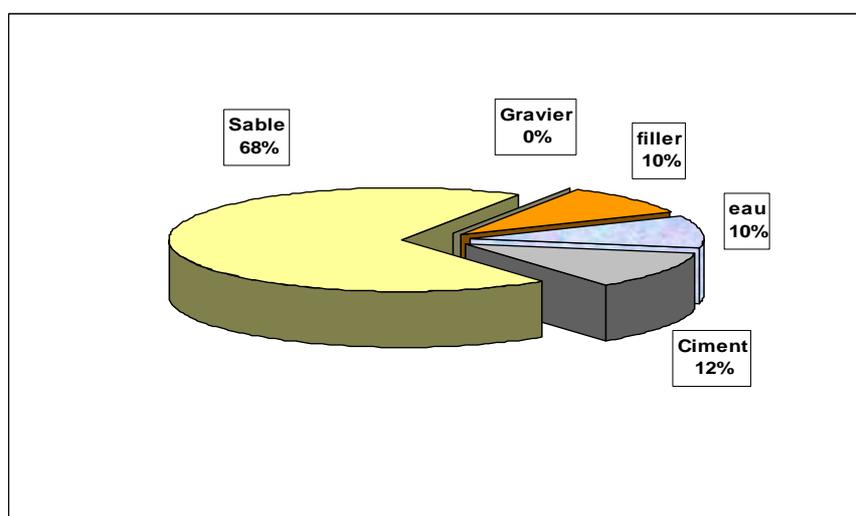


Figure (5.26) : Pourcentages des différents composants du béton de sable pour $f_{ck}=24\text{MPa}$

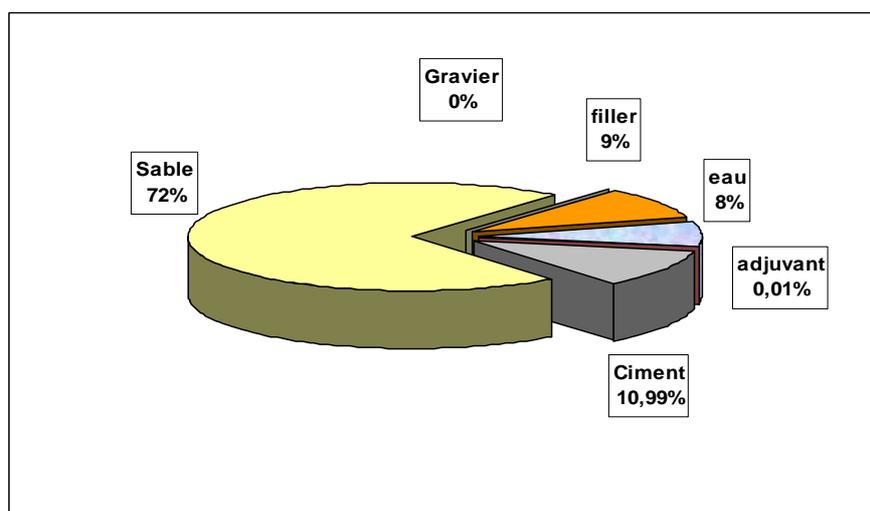


Figure (5.27) : Pourcentages des différents composants du béton de sable pour $f_{ck}=32\text{MPa}$

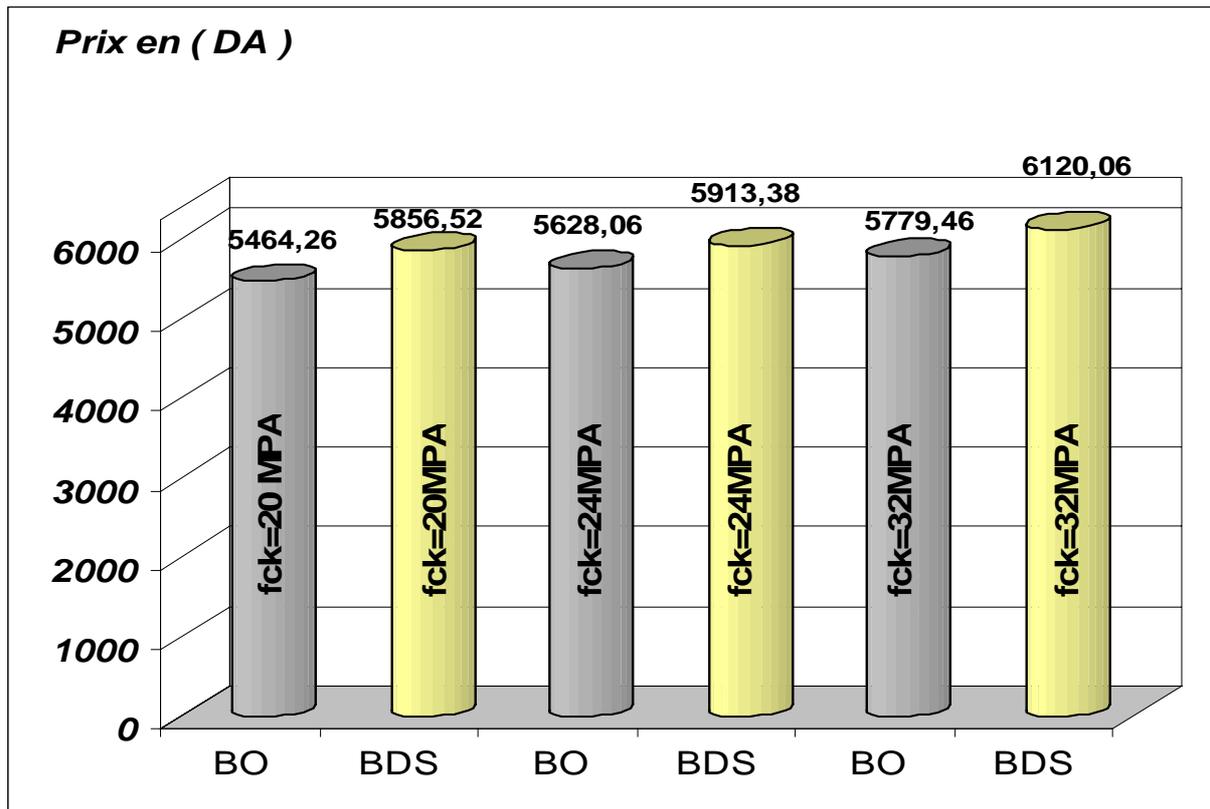


Figure (5.28) : Comparaison du coût en DA d'un 1m³ de béton ordinaire et béton de sable sans armatures pour différente valeurs de fck

Les figures (5.22 à 5.27) arrêtent avec une précision les pourcentages volumiques des différents composants (gravier, sable, ciment et eau pour le béton ordinaire et sable, filler, ciment, Adjuvant et eau pour le béton de sable) entrant dans la formation d' un mètre cube de béton ordinaire brut et béton de sable brut. En fonction des différentes des valeurs de la résistance caractéristique fck (20,24 et 32MPa).

L'histogramme de ce figure (5.28) montre l'augmentation du prix d'1 m³ de béton ordinaire et béton de sable, lorsque la résistance fck croit.

5.4.4 Comparaison de prix entre une section en béton armé équivalente et un profilé en charpente métallique :

Les deux tableaux (5.8) et (5.9) présentent l'évaluation du coût d'un 1 ml pour les deux types de sections en béton armé équivalentes, l'analyse a montré pour cet exemple de $f_{yk} = 235\text{MPa}$ et $\beta = 2.00$ que le coût des profilés en charpente métallique est supérieur de 2.5 à 3.3 fois à celui des sections simplement armées, il est supérieur de 2.1 à 3.2 fois à celui des sections doublement armées.

Tableau (5.8) : Comparaison du coût d'un 1ml entre des profilés IPE et des sections en béton ordinaire et béton de sable simplement armée équivalentes pour $\beta=2.00$ et $f_{yk}=235\text{MPa}$

Profilés	prix profilé (DA)	CP110		EC2	
		Béton ordinaire	Béton de sable	Béton ordinaire	Béton de sable
		Prix d'une section simplement armée pour $f_{cu}=25\text{ MPA}$	Prix d'une section simplement armée pour $f'c=20\text{ MPA}$	Prix d'une section simplement armée pour $f_{ck}=20\text{ MPA}$	Prix d'une section simplement armée pour $f_{ck}=20\text{ MPA}$
IPE80	612	183,84	192,50	176,74	185,13
IPE100	826,2	262,50	274,17	252,19	263,83
IPE120	1060,8	350,19	366,51	336,49	352,67
IPE140	1315,8	451,46	472,04	434,30	454,13
IPE160	1611,6	567,07	593,77	546,41	571,31
IPE180	1917,6	692,47	724,94	665,88	697,42
IPE200	2284,8	835,72	873,95	804,67	841,58
IPE220	2672,4	998,00	1042,58	959,10	1003,59
IPE240	3131,4	1180,13	1235,42	1135,05	1187,95
IPE270	3682,2	1435,45	1500,19	1379,23	1443,84
IPE300	4304,4	1725,76	1805,16	1658,72	1736,77
IPE330	5008,2	2020,49	2113,14	1942,94	2032,11
IPE360	5824,2	2343,09	2448,98	2251,91	2356,84
IPE400	642,6	2726,80	2851,85	2623,05	2744,12
IPE450	7915,2	3198,31	3345,74	3077,24	3218,64
IPE500	9251,4	3729,24	3900,30	3586,51	3752,18
IPE550	10812	4305,32	4503,20	4141,23	4333,45
IPE600	12444	4949,01	5177,82	4761,29	4981,04

Tableau (5.9) : Comparaison du coût d'un 1ml entre des profilés IPE et des sections en béton ordinaire et béton de sable doublement armée équivalentes pour $\beta=2.00$ et $f_{yk}=235M$

Profilés	prix profilé (DA)	CP110		EC2	
		Béton ordinaire	Béton de sable	Béton ordinaire	Béton de sable
		Prix d'une section doublement armée pour $f_{cu}=25$ MPA	Prix d'une section doublement armée pour $f'c=20$ MPA	Prix d'une section doublement armée pour $f_{ck}=20$ MPA	Prix d'une section doublement armée pour $f_{ck}=20$ MPA
IPE80	612	188,75	205,05	207,78	218,82
IPE100	826,2	269,00	292,77	290,40	314,18
IPE120	1060,8	362,17	385,52	390,68	421,22
IPE140	1315,8	459,26	498,42	496,03	541,77
IPE160	1611,6	577,34	631,75	621,50	683,90
IPE180	1917,6	706,21	768,79	758,29	831,59
IPE200	2284,8	871,44	916,46	905,91	996,43
IPE220	2672,4	1021,40	1107,91	1087,90	1201,40
IPE240	3131,4	1209,26	1310,79	1283,50	1418,72
IPE270	3682,2	1468,02	1593,88	1557,19	1722,02
IPE300	4304,4	1762,15	1918,34	1874,39	2072,08
IPE330	5008,2	2064,79	2243,23	2184,71	2428,78
IPE360	5824,2	2392,44	2593,29	2533,02	2815,32
IPE400	642,6	2778,48	3017,35	2943,92	3282,25
IPE450	7915,2	3254,00	3531,95	3445,95	3848,22
IPE500	9251,4	3789,00	4102,53	4012,91	4485,35
IPE550	10812	4362,48	4730,17	4627,29	5175,13
IPE600	12444	5011,28	5429,40	5312,04	5953,34

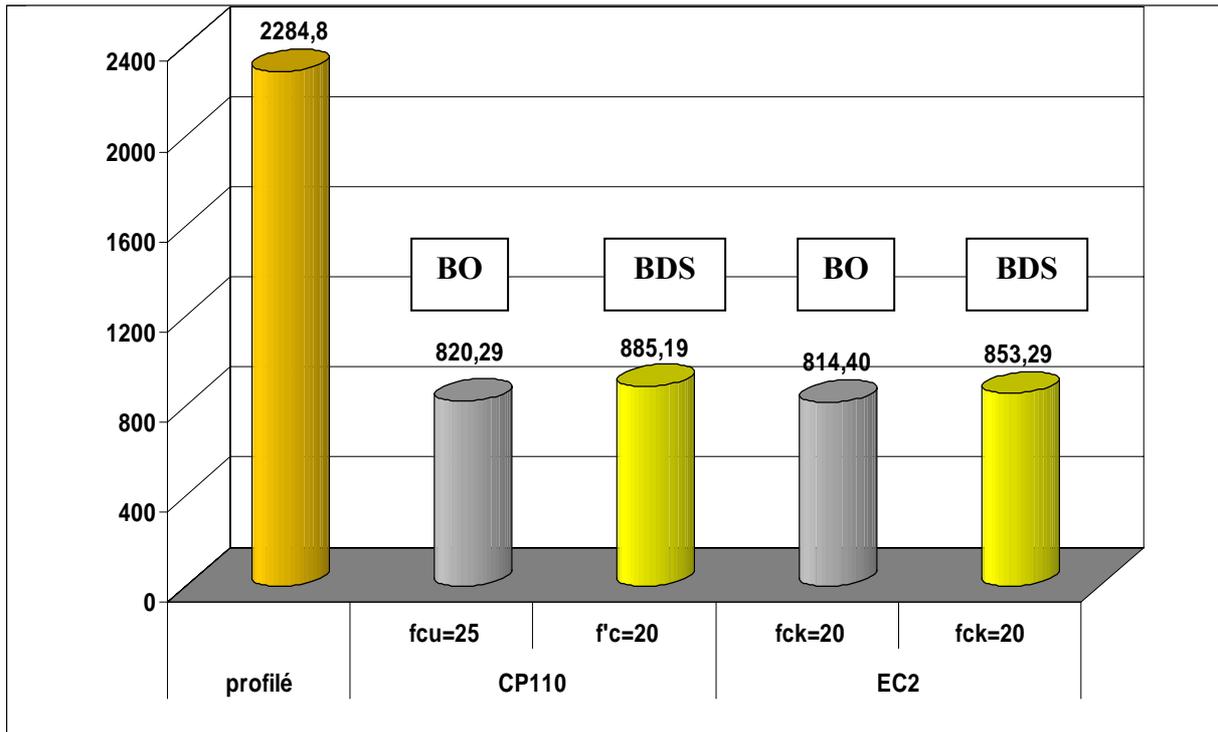


Figure (5.29): Comparaison du coût d'un 1ml entre des profilés IPE200 et des sections en béton ordinaire et béton de sable simplement armées avec changement de code pour $\beta=2.00$ et $f_{yk}=235\text{MPa}$

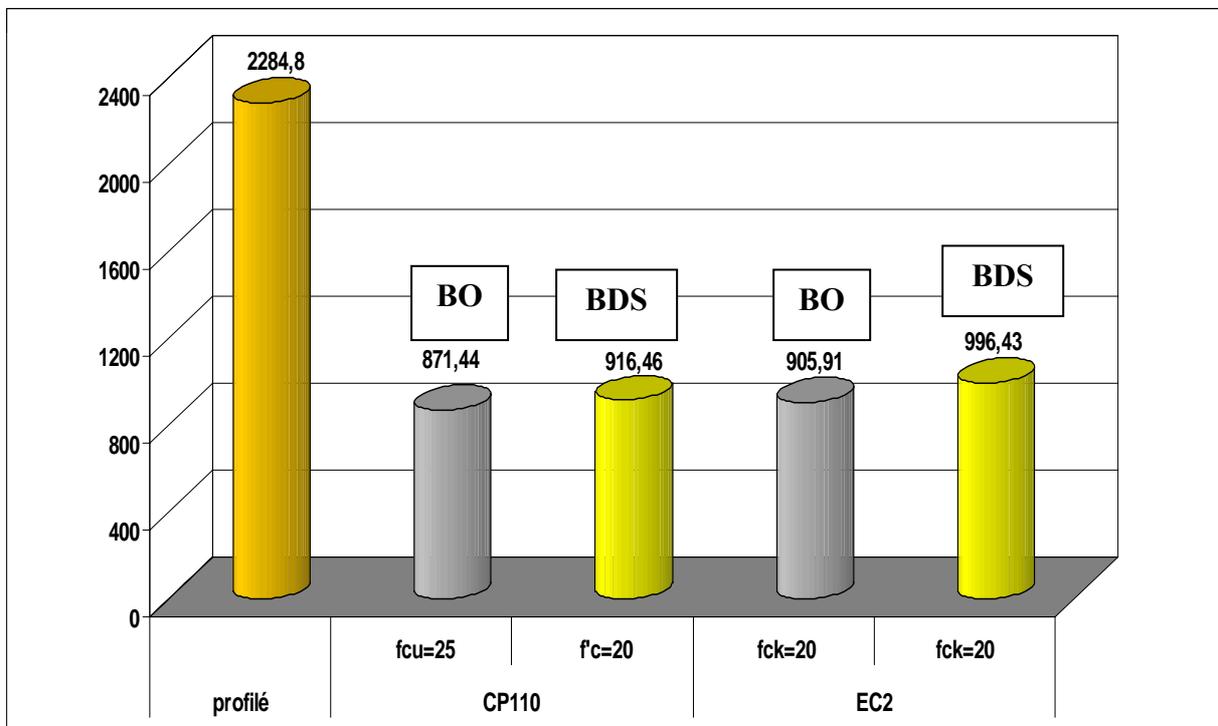


Figure (5. 30) : Comparaison du coût d'un 1ml entre des profilés IPE200 et des sections en béton ordinaire et béton de sable doublement armées avec changement de code pour $\beta=2.00$ et $f_{yk}=235\text{MPa}$

- La représentation graphique (figure 5.29) des sections simplement armées, par le code CP110, montre que le coût en dinars Algériens d'un mètre linéaire de profilé métallique est supérieur de 2.79 fois par rapport au BOA et de 2.58 fois par rapport au BDSA. De même, on note que le BDSA est supérieur de 1.08 fois par rapport au BOA.

Par ailleurs, la comparaison avec l'Eurocode2 [8] montre que le prix du 1ml de profilé métallique est supérieur de 2.81fois par rapport au prix du BOA et de 2.68 fois par rapport au prix du BDSA. Par ailleurs, le BDSA présente un prix supérieur de 1.05 fois par rapport au prix du BOA.

- La montre en utilisant le code CP110 [5] que le prix du profilée métallique d' un mètre linéaire est supérieur de 2.62 fois que celui du BOA et de 2.49 fois que celui du BDSA. De même le BDSA est supérieur de1.05 fois par rapport au BOA.

En Eurocode2 [8] le prix d'un profilé métallique est supérieur de 2.52 fois par rapport à celui du BOA et 2.29 fois par rapport au BDSA. Le BDSA est supérieur de 1.10 fois par rapport au BOA.

CHAPITRE 6

CONCLUSIONS ET

PERSPECTIVES

6. Conclusions et perspectives

6.1 Importance et rôle du développement du catalogue d'abaques

La présente étude a mis en relief l'importance du dit catalogue. Le développement d'abaques à trois entrées liant graphiquement la relation du moment réduit M_u/bd^2 et les taux géométriques des armatures tendues, ρ , et comprimées ρ' , utilisant les caractéristiques des matériaux adoptées par l'Eurocode 2 et le *CP110* était nécessaire et indispensable pour les raisons suivantes :

- Facilitation de l'opération de caractérisation (sans ce catalogue, l'opération aurait été impossible à mener de manière analytique).
- Facilitation de l'opération de comparaison entre les codes *CP110* et Eurocode 2.
- Facilitation de la comparaison du point de vue économique.

Par ailleurs ce catalogue peut être utilisé dans les calculs des poutres fléchies en béton armé qui ont des sections rectangulaires à l'état limite ultime (dimensionnement et ferrailage), il peut être aussi utilisé par une vérification rapide sur la classification d'une section donnée en béton armé quelconque (sous armée ou sur armée).

En outre, le catalogue permet la détermination rapide de la capacité flexionnelle, moment ultime ou moment plastique d'une section rectangulaire donnée immédiatement si l'ensemble des paramètres est connu à savoir f_{ck}, f_{yk} ou f_{cu}, f_y et d'/d .

6.2 Caractérisation

L'étude a révélé de cette caractérisation les deux points suivants :

- Hormis quelques sections obsolètes ($b_c > h_c$ pour β , prenant des valeurs de 2.25 et 2.50), l'ensemble des sections en béton simplement ou doublement armées équivalentes aux différents profilés *IPE* est conforme avec les dimensions utilisées en pratique.

Un mini système de détermination des sections en béton simplement et doublement armées équivalentes aux différents profilés en charpente métallique type *IPE* a été mis en œuvre et est très simple d'utilisation ce qui pourrait faciliter la prise de décision.

En outre, la caractérisation a permis l'obtention d'une multitude de sections en béton armé équivalentes à un profilé donné. Du fait du nombre important de paramètres sur les plans (géométrie $d'/d, B=b_c/b_s$ et mécanique f_{ck}, f_{ck} ou f_{cu}, f_y).

Le choix de la meilleure section équivalente est difficile à arrêter à ce stade car il dépend de deux facteurs essentiels à savoir la performance plastique (meilleure plastification possible du point de vue expérimental avec le plus petit facteur de forme possible) et le coût (étude comparative de prix pour chaque mètre linéaire de poutre en béton armé avec les différentes sections obtenues par la caractérisation comparées à un mètre linéaire de l'*IPE* en question).

6.3 Impact économique

Le prix d'un mètre cube de béton de sable nous revient sensiblement plus coûteux que celui du béton ordinaire, et sans la prise en considération du coût de la mise en place aisée du béton dans le coffrage et la qualité du produit à l'état durci.

Parmi les avantages qui peuvent compenser la différence des prix d'un m³ de béton de sable par rapport à celui d'un béton ordinaire il peut être cité ce qui suit :

- 1) absence de nuisances sonores dues à la suppression de la vibration du béton
- 2) gain des frais dépensés dus à l'énergie fournie lors de la vibration du béton
- 3) accroissement de la cadence de travail due à la facilité de la mise en place du béton
- 4) bel aspect final obtenu grâce aux qualités remarquable de ce béton

6.4 Importance de l'utilisation d'un code donné

L'étude réalisée, à titre de comparaison, a montré que l'utilisation d'un code au lieu d'un autre peut avoir des incidences plus ou moins importantes. La comparaison entre l'utilisation du *CP110* par rapport à l'*Eurocode 2* a révélé que :

- Les différences sont mineures pour la hauteur h_c , le pourcentage est de -2.4% à -2.5% pour les sections simplement armées et de -2.6% pour les sections doublement armées.
- Les différences sont plus ou moins importantes pour les taux d'armatures tendues, ρ , le pourcentage variant de 4.6% à 5.2% pour les sections simplement armées et de

-7.1% à -11.1% pour les sections doublement armées. Par ailleurs, pour le taux d'armatures comprimées, ρ' , la variation est de l'ordre de -10.0 à -11.8%.

- L'effet sur le coût est mineur, d'après l'étude des prix, il s'est avéré que pour les sections simplement armées, l'*Eurocode 2* est plus économique que le *CP110* ; le gain est de l'ordre de -3.8%. Par contre pour les sections doublement armées, le *CP110* est plus économique que l'*Eurocode 2*, le gain est de l'ordre de -6.10%.

6.5 Perspectives

La performance des deux types de sections ne faisant pas l'objet du présent travail, elle pourrait se faire lors de l'élaboration d'autres thèses et sera mise en évidence par une étude expérimentale étoffée. La différence de plastification des deux types de sections en béton armé et en charpente métallique ne pouvant être quantifiée et maîtrisée qu'avec un large programme expérimental.

Un travail expérimental ne concernant qu'un type d'IPE, a été réalisé mais n'a pas été complété par des essais sur des poutres de sections équivalentes en béton armé. Le présent thème pourrait être développé expérimentalement et complété en mettant l'accent sur deux aspects fondamentaux :

- Etude comparative sur le plan performance plastique en faisant varier le maximum de paramètres.
- Etude économique prenant en compte le maximum de paramètres possibles : la main d'œuvre, l'entretien, l'avantage de grandes portées...etc.

ANNEXE A

ANALYSE DE
SECTIONS EN
CHARPENTE
METALLIQUE ET
EN BETON ARME

A. Analyse de sections en charpente métallique et en béton armé

A.1. Détermination du moment plastique d'une section en charpente métallique

Soit une poutre en charpente métallique sollicitée en flexion pure dans le plan (X, Y) par un couple de moment, M , figure (A.1)

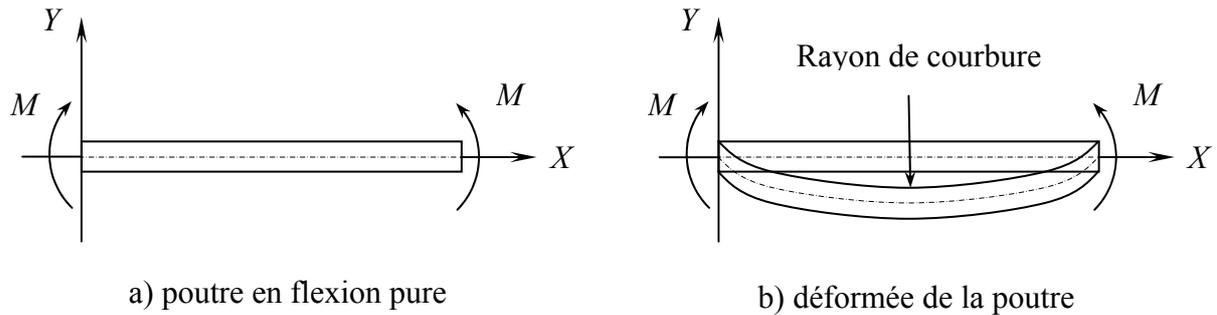


Figure (A.1). Poutre en charpente métallique sollicitée en flexion pure

- Le moment fléchissant est uniforme sur la longueur de la poutre $M(x) = M$ et l'effort tranchant est nul $T(x) = 0$.
- En raison de la symétrie du problème, la courbure de la poutre déplacée est constante $\chi(x) = \chi$ uniforme et les sections droites avant déformation restent droites après déformation (planes et perpendiculaires à la fibre moyenne).
- Le centre de courbure est commun à toutes les sections droites : la fibre moyenne se déforme donc selon un cercle, figure (A.1.b).

Compte tenu de ces hypothèses, la déformation longitudinale varie linéairement $\varepsilon = a \cdot y + b$.

En choisissant l'origine des Y , l'axe neutre, la déformation longitudinale devient $\varepsilon = a \cdot y$.

Noter qu'a priori la position de l'axe neutre est inconnue :

- ✓ En élasticité, on montre que l'axe neutre est confondu avec l'axe moyen contenant le centre d'inertie de la section droite.
- ✓ En flexion pure les sollicitations sont réduites à :
 - L'effort normal est nul $N = 0$;
 - Le moment fléchissant M ;
 - L'effort tranchant $T = 0$.

Le moment fléchissant est calculé à partir du diagramme de contrainte normale dans le cas d'un profilé à double plan de symétrie en flexion élasto-plastique pure figure (A.2).

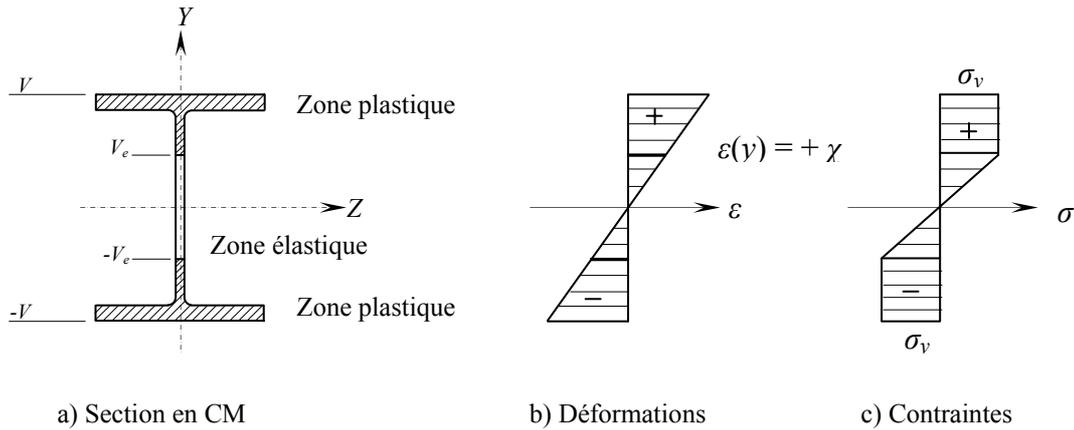


Figure (A.2). Diagramme de déformations et de contraintes pour une section en CM

$$M = \iint_{(s)} +y \cdot \sigma(y) \cdot ds = \int_{-V}^{+V} +y \cdot \sigma(y) \cdot b(y) \cdot dy = +2 \int_0^{+V} +y \cdot \sigma(y) \cdot b(y) \cdot dy.$$

$$M = 2 \left[\int_0^{+V_e} \sigma(y) \cdot y \cdot b(y) \cdot dy + \int_{-V_e}^{+V} \sigma(y) \cdot y \cdot b(y) \cdot dy \right]$$

Comme : $V_e = \frac{\varepsilon_y}{\chi} = \frac{\sigma_y}{E \cdot \chi}$, donc : $E \cdot \chi = \frac{\sigma_y}{V_e}$

Il vient :

$$M = 2 \left[\int_0^{+V_e} E \cdot \chi \cdot y^2 \cdot b(y) \cdot dy + \int_{+V_e}^{+V} \sigma_y \cdot y \cdot b(y) \cdot dy \right].$$

$$M = 2\sigma_y \left[\frac{1}{V_e} \int_0^{+V_e} y^2 \cdot b(y) \cdot dy + \int_{+V_e}^{+V} y \cdot b(y) \cdot dy \right].$$

A la limite, faisons tendre V_e vers 0 (la section est totalement plastifiée), ou ce qui revient au même, faisons tendre la courbure χ vers l'infini, alors le moment fléchissant tend vers une limite M_p appelée moment plastique.

$$M_p = \lim_{V_e \rightarrow 0} M$$

Une façon commode de calculer M_p est de le faire à partir du diagramme de contrainte limite bi-rectangulaire (toute la section est plastifiée).

$$M_p = 2\sigma_y \int_0^{+V} y \cdot b(y) \cdot dy = 2 \cdot S \cdot \sigma_y$$

Où S désigne le moment statique de la demi-section par rapport à l'axe moyen du profilé complet.

On pose : $W_{pl} = 2.S$

W_{pl} : Module plastique.

$$M_p = W_{pl} \cdot \sigma_y \quad (\text{A.1})$$

Remarque :

Le moment plastique est une idéalisation, il ne peut jamais être réellement atteint car une rupture des fibres les plus tendues (ou les fibres les plus comprimées) surviendra plutôt.

Les deux moments fléchissants seuils sont comparés entre eux en égard au comportement élasto-plastique de la section droite.

- ✓ Le moment élastique, M_e , est tel que la section droite est totalement dans le domaine élastique, le diagramme de contrainte normale limite σ_y .

Si on désigne par :

I : moment d'inertie de la section.

$V = \frac{h}{2}$: La demi-hauteur du profilé bi-rectangulaire.

Alors :

$$M_e = \frac{\sigma_y}{h} 2I \quad (\text{A.2})$$

- ✓ Le moment plastique M_p est tel que la section droite est totalement dans le domaine plastique, le diagramme de contrainte étant bi-rectangulaire.

$$M_p = 2S\sigma_y \quad (\text{A.3})$$

M_p/M_e : est un rapport adimensionnel, il ne dépend que des caractéristiques de la section droite. C'est le facteur de forme noté K .

Pour un profilé bi-symétrique, on a :

$$K = \frac{M_p}{M_e} = \frac{Sh}{I} > 1 \quad (\text{A.4})$$

A.2. comportement d'une section homogène [11]

A.2.1. Section rectangulaire

Le profilé rectangulaire est soumis à l'action d'un moment fléchissant progressif croissant, le diagramme des contraintes passe par les trois phases (élastique, élasto-plastique et plastique) représentées sur la figure (A.3).

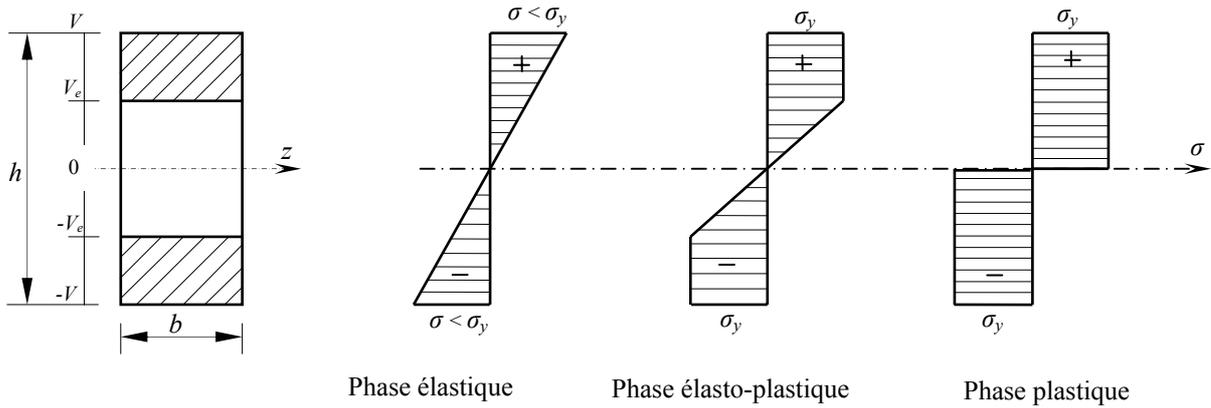


Figure (A.3). Différentes Phases de distribution des contraintes d'une section rectangulaire

i) Phase élastique :

On peut appliquer les lois de la résistance des matériaux

$$M = \frac{I}{V} \sigma$$

σ : La contrainte sur la fibre la plus tendue (ou comprimée)

$I = \frac{bh^3}{12}$: Moment d'inertie de la section droite.

$V = \frac{h}{2}$: La demi-hauteur.

Donc :

$$M = \frac{1}{6} bh^2 \sigma$$

La courbure est donnée par :

$$M = EI\chi \Leftrightarrow \chi = \frac{\sigma}{VE}$$

On définit le moment élastique tel que la contrainte maximale atteinte la limite élastique σ_y .

$$M = \frac{1}{6} bh^2 \sigma_y \quad (\text{A.5})$$

La courbure élastique correspondante est :

$$\chi_e = \frac{2\sigma_y}{hE}$$

ii) Phase élasto-plastique :

On calcule le moment fléchissant :

$$M = 2\sigma_y \left[\frac{1}{V_g} \int_0^{+V_g} y^2 b(y) dy + \int_{-V_g}^{+V_g} y b(y) dy \right]$$

$$M = 2\sigma_y \left[\frac{1}{V_g} \cdot \frac{bV_g^3}{3} + \frac{b}{2}(V^2 - V_g^2) \right]$$

$$M = b \cdot \sigma_y \left[V^2 - \frac{V_g^2}{3} \right].$$

Et la courbure :

$$\chi = \frac{1 \sigma_y}{V_g E}$$

En domaine élastique :

$$\frac{M}{M_g} = \frac{\chi}{\chi_g}, \quad \text{avec : } \chi < \chi_e$$

En domaine élasto-plastique :

$$\frac{M}{M_g} = \frac{3}{2} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\chi}{\chi_g} \right)^{-2} \right] \quad (\text{A.6})$$

On remarque que M tend vers M_p quand $\chi \rightarrow +\infty$.

Donc ici $M_p = \frac{3}{2} M_g$ (le facteur de forme du profilé rectangulaire est égal à $\frac{3}{2}$).

L'évaluation du moment fléchissant en fonction de la courbure est reportée dans un diagramme adimensionnel figure (A.4)

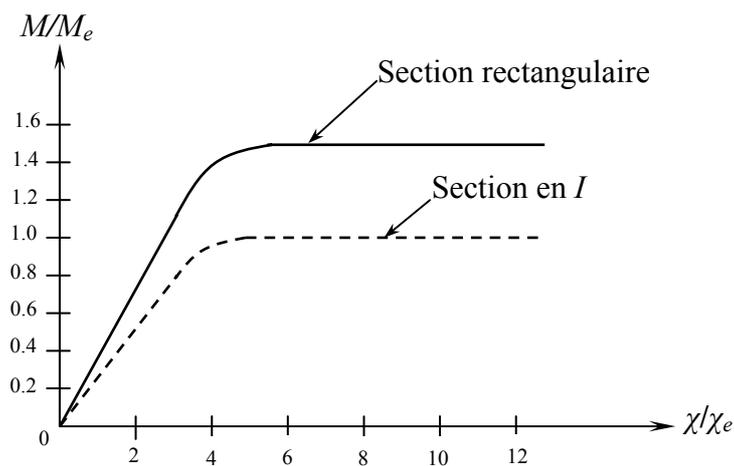


Figure (A.4). Diagramme moment-courbure pour les deux types de sections

A.2.2. Section en I type IPE

La section en IPE est une section symétrique par rapport à l'axe Y et à l'axe Z, la distribution des contraintes est représentée sur la figure (A.5) ci-après.

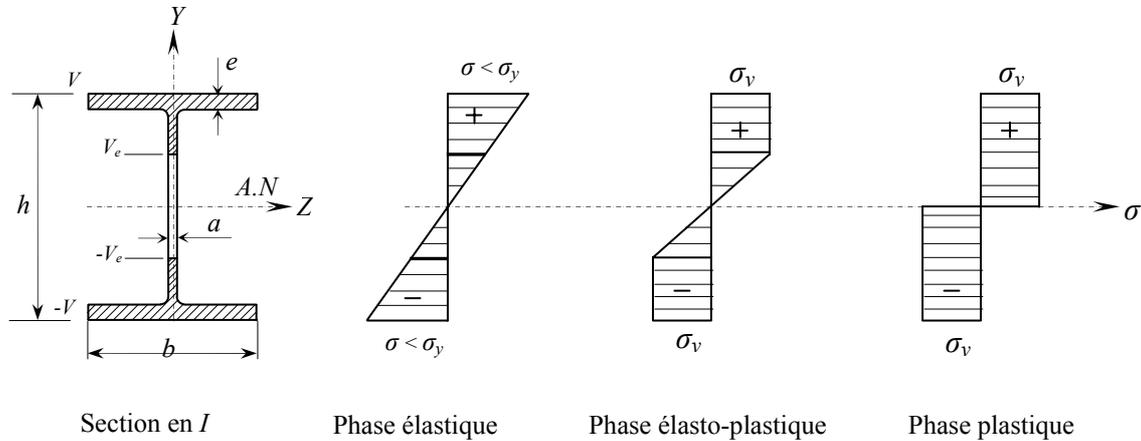


Figure (A.5). Différentes Phases de distribution des contraintes pour une section en I

i) Phase élastique :

On peut appliquer les lois de la résistance des matériaux en régime élastique linéaire.

On calcul l'inertie du profilé :

$$I = \frac{2}{3} a(V - e)^3 + \frac{b e^3}{6} + \frac{b e^2}{2} (2V - e)^2$$

Donc le moment élastique :

$$M_s = \frac{I}{V} \sigma_y = \left[\frac{2}{3V} a(V - e)^3 + \frac{b e^3}{6V} + \frac{b e}{2V} (2V - e)^2 \right] \sigma_y \quad (\text{A.7})$$

Et la courbure correspondante :

$$\chi_s = \frac{\sigma_y}{E V}$$

ii) Phase élasto-plastique :

Le moment fléchissant est obtenu par intégration des moments élémentaires produits par les contraintes normales.

$$M = 2\sigma_y \left[\frac{1}{V_s} \int_0^{V_s} y^2 b(y) dy + \int_V^{V-s} y b(y) dy + \int_{V-s}^V y b(y) dy \right]$$

$$M = 2\sigma_y \left[\frac{\alpha}{2} (V^2 - V_e^2) + \left(\frac{2V_e - e^2}{2} \right) (b - a) \right] \quad (\text{A.8})$$

Et la courbure correspondante vaut :

$$\chi = \frac{\sigma_y}{E} \frac{1}{V_e}$$

Etablissant la courbe $\left\{ \frac{\chi}{\chi_e}, \frac{M}{M_e} \right\}$ figure (A.4).

Donc :

$$\frac{M}{M_e} = \frac{a \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\chi}{\chi_e} \right)^{-2} \right) + (2V_e - e^2) \left(\frac{b - a}{V^2} \right)}{\frac{2\alpha}{3V^3} (V - e)^3 + \frac{be^3}{6V^3} + \frac{be}{2V^3} (2V - e)^2}$$

Comme exemple un cas particulier de l'*IPE* 200.

$$V = \frac{h}{2} = 100 \text{ mm}$$

$$b = 100 \text{ mm}$$

$$a = 5.6 \text{ mm}$$

$$e = 8.5 \text{ mm}$$

$$\frac{M}{M_e} = \frac{20.96 - 1.87 \left(\frac{\chi}{\chi_e} \right)^{-2}}{18.22}$$

Le facteur de forme est obtenu quand la courbure tend vers l'infini.

$$K = \frac{M_p}{M_e} = \lim_{\chi \rightarrow \infty} \frac{M}{M_e} \simeq 1.15$$

Le facteur de forme est voisin de 1.

A.2.3. Conclusions

- Une fois atteint le moment élastique, une faible augmentation des sollicitations provoque la plastification des semelles, on atteint pratiquement le moment résistant.
- Dans la pratique on supposera donc :
 - 1- Quant le moment plastique peut être effectivement atteint.

2- La poutre a un comportement linéaire élastique jusqu'à ce que le moment plastique soit atteint.

Remarque :

L'étude des profilés en domaine élasto-plastique est restreinte au cas des profilés à deux plans de symétrie dans ce cas l'axe neutre est confondu avec l'axe moyen (axe du centre d'inertie), qui également l'axe de symétrie.

Le moment plastique d'un profilé vaut :

$$M_p = W_{pl} \sigma_y$$

On donne la valeur du module plastique W_{pl} pour une section en I fléchie par rapport à l'axe parallèle ou perpendiculaire à l'âme, figure (A.6)

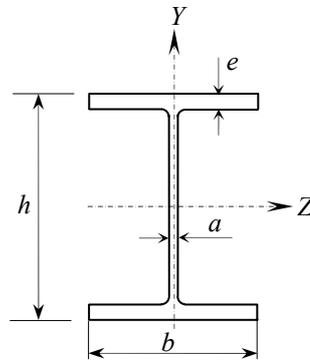


Figure (A.6). Module plastique d'une section en I

- Section fléchie verticalement :
(Par rapport à l'axe Z)

$$W_{plz} = \frac{ah^2}{4} + (b-a)(h-e)e$$

- Section fléchie transversalement :
(Par rapport à l'axe Y)

$$W_{ply} = \frac{eb^2}{2} + (h-2e)\frac{a^2}{4}$$

a : épaisseur de l'âme de la section.

b : largeur de la semelle.

e : épaisseur de la semelle.

h : hauteur de section.

A.3. Détermination du moment ultime d'une section non usuelle en béton armé

A.3.1. Exposé de la méthode basée sur le concept de la théorie générale

La théorie est basée sur cinq hypothèses fondamentales [13] :

- La théorie de flexion pour le béton armé suppose que le béton se fissure dans les régions des contraintes de traction et que, après avoir fissurer, toute les contraintes de traction sont portés par les armatures. On suppose également que les sections planes d'une pièce demeurent planes après déformation, de sorte qu'à travers la section la distribution des déformations est linéaire.
- L'état limite à la ruine est obtenu quand la déformation relative dans le béton ε_{cc} à la fibre la plus comprimée atteint une valeur spécifique ε_{cu} (les principaux codes la prennent égale à 3500.10^6 pour BOA et 5000.10^6 pour BDSA [5,8]).
- A la rupture (image instantanée de la ruine), la distribution des contraintes de compression dans le béton est définie par un bloc parabole-rectangulaire représente la distribution à la rupture quand les déformations compressives sont dans la marge plastique et elle est associée à la conception pour l'état limite ultime.
- Le bloc rectangulaire équivalent de contrainte est une alternative simplifiée à la distribution parabole-rectangle, figure (A.7)
- Car il y a de compatibilité des déformations entre l'armature et le béton adjacent, les déformations d'acier dans la traction, ε_{st} , et dans la compression, ε_{sc} , peuvent être déterminé à partir du diagramme de déformations.

Remarque : Ces hypothèses exigent que la section transversale ait un axe de symétrie verticale.

A.3.2. Moment ultime ou moment plastique d'une section non usuelle en BOA et BDSA :

Soit une section non usuelle en BOA et BDSA sollicitée à la flexion simple.

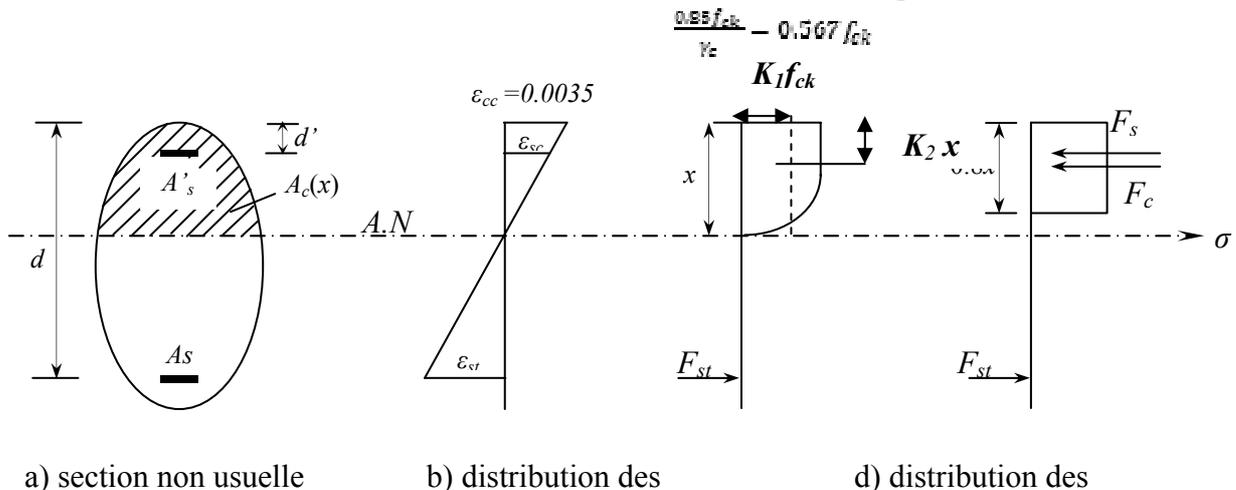


Figure (A.7). Distribution des contraintes et déformations d'une section non usuelle en BOA

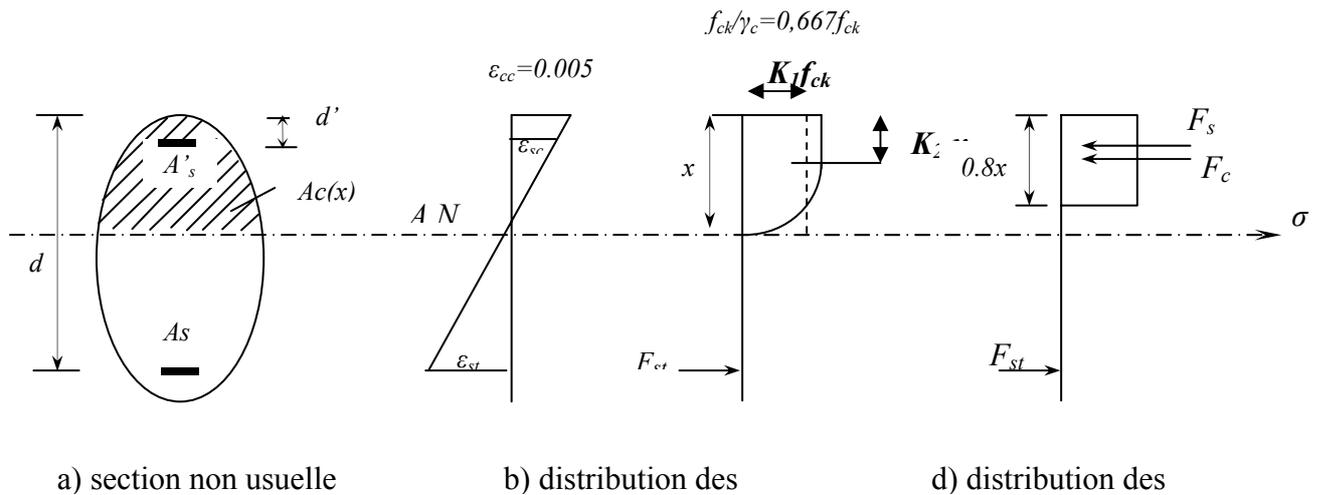


Figure (A.8). Distribution des contraintes et déformations d'une section non usuelle en BDSA

A partir de l'équilibre interne :

$$F_{sc} + F_{cc} = F_{st} \quad (\text{A.9})$$

De sorte que :

$$\text{Pour BOA : } F_{sc} = K_1 f_{ck} A_c(x)$$

$$\text{Pour BDSA : } F_{sc} = K_1 f_{ck} A_c(x)$$

$$F_{cc} = f'_s A'_s$$

$$F_{st} = f_s A_s$$

Où f'_s et f_s sont les contraintes dans les armatures tendues et comprimées

Substituant, l'équation d'équilibre (A.9) devient alors :

$$\text{Pour BOA : } K_1 f_{ck} A_c(x) + f'_s A'_s = f_s A_s \quad (\text{A.10})$$

$$\text{Pour BDSA : } K_1 f_{ck} A_c(x) + f'_s A'_s = f_s A_s \quad (\text{A.11})$$

L'équations (A.10) et (A.11) sont des équations qui présente trois inconnues interdépendantes $A_c(x), f'_s, f_s$, qui ne peut être résolue que par la méthode d'essai successifs [10]

Les étapes à suivre dans cette méthode sont :

1) Fixer x premièrement égale à une valeur de $x = d/2$;

2) Calculer ε_{st} et ε_{sc} par :

$$\varepsilon_{st} = \varepsilon_{cc} \left(\frac{d-x}{x} \right) \quad (\text{A.12})$$

et

$$\varepsilon_{sc} = \varepsilon_{cc} \left(\frac{x-d'}{x} \right) \quad (\text{A.13})$$

Où d est la hauteur utile, d' : est l'enrobage des armatures comprimées.

À l'état limite ultime la déformation maximale du béton comprimé est prise :

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{cu} = 0.0035 \quad \text{pour BOA}$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{cu} = 0.005 \quad \text{pour BDSA}$$

Après avoir déterminé les déformations, on peut évaluer les contraintes dans les armatures, f'_s et f_s à partir des courbes contraintes-déformations appropriées.

4) Remplaçant x , f'_s et f_s dans l'équations d'équilibre (A.10) et (A.11), si l'égalité est vrai, x est une solution, Si ce n'est pas le cas, le problème exigerait la solution en essayant des valeurs successives de x jusqu'à ce que :

$$F_{cc} + F_{cc} = F_{st}$$

Une fois la profondeur de l'axe neutre est connue, l'équilibre est atteint, le moment ultime de la section sera donné par :

a) Par rapport à la section des armatures tendues

$$\frac{M_u}{A_s} = F_{sc} (d - d') + F_{cc} (d - 0.40x) \quad (\text{A.14})$$

b) Par rapport au centre de gravité de la section de la partie comprimée du béton

$$\frac{Mu}{CDG} = F_{st} (d - 0.4x) + F_{sc} (0.40x - d') \quad (\text{A.15})$$

ANNEXE B

PRESENTATION GRAPHIQUE DU CATALOGUE D'ABAQUES A TROIS ENTrees

B. Présentation graphique du catalogue d'abaques à trois entrées

B.1. Introduction

La volonté d'utiliser au mieux la matière pour des raisons économiques, ainsi que la tendance à une conception optimale, conduisent nécessairement à mettre à la disposition des ingénieurs un catalogue d'abaques à trois entrées liant graphiquement la relation du moment réduit M_u / bd^2 et les taux géométriques des armatures tendues, ρ , et comprimées, ρ' , d'un élément structural en béton de sable armé et béton ordinaire armé (poutre) soumise à la flexion simple, utilisant les caractéristiques des matériaux adoptées par l'*Eurocode 2* [8,13], et CP110 [5]. Ces abaques doivent être conçus en fonction des paramètres influents à savoir l'enrobage des aciers d'/d , la résistance caractéristique à la compression du béton, la résistance caractéristique des aciers, la position de l'axe neutre, x/d ,...etc.

B.2. Principe de conception d'abaques à trois entrées

Les équations de base utilisées dans la conception de ce catalogue d'abaques à trois entrées liant graphiquement le moment réduit M_u/bd^2 et les taux d'armatures tendues $\rho = 100A_s/bd$ et comprimées $\rho' = 100A'_s/bd$ sont tirés à partir d'une analyse d'une section rectangulaire en béton de sable armé et béton ordinaire armé (élément structural) soumise à la flexion simple, utilisant les caractéristiques des matériaux adoptées par l'*Eurocode 2* [8,13]. Ces équations utilisées pour la conception d'abaques sont obtenues en prenant l'équilibre des moments autour de l'axe neutre. Le principe de développement est exposé et détaillé dans le chapitre 3.

B.3. Présentation d'abaques types

Il a été jugé nécessaire de représenter qu'une série d'abaques pour un f_{ck} donné et un f_{yk} donné et quatre valeurs de d'/d (0.05, 0.10, 0.15, 0.20). Les figures (B.1) à (B.4) représentent cette série d'abaques.

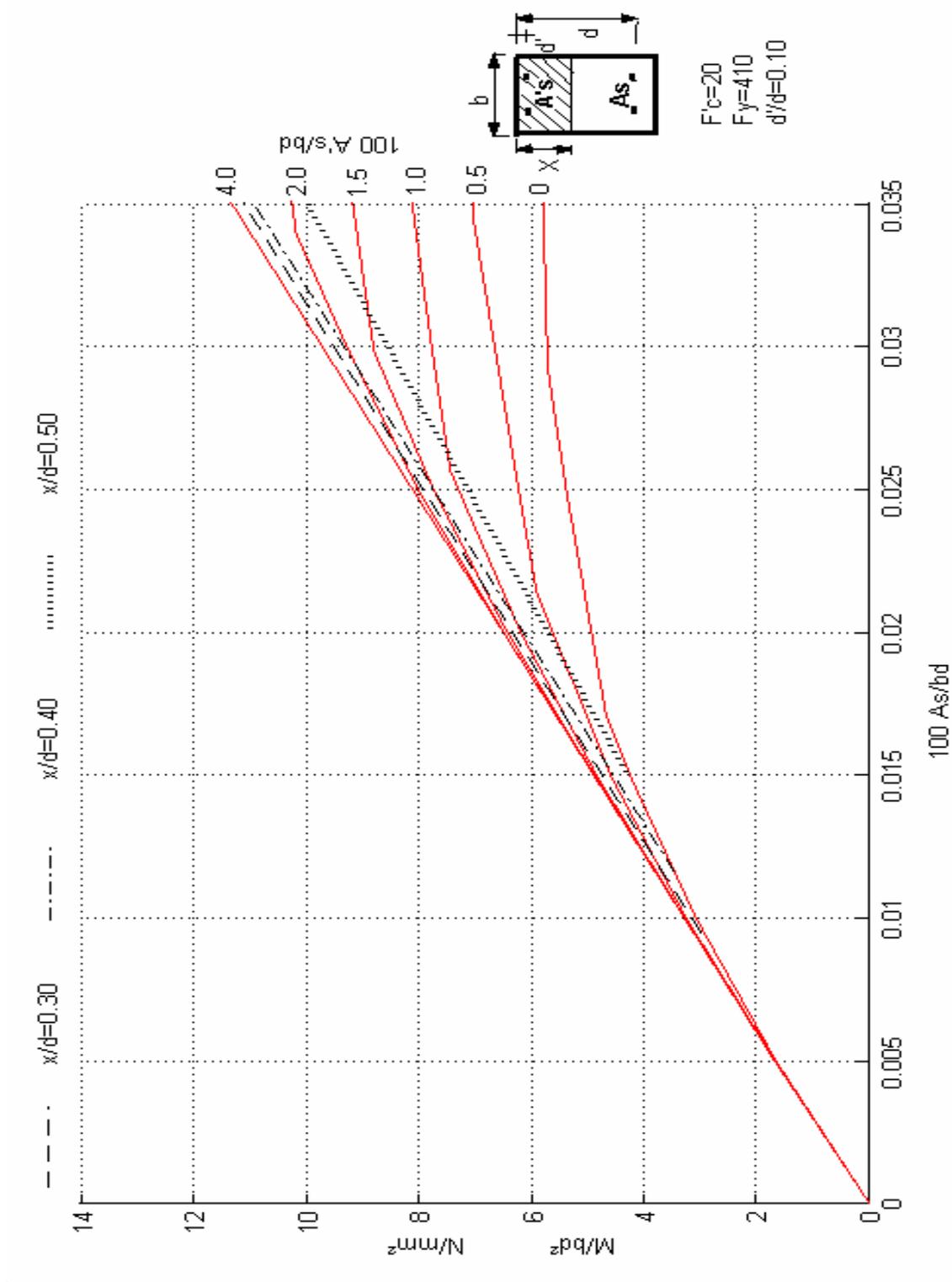


Figure (B.1). Moment réduit en fonction de ρ et ρ' , béton de sable (CP110), cas de $f_y=410MPa$, $f'_c=20MPa$ et $d'/d=0.10$

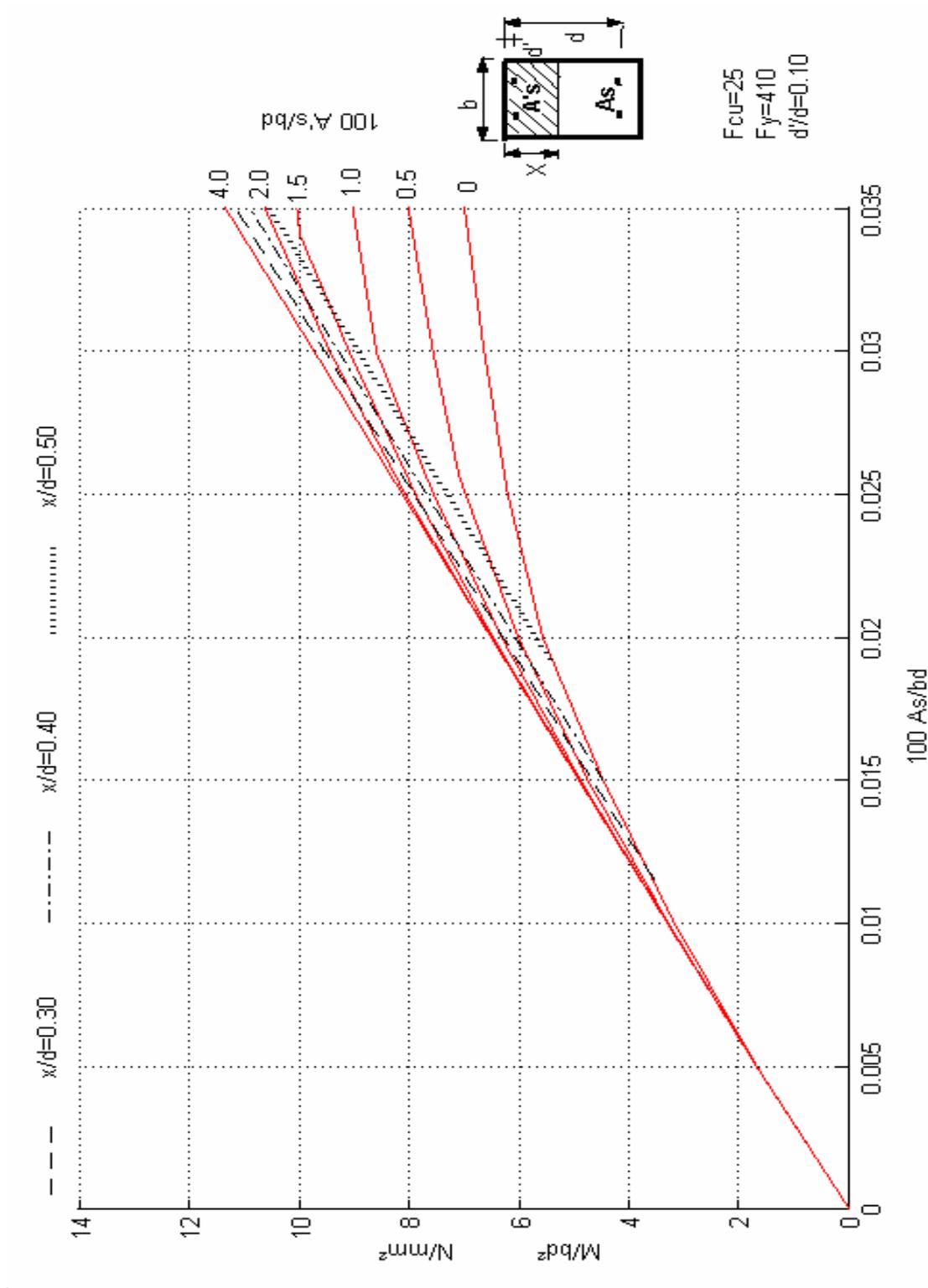


Figure (B.2). Moment réduit en fonction de ρ et ρ' , béton ordinaire (CP110), cas de $f_y=410MPa$, $f_{cu}=25MPa$ et $d'/d=0.10$

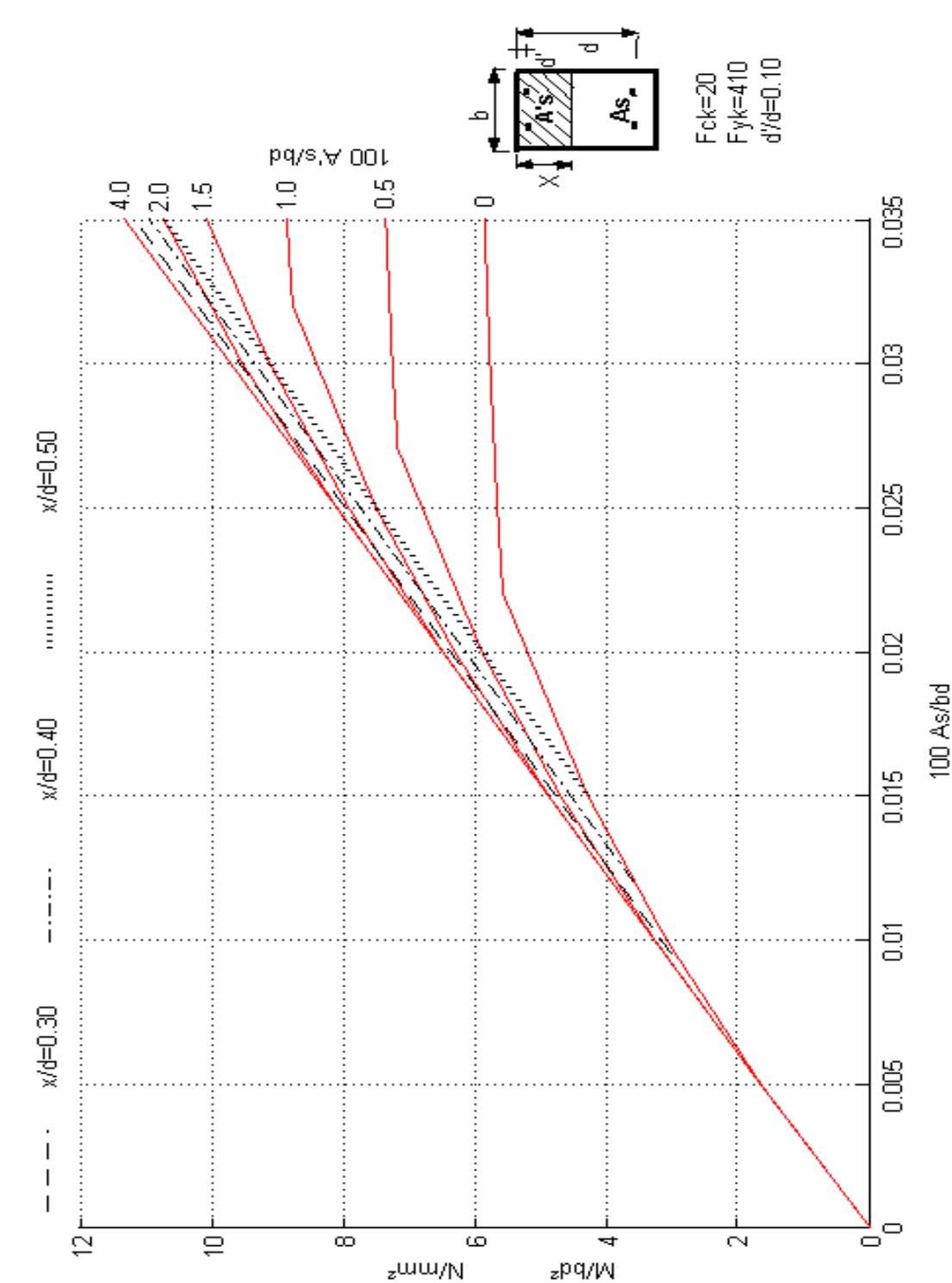


Figure (B.3). Moment réduit en fonction de ρ et ρ' , **Béton de sable (Eurocode 2)**, cas de $f_{yk} = 410 \text{ MPa}$, $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$ et $d'/d = 0.10$

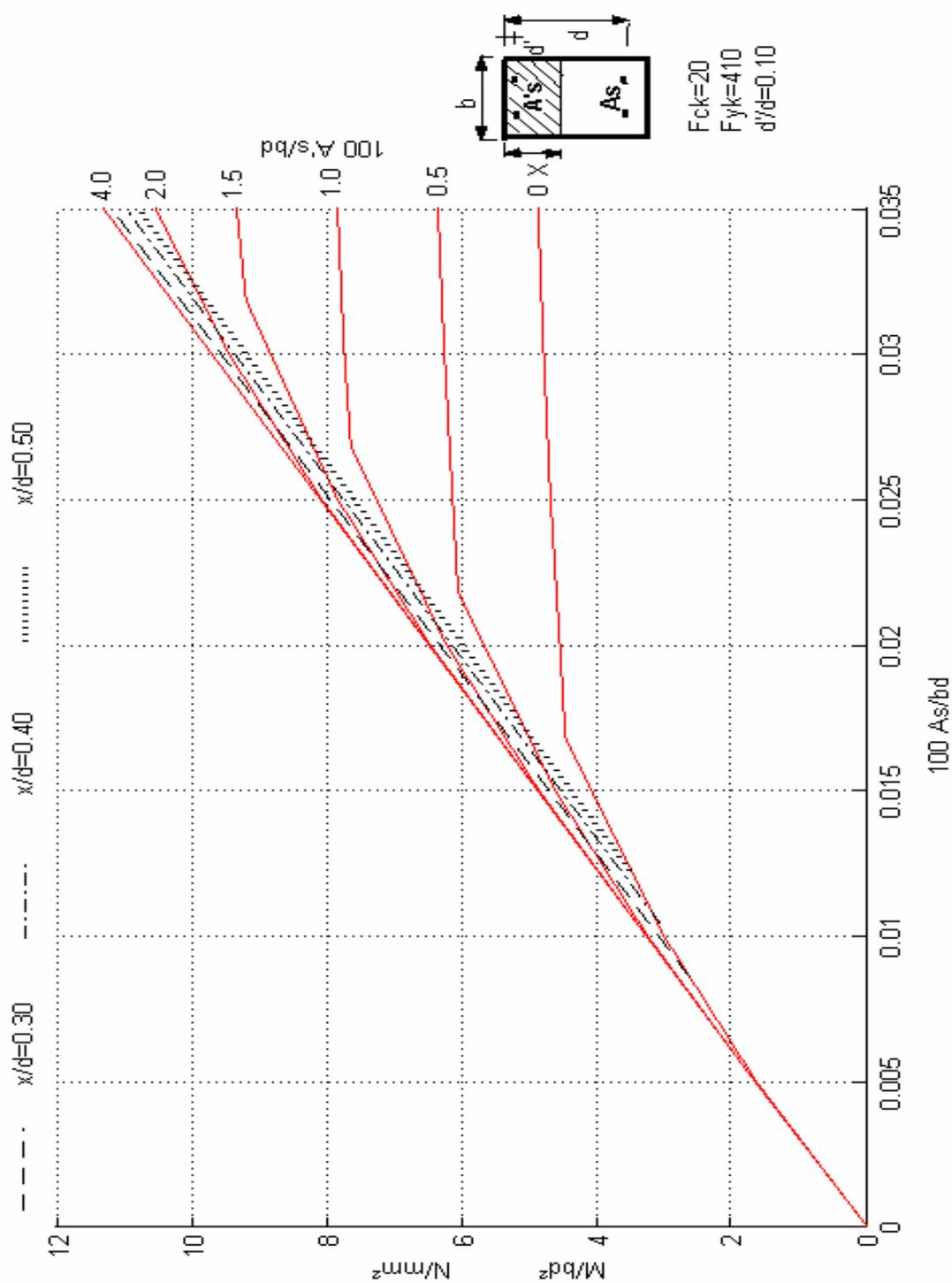


Figure (B.4). Moment réduit en fonction de ρ et ρ' , Béton ordinaire (Eurocode 2), cas de $f_{yk} = 400MPa$, $f_{ck} = 25MPa$ et $d'/d = 0.20$

Références bibliographiques

- [1]. **BOUSSAFEL S.** (2003). "Analyse plastique d'éléments structuraux rectilignes en béton armé et en charpente métallique – Etude comparative ".Thèse de Magister. Université de constantine. Algérie.
- [2]. **BOUTLIKHT M.** (2005) " comportement d'éléments structuraux rectilignes en béton armé et en charpente métallique en flexion pure". Thèse de Magister. Université de Batna. Algérie.
- [3]. **BEROUAL S.** (2008) " Caractérisation de sections en béton armé équivalentes à la gamme des profilés (IPE) en utilisant les caractéristiques de matériaux adoptées par les Eurocodes 2 et 3". Thèse de Magister. Université de constantine. Algérie.
- [4]. **PROJET NATIONAL DE RECHERCHE/ DEVELOPPEMENT SABLOCRETE (BETONS DE SABLE CARACTERISTIQUE ET PRATIQUES D'UTILISATION).** Presses de l'école nationale des ponts et chaussées.
- [5]. **CP110.** (1972) "code of practice for the structural use of concrete ". Part 2. Design charts for singly reinforced beams, doubly reinforced beams and rectangular columns. EDITIONS BSI British Standards Institution. Londres. Grande-Bretagne.
- [6]. **DAUSSY R (1979).** "Guide pratique de charpente métallique ". QUATRIEME EDITION revue et corrigée. EDITIONS EYROLES. Paris. France.
- [7]. **DAVIDOVICI Victor (1996).** " Formulaire du béton armé " ELEMENT DE CALCUL : INTERFACE BETON ARME/CHARPENTE METALLIQUE, Règles BAEL 91, Eurocode 2, Règles parasismiques 92. EDITIONS DU MONITEUR. Paris. France.
- [8].**EUROCODE 2.** (1992). " Calcul des structures en béton " et Document d'Application Nationale. Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments. EDITIONS AFNOR. Paris. France.
- [9].**KONG F.K, EVANS R.H.** (1980). "Reinforced and prestressed concrete" 2nd edition. EDITION VNR Van Nostrand Reinhold (UK) Co. Ltd. Londres. Grande-Bretagne.
- [10].**MOSLEY W.H, HULSE R, BUNGEY J.H. (1996).** "Reinforced concrete design to Eurocode 2". Eurocode 2. EDITIONS ROWE LTD CHIPPENHAM, WILTS Londres. Grande-Bretagne.
- [11].**RENAUD H, LETERTRE F. (1992).** "Ouvrages béton armé, technologie du bâtiment. Gros- œuvres ". Actualisation 92 conforme aux nouvelles Règles BAEL. EDITIONS FOUCHER. Paris. France.
- [12].**MOREL jean.**(1999). "Calcul des structures métallique selon l'Eurocode3".QUATRIEME TIRAGE. EDITIONS EYROLES. Paris. France.
- [13].**SAMAI M. L. (2007).** "Analyse plastique des structures" Notes des cours de poste graduation. Université de constantine. Algérie.
- [14].**TICHY M, RAKOSNIK J. (1975).** "Calcul plastique des ossatures en béton armé". EDITIONS EYROLES. Paris. France.