

Guide Pratique du Bâtiment

Guide d'application au calcul des structures des bâtiments



Réalisé par :

MAGHRAOUI Abdelmonaim ELKHATAB Younes

Dirigé par :

Pr. KHADOURI Nacira Ing. NQAIRI Redouane



**Ecole Hassania des
Travaux Publics**

DEDICACE

« Je dédie ce travail à ma mère, mon père, mes deux sœurs et mes deux frères »

MAGHRAOUI Abdelmonaim

« A toute ma famille, à tous mes amis je dédie ce travail »

ELKHATAB Younes

PREFACE

Dans un métier marqué par la multitude des textes et des documents qui l'organise, le besoin d'un recueil qui regroupera, pratiquement, l'essentiel de tous ces documents est imminent.

Le présent guide est destiné à combler ce besoin, il met à la disposition de l'ingénieur du bâtiment un outil pratique qui traite tous les aspects fondamentaux des structures de bâtiments en béton armé.

Il ne prétend pas traiter à fond le comportement et le calcul des structures de bâtiment en béton armé car le sujet est extrêmement vaste et complexe.

Le but poursuivi, beaucoup plus modeste, par ce guide est de donner des méthodes de calcul, des formules pratiques et des recommandations pour l'étude d'une structure de bâtiment en béton armé depuis l'étude géotechnique et passant par la conception de la structure jusqu'au calcul et le dimensionnement des éléments de base d'une structure en béton armé.

Nous espérons que ce travail soit utile aux ingénieurs d'étude et de contrôle aussi bien que pour tous les intervenants dans le domaine du bâtiment.

MAGHRAOUI Abdelmonaim

ELKHATAB Younes

RESUME

Le but de ce projet de fin d'étude est l'élaboration d'un guide pratique pour l'étude des structures d'un bâtiment. En effet, l'étude d'un bâtiment est régie par plusieurs normes : norme de calcul du béton armé (BAEL 91 modifié 99), règlement parasismique (RPS2011), règlement géotechnique (Fascicule 62 titre V... Ces règlements définissent les sollicitations à prendre en compte dans le calcul, les méthodes de calcul valables, les vérifications et les dispositions constructives à respecter pour différents éléments de la structure d'un bâtiment.

Toutefois, au cours de son métier, l'ingénieur de structure a plus besoin de méthodes et démarches pratiques à suivre pour calculer une structure d'un bâtiment tout en respectant les différentes normes existantes.

De ce fait, ce projet de fin d'études présente un document regroupant des méthodes pratiques de calcul des différents éléments de la structure d'un bâtiment, les hypothèses de calcul à respecter et des solutions pratiques aux problèmes fréquemment rencontrés au cours de l'étude d'un bâtiment.

Le présent projet de fin d'études se compose en quatre grandes parties, la première porte sur les différents aspects de l'étude géotechnique dans un projet de bâtiment et présente des solutions pratiques des différents problèmes des sols de fondation d'un bâtiment au Maroc.

La deuxième partie précise les différentes hypothèses considérées dans le calcul d'un bâtiment et les propriétés, la composition et modèles de calcul des matériaux de construction du bâtiment (béton et acier).

La troisième partie traite le volet de l'étude parasismique d'un bâtiment. Elle est divisée en trois sous parties, le principe et la méthode de calcul sismique, la conception sismique et les dispositions constructives sismiques du règlement parasismique RPS2011.

La quatrième partie comporte les méthodes de calcul des éléments de structure d'un bâtiment : planchers, poutres, poteaux, voiles, fondations selon le règlement BAEL 91 modifié 99.

ABSTRACT

The aim of this paper is writing a practical guide to concrete building structural calculation. Indeed, concrete building structural calculation is governed by multiple norms: concrete norm (BAEL 91 modified 99), seismic norm (RPS2011), geotechnical norm (Fascicule 62 titre V)...These norms define the stresses to be taken in account, valid calculation methods, verifications and construction details for different building structure elements.

However, in his line of work, the structural engineer needs practical methods to calculate building structures while meeting the norm standards. Thereby, this paper contains calculation hypothesis, practical calculation methods and practical solutions for frequently encountered problems.

It is divided in four chapters, the first one presents the different aspects of geotechnical studies in a building project and practical solutions for different building foundation soil problems in Morocco.

The second part specify the different calculation hypothesis and material properties, composition and calculation models (concrete and steel).

The third part covers building seismic analysis. It is divided in three sub chapters, seismic calculation principle and methods, seismic design and seismic construction details. This chapter is based on the Moroccan seismic norm RPS2011.

The fourth chapter presents calculation methods for different building structure elements: slab, beam, column, wall, foundations. It is based on the concrete norm BAEL 91 modified 99.

REMERCIEMENTS

Ce n'est pas par coutume mais par reconnaissance que nous tenons à adresser nos vifs remerciements et nos sincères gratitude à toutes les personnes qui ont contribué à la réussite de ce présent travail

Nous tenons à remercier tout d'abord Mr REDOUANE NQAIRI, directeur général de bureau de contrôle RISK CONTROL, pour avoir eu l'amabilité de nous accueillir au sein de son organisme et pour les judicieux conseils et les directives qu'il nous a prodigués
Nous remercions tout particulièrement notre encadrante Mme Nacira KHADOURI professeur à l'EHTP qui n'a ménagé ni son temps ni son énergie pour assurer de près le suivi de notre travail. Nous sommes très reconnaissants de son aide inestimable, des conseils fructueux qu'elle n'a cessés de nous prodiguer tout au long de notre PFE

Nous tenons à remercier M SALAHANE pour son intérêt, sa disponibilité et pour tous ses conseils.

Nous remercions également Mme AZMI, M. CHERRABI, M GOUNNOUNI, Mme Kassou, M. Niazí professeurs à l'EHTP, pour leur aide et pour leurs précieux conseils et recommandations

Nous tenons à remercier aussi tous les membres du jury pour leur bienveillance à vouloir évaluer notre travail.

Un grand merci à toutes les personnes de RISK CONTROL pour leur soutien et leur bienveillance.

Enfin, Nous adressons par l'occasion, nos sincères gratitude au corps professoral de l'Ecole Hassanía des Travaux Publics.

Et toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin au bon déroulement de ce travail, qu'elles voient en ces mots l'expression de notre gratitude pour leur présence, pour leur dévouement et pour l'aide inestimable qu'elles nous ont apportés tout au long de ce petit parcours. Un petit bout de chemin certes, mais un grand enrichissement.

SOMMAIRE

DEDICACE	1
PREFACE	2
RESUME	3
ABSTRACT	4
REMERCIEMENTS	5
LISTE DES FIGURES	13
LISTE DES TABLEAUX	15
PARTIE I : ASPECT GEOTECHNIQUE DES SOLS DES BATIMENTS	17
I. LE SOL DANS LE BATIMENT :.....	18
1. Le sol :	18
2. Paramètres de base :.....	18
3. Types de sol des fondations :.....	19
3.1. Les roches ignées.....	19
3.2. Les roches sédimentaires.....	19
II. RECONNAISSANCE DES SOLS :	21
1. Essais d'identification des sols :.....	21
1.1. L'analyse granulométrique (NF P 94-056) :.....	21
1.2. Les limites d'Atterberg :.....	22
1.3. La valeur de bleu (V.B.S) (norme NF P 94-068) :.....	23
1.4. Teneur en matières organiques :.....	23
1.5. Classification LCPC (NFP 11.300 de septembre 1992).....	23
2. Essais mécaniques:	24
2.1. Essai œdométrique (NF P94-090) :.....	24
2.2. Essai triaxial (NF P 94-070) :.....	26
2.3. Essai pressiométrique : (NF P 94-110 – 1, janvier 2000)	27
2.4. Autres essais in-situ :	28
3. Exploitation des essais : Calcul des tassements sous une fondation superficielle :.....	30
4. Exploitation des essais : Calcul de la portance du sol sous une fondation superficielle :.....	35
4.1. Méthode $c - \varphi$:.....	35
4.2. Méthode pressiométrique :.....	37
4.3. Ordres de grandeur des pressions admissibles de certains sols :	39
5. Pratique des reconnaissances géotechniques :.....	39
5.1. Eléments nécessaires dans un livrable d'essai in-situ.....	40
5.2. Recommandations pour le choix des essais géotechniques nécessaires	40
6. Valeurs typiques de certains paramètres du sol :.....	41
III. PROBLEME DES SOLS DANS LE MAROC :	42
1. Les sols gonflants :	42
1.1. Quantification du problème des sols gonflants.....	42

1.2. Localisation géographique du problème :.....	45
1.3. Caractérisations des sols gonflants selon les régions :.....	46
1.4. Mise en place des fondations sur sols gonflants	47
2. Liquéfaction des sols:.....	52
2.1. Identification des sols liquéfiables :.....	52
2.2. Quantification de la liquéfaction :.....	53
2.3. Recommandation pour les sols liquéfiables.....	53
3. Construction sur sol présentant problème de la nappe.....	54
3.1. Présentation du problème :.....	54
3.2. Recommandations pour la construction :.....	54
PARTIE II : HYPOTHESES DE CALCUL CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.....	57
I. INTRODUCTION AU REGLEMENT BAEL :.....	58
1. Domaine d'application :.....	58
2. Notion d'état limite :.....	58
II. ACTIONS SUR LES STRUCTURES (BAEL 91 MOD99) :.....	58
1. Actions permanentes :.....	58
2. Actions variables :.....	62
2.1. Charges d'exploitation uniformément réparties :.....	62
2.2. Charges concentrées :.....	64
2.3. La dégression des charges :.....	64
3. Actions accidentelles :.....	65
III. COMBINAISONS DE CHARGES :.....	65
1. Pour les états limites ultimes :.....	66
2. Pour les états limites de service :.....	66
3. Cas pratiques :.....	67
3.1. Planchers :.....	67
3.2. Poteaux :.....	67
3.3. Fondations :.....	67
4. Pour les situations accidentelles :.....	68
IV. MATERIAUX : BETON ET ACIER.....	68
1. Le béton :.....	68
1.1. Caractéristiques mécaniques du béton :.....	68
Le module de déformation transversal du béton noté G	70
1.2. Diagramme contraintes-déformations :.....	70
1.3. Autres caractéristiques du béton :.....	70
1.4. Formulation du béton :.....	71
1.5. Essais de convenueance :.....	76
1.6. Dosages pratiques :.....	77
2. Acier:.....	78
2.1. Module d'élasticité :.....	78
2.2. Diagramme contraintes-déformations :.....	78
PARTIE III : PARASISMIQUE DES BATIMENTS.....	80

INTRODUCTION :	81
I. LE CALCUL SISMIQUE :	82
1. Principe du dimensionnement au séisme :	82
2. Zonage sismique : accélération et vitesse :	82
3. Le spectre de réponse en accélération :	84
4. Oscillateur à plusieurs degrés de liberté :	85
5. Structure de contreventement :	86
5.1. Diaphragme ou dalle :	86
5.2. Eléments verticaux :	86
5.3. Paramètres caractéristiques d'une structure :	86
6. La pratique de l'analyse modale :	87
6.1. Recherche des modes propres :	87
6.2. Sélection des modes utiles :	87
6.3. Combinaisons des réponses modales :	88
6.4. Cumul des effets des composantes du mouvement sismique :	89
7. La statique équivalente selon le RPS2011 :	91
7.1. Principe :	91
7.2. Domaine d'application:	92
7.3. Calcul des efforts selon le RPS2011 :	93
II. LA CONCEPTION SISMIQUE :	97
1. Le site, le sol et l'environnement construit :	97
1.1. Incidence du site :	97
1.2. L'environnement construit :	98
2. Architecture et Structure porteuse du bâtiment :	99
2.1. Forme en plan :	99
2.2. Forme en élévation :	99
2.3. Choix de la structure porteuse :	101
2.4. Conception de la structure porteuse :	102
2.5. La structure porteuse :	102
2.6. Eléments d'architecture :	103
III. LES DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES :	105
1. Pièces comprimées et fléchies.....	105
2. Les zones critiques.....	105
3. Confinement des zones critiques	106
4. Spécifications pour les matériaux béton et acier	106
5. Armatures :	106
5.1. Les armatures longitudinales :	106
4.2. Les armatures transversales :	107
6. Poutres :	107
7. Poteaux :	108
8. Nœuds :	109
9. Les voiles :	109
10. Les dalles :	110

11. Les fondations :.....	110
PARTIE IV : CALCUL BETON ARME.....	111
I. LA DESCENTE DE CHARGE :	112
1. Hypothèses :.....	112
2. Surface de charge :.....	112
II. LES PLANCHERS :	113
1. Dalles pleines sur appuis continus :.....	113
1.1. Calcul des sollicitations :	113
1.2. Dimensionnement et ferrailage :	114
1.3. Poinçonnement :	116
1.4. Ouvertures et trémies :.....	117
1.5. Logiciel de calcul :.....	117
2. Plancher-dalle et plancher champignon :.....	119
2.1. Calcul des sollicitations :	119
2.2. Poinçonnement :	124
2.3. Etat limite de déformation :	124
2.4. Dimensionnement et ferrailage :	124
3. Plancher poutrelles et entrevous :.....	126
3.1. Calcul des sollicitations :	126
3.2. Dispositions constructives :.....	126
3.3. Flèche :	127
3.4. Réserve :.....	127
3.5. Logiciel de calcul :.....	128
4. Plancher nervuré :	129
4.1. Description :.....	129
4.2. Calcul des sollicitations :	129
4.3. Dimensionnement et ferrailage :	129
III. LES POUTRES :.....	129
1. La méthode forfaitaire :.....	129
1.1. Domaine d'application :.....	129
1.2. Calcul des moments :	129
1.3. Effort tranchant :.....	130
1.4. Longueur de chapeaux et arrêt des barres :	131
2. Méthode de Caquot :.....	131
2.1. Domaine d'application :.....	131
2.2. Calcul des moments :	132
2.3. Efforts tranchants :.....	133
3. Flexion simple :.....	134
3.1. Prédimensionnement rapide :.....	134
3.2. Dimensionnement en fonction des sollicitations :.....	134
3.4. Organigramme de calcul :	135
4. Flexion composée :	143
4.1. Moment par rapport aux armatures inférieures :	143

4.2. Type de section :	143
4.3. Section entièrement tendue :	144
4.4. Section partiellement comprimée :	144
4.5. Section entièrement comprimée :	149
2. Ferrailage :	152
2.1. Condition de non-fragilité :	152
2.2. Protection des armatures et bétonnage correct :	152
2.3. Etat limite de service :	152
3. Choix du dimensionnement :	153
4. Effort tranchant :	153
4.1. Contrainte tangente conventionnelle :	153
4.2. Calcul des armatures de l'âme :	153
4.3. Contrainte limite :	153
4.4. Méthode de Caquot :	154
4.5. Dispositions constructives :	154
4.6. Justification des appuis :	154
5. Logiciel de calcul :	155
I. CALCUL DES FLECHES DES POUTRES ET DES DALLES :	156
IV. LES POTEAUX :	157
1. Effort normal centrée :	157
1.1. Domaine d'application :	157
1.2. Longueur de flambement :	157
1.3. Prédimensionnement :	158
1.4. Calcul des armatures :	158
2. Flexion composée :	159
3. Ferrailage :	161
4. Logiciel de calcul :	161
V. LES VOILES :	162
1. Longueur de flambement :	162
2. Justification aux sollicitations normales :	163
3. Calcul à la flexion composée :	165
4. Justifications aux sollicitations tangentes :	165
5. Vérification au non glissement :	166
6. Dispositions constructives :	166
7. Logiciel de calcul :	167
VI. LES FONDATIONS :	168
1. Notations.....	168
2. Semelle filante :	169
2.1. Semelle filante soumise à un effort normal:.....	169
2.2. Semelle filante soumise à un effort normal et un moment M :	169
3. Semelle isolée :	170
3.1. Semelle isolée soumise à un effort normal:.....	170
3.2. Semelle isolée soumise à un effort normal et un moment :	171

4.	Dispositions constructives :	172
5.	Semelle excentrée :	173
5.1.	Excentration équilibré par mur :	174
5.2.	Excentration équilibré par plancher :	174
5.3.	Excentration équilibré par poutre de redressement	174
6.	Calcul sismique des fondations :	176
6.1.	Sollicitations à l'ELA :	176
6.2.	Justification de soulèvement de la semelle :	176
6.3.	Stabilité au glissement :	177
6.4.	Vérification des dimensions obtenues en calcul statique :	177
7.	Radier :	177
7.1.	Choix de la variante radier:	177
7.2.	Types de radiers :	178
7.3.	Fonctionnement du radier	178
7.4.	Stabilité globale de l'ouvrage en présence de nappe :	178
7.5.	Prédimensionnement du radier	179
7.6.	Vérification de la surface du Radier	179
7.7.	Vérification de rigidité :	179
7.8.	Vérification au soulèvement :	180
7.9.	Calcul des sollicitations :	181
7.10.	Ferraillage du radier :	182
8.	Logiciel de calcul :	182
VII.	LES MURS DE SOUTÈNEMENTS :	183
4.1.	Notations :	183
4.2.	Efforts sur le mur :	184
4.3.	Stabilité du mur au renversement :	185
4.4.	Stabilité au glissement :	185
4.5.	Vérification des contraintes de compression du sol :	186
4.6.	Calcul du mur de soutènement dans le cas de sous-sols :	186
4.7.	Calcul des semelles avant et arrière :	187
4.8.	Ferraillage :	188
VIII.	ACROTERE :	188
4.9.	Dimensionnement :	188
4.10.	Evaluation des charges :	189
4.11.	Calcul des sollicitations :	189
4.12.	Calcul de ferraillage :	189
IX.	CONSOLE :	190
1.	Balcon :	190
1.1.	Charges permanentes :	190
1.2.	Charges d'exploitation :	190
1.3.	Calcul du moment fléchissant :	190
2.	Console courte :	191
2.1.	Définitions et notations :	191

2.2. Cisaillement du béton :.....	191
2.3. Ferrailage :.....	191
X. RAMPE :.....	192
1. Calcul des moments et efforts tranchants sous poids propre de la rampe:	193
2. Calcul des moments et efforts tranchants sous charges d'exploitation q :.....	193
XI. ESCALIERS :.....	193
1. Notations :	193
2. Dimensionnement des escaliers :	194
2.1. Hauteur et giron :.....	194
2.2. Epaisseur :.....	194
3. Charge d'exploitation :	194
4. Charges permanentes :.....	194
5. Calcul :	195
6. Exemple de calcul :.....	195
6.1. Calcul des sollicitations :	196
6.2. Ferrailage :.....	196
BIBLIOGRAPHIE :	198
ANNEXES.....	200
ANNEXE 1 : ABAQUE DE STEINBRENNER :	201
ANNEXE 2 : TABLE DE GIROUD (1972) :.....	202
ANNEXE 3 : ABAQUES DE G.DREUX :.....	203

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Courbe granulométrique	22
Figure 2 : Limites d'Atterberg	22
Figure 3 : Courbe de consolidation	25
Figure 4 : Courbe de compressibilité	26
Figure 5 : Appareil de l'essai triaxial.....	27
Figure 6: profil pressiométrique	28
Figure 7 : Bulbe de contrainte sous une semelle filante ou carrée.....	32
Figure 8: distribution simplifiée des contraintes sous un sol	32
Figure 9 : module pressiometrique equivalent sous un terrain heterogene	35
Figure 10 : portance d'une semelle superficielle	35
Figure 11: semelle soumise à une charge excentrée.....	36
Figure 12 : courbe de compressibilité des sols gonflants et rétractables.....	43
Figure 13 : La classification de WILLIAMS et DONALDSON (1980).....	44
Figure 14 : Classification de Seed et al. (1962)	45
Figure 15 : Carte des sols gonflants au Maroc.....	46
Figure 16 : Semelles superficielles sur remblai	48
Figure 17 : Radier superficiel sur remblai.....	49
Figure 18 : Semelle semi-superficielle rigidifiée (poutre échelle)	49
Figure 19 : Semelle superficielle + vide sanitaire.....	50
Figure 20 : trottoir peripherique	50
Figure 21 : Construction sur vide sanitaire	51
Figure 22 : Rabattement de la nappe par pompage	54
Figure 23 : technique du cuvelage	56
Figure 24 : Courbe de dégression horizontale des charges	64
Figure 25 : Courbe contrainte déformation du béton à l'ELU	70
Figure 26 : Abaque de dosage en ciment en fonction de C/E.....	73
Figure 27 : Courbe granulométrique optimale.....	74
Figure 28 : Détermination des proportions en de sable et de graviers.....	75
Figure 29 : Courbe contrainte déformation de l'acier à l'ELU	78
Figure 30 : Zonage sismique en vitesse	83
Figure 31 : Zonage sismique en acceleration.....	84
Figure 32 : Facteur d'amplification dynamique	85
Figure 33 : Organigramme de sélection des modes utiles	88
Figure 34 : Régularité en plan	92
Figure 35 : Déplacement de la force sismique.....	96
Figure 36 : transmission des charges sur dalle pleine.....	112
Figure 37 : Dalle pleine	113
Figure 38 : Ferrailage d'une dalle pleine.....	116
Figure 39 : Verifcation au poinçonnement	117
Figure 40 : Ferrailage d'une ouverture dans une dalle pleine	117
Figure 41 : Interface du logiciel CAPRO	118
Figure 42 : Interface des données dalle pleine	118
Figure 43 : Interface des résultats dalle pleine	119
Figure 44 : modele de Calcul du plancher dalle	120
Figure 45 : Dimension de la demi-bande sur appui et de la demi-bande centrale.....	121
Figure 46 : Répartition des moments sur le plancher dalle sans porte-à-faux.....	122

Figure 47 : Répartition des moments sur le plancher dalle en cas de porte-à-faux.....	123
Figure 48 : Notations effort tranchant dans le Plancher dalle.....	123
Figure 49 : Dispositions des nappes supérieures et inférieures des armatures d'un plancher dalle	126
Figure 50 : Interface des données dalle poutrelle entrevous.....	128
Figure 51 : Interface des résultats dalle poutrelles entrevous	128
Figure 52 : Distribution des moments dans la méthode forfaitaire	130
Figure 53 : Effort tranchant (méthode forfaitaire)	131
Figure 54 : Arrêt des barres forfaitaire.....	131
Figure 55 : Notations de la méthode de Caquot	132
Figure 56 : Cas de charges de la méthode de caquot	133
Figure 57 : Cas de charge conduisant à la valeur maximale de l'effort tranchant	134
Figure 58 : Notations organigramme ELU.....	135
Figure 59 : Notations organigramme ELS.....	136
Figure 60 : Enrobage des armatures	152
Figure 61 : Largeur de la bielle de compression au niveau de l'appui.....	154
Figure 62 : Interface des données poutre	155
Figure 63 : Interface des résultats poutre	156
Figure 64 : Longueur de flambement de poteaux en bâtiments.....	158
Figure 65 : Barres prises en compte dans le calcul d'un poteau	161
Figure 66 : espacement des armatures dans un poteau	161
Figure 67 : interface d'entree des donnees pour poteau	162
Figure 68 : largeur minimale du potelet de rive d'un voile	165
Figure 69 : Interface des données poteau et voile	168
Figure 70 : Interface des résultats poteau et voile	168
Figure 71 : Notations d'une semelle superficielle	169
Figure 72 : Dimensions minimales d'une semelle superficielle	172
Figure 73 : ancrage des armatures d'un poteau dans une semelle	173
Figure 74 : longueur de scellement des armatures d'une semelle superficielle	173
Figure 75 : Excentrement equilibre par plancher.....	174
Figure 76 : poutre de redressement.....	175
Figure 77 : Calcul du moment sismique dans une semelle.....	176
Figure 78 : Nappe sous radier	179
Figure 79 : Interface des données semelle filante et isolée	182
Figure 80 : Interface des résultats semelle filante et isolée	183
Figure 81 : Mur de soutènement	183
Figure 82 : Efforts appliqués sur un mur de soutènement	185
Figure 83 : Bèche du mur de soutènement	186
Figure 84 : Mur de soutènement en cas de sous-sol.....	187
Figure 85 : Semelle du mur de soutènement.....	187
Figure 86 : Ferrailage du mur de soutènement.....	188
Figure 87 : Acrotère	189
Figure 88 : Ferrailage acrotère	190
Figure 89 : Ferrailage d'une dalle en porte-à-faux.....	191
Figure 90 : Console courte.....	191
Figure 91 : Schéma de ferrailage d'une console courte	192
Figure 92 : Rampe	193
Figure 93 : Escaliers.....	194

Figure 94 : types d'escaliers.....	195
Figure 95 : Calcul palier-volée-palier.....	196
Figure 96 : schema de ferrailage d'un escalier.....	197
Figure 97 : L'abaque des dosages du béton pour $D_{max} = 12.5mm$	203
Figure 98 : L'abaque des dosages du béton pour $D_{max} = 20 mm$	204
Figure 99 : L'abaque des dosages du béton pour $D_{max} = 40mm$	205

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Paramètres de base d'un sol.....	18
Tableau 2: Ordre de grandeur de l'indice des vides.....	19
Tableau 3 : degré de plasticité du sol selon son I_p	23
Tableau 4 : Classification LCPC.....	24
Tableau 5 : ordre de grandeur du module œdométrique pour des sols pulvérulents pour différentes densités relatives et pour différentes contraintes verticales.....	31
Tableau 6 : tassements des argiles en fonction du tassement oedometrique.....	33
Tableau 7 : coefficient rheologique.....	34
Tableau 8 : coefficients de forme.....	34
Tableau 9 : coefficients de forme selon eurocode 7-1.....	36
Tableau 10 : Valeurs des facteurs de portances (DTU 13.12).....	37
Tableau 11 : facteur de portance pour différents sols.....	38
Tableau 12 : Valeurs des pressions limite de certains sols.....	39
Tableau 13 : Ordre de grandeur des pressions admissibles de certains sols.....	39
Tableau 14 : Recommandations du guide de construction des fondations dans la région du nord.....	41
Tableau 15 : valeurs typiques de certains parametres du sol.....	42
Tableau 16 : Potentiel de gonflement d'après Ghen.....	44
Tableau 17 : Caractérisations des sols gonflants selon les régions.....	46
Tableau 18 : Classification des sols gonflants selon les régions.....	47
Tableau 20 : Classification des sites selon le soulèvement du au gonflement du sol.....	48
Tableau 19 : Poids volumique des matériaux.....	59
Tableau 20 : Poids des parois.....	59
Tableau 21 : Poids des enduits.....	59
Tableau 22 : Poids surfaciques des planchers.....	61
Tableau 23 : Poids surfaciques des toitures.....	62
Tableau 24 : Charges d'exploitation pour bâtiments à usage d'habitation.....	62
Tableau 25 : Charges d'exploitation pour bâtiments scolaires et universitaires.....	63
Tableau 26 : Charges d'exploitation pour bâtiments de bureaux.....	63
Tableau 27 : Charges d'exploitation pour bâtiments hospitaliers et dispensaires.....	63
Tableau 28 : Dégression verticale des charges.....	65
Tableau 29 : Combinaisons d'actions en ELU.....	66
Tableau 30 : Combinaisons d'actions en ELS.....	67
Tableau 31 : Combinaisons d'actions pour un élément plancher.....	67
Tableau 32 : Combinaison d'actions en cas de porte-a-faux.....	67
Tableau 33 : Coefficient ψ des surcharges en combinaisons accidentelles.....	68
Tableau 34 : Formules de calcul de la résistance à la compression du béton.....	69
Tableau 35 : Valeurs intermédiaires de f_{cj}/f_{c28}	69
Tableau 36 : resistance à la traction du béton pour différentes valeurs de f_{c28}	69

Tableau 37 : modules de déformation du béton.....	69
Tableau 38 : Classes d'ouvrabilité du béton.....	72
Tableau 39 : Degré d'humidité des granulats.....	72
Tableau 40 : coefficient granulaire G.....	73
Tableau 41 : corrections sur le dosage en eau.....	74
Tableau 42 : Valeurs du terme correctif K.....	75
Tableau 43 : Compacité du béton.....	76
Tableau 44 : Dosages minimaux en ciment.....	77
Tableau 45 : Tableau des dosages pratiques du béton.....	77
Tableau 46 : Fissuration peu prejudiciable, prejudiciable et tres prejudiciable.....	79
Tableau 47 : Facteur d'amplification dynamique.....	85
Tableau 48 : Coefficient de priorité.....	89
Tableau 49 : Coefficient du site.....	89
Tableau 50 : Coefficient de surcharge en combinaison sismique.....	90
Tableau 51 : Niveau de ductilité.....	90
Tableau 52 : Coefficient de comportement.....	90
Tableau 53 : Coefficients de calcul des moments d'une portante suivant deux directions.....	114
Tableau 54 : Espacement maximal des armatures d'une dalle pleine.....	115
Tableau 55 : espacement maximal des armatures d'une dalle pleine en cas de FP et FTP.....	115
Tableau 56 : Prédimensionnement rapide des poutres.....	134
Tableau 57 : valeurs de σ_{bc} selon f_{c28}	135
Tableau 58 : valeurs de σ_{bc} selon f_{c28}	135
Tableau 59 : contrainte de l'acier selon la fissuration.....	136
Tableau 60 : Choix du dimensionnement.....	153
Tableau 61 : Longueur de flambement d'un voile non raidi latéralement.....	162
Tableau 62 : longueur de flambement d'un voile raidi latéralement.....	163
Tableau 63 : Valeurs de la raideur du sol en fonction de sa nature.....	180
Tableau 64 : Valeurs de la hauteur et du giron.....	194
Tableau 65 : Méthode de calcul selon le type de l'escalier.....	195

PARTIE I : ASPECT GEOTECHNIQUE DES SOLS DES BATIMENTS

I. LE SOL DANS LE BATIMENT :

1. Le sol :

Le sol est un matériau qui résulte de l'altération physico-chimique ou hydraulique des roches. Il est composé de grains solides de diamètre variable, d'air et d'eau.

Comme il constitue l'assise des fondations des bâtiments, il doit être capable de supporter et de résister aux charges transmises par ces dernières. En effet, les sinistres proviennent des déformations par tassements excessifs et du dépassement des contraintes par excès de charges. De ce fait, l'étude d'une fondation doit tenir compte :

- De l'ouvrage et de ses déformations admissibles
- Des caractéristiques du sol d'assise
- Du coefficient de sécurité retenu

Les caractéristiques et le comportement mécaniques du sol varient avec la distribution des trois phases du sol à savoir la phase solide (les grains), la phase liquide (l'eau contenue dans le sol) et la phase gazeuse (l'air) et le type du sol.

2. Paramètres de base :

Un sol est caractérisé par les paramètres de base suivants :

γ_h	[kN/m ³]	le poids volumique du sol humide dans l'état où il se trouve
γ_d	[kN/m ³]	le poids volumique sec (après expulsion de l'eau libre)
γ_w	[kN/m ³]	le poids volumique de l'eau, égal à 9,81 kN/m ³
γ_s	[kN/m ³]	le poids volumique des grains solides (en général compris dans la fourchette 26 à 28 kN/m ³)
w	[%]	la teneur en eau : rapport du poids d'eau au poids de sol sec ;
w_{sat}	[%]	la teneur en eau à saturation : l'eau garnit tous les vides ;
e		l'indice des vides, rapport du volume des vides (air + eau) au volume des grains
n		la porosité, rapport du volume des vides au volume total ;
S_r	[%]	le taux de saturation, rapport du volume d'eau au volume des vides ;
γ_{sat}	[kN/m ³]	le poids volumique du sol saturé ;
γ'	[kN/m ³]	le poids volumique immergé : $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$

Tableau 1: Paramètres de base d'un sol

Les relations caractéristiques entre ces valeurs :

$$\gamma_d = (1 - n)\gamma_s$$

$$\gamma' = \gamma_d \cdot \frac{\gamma_s - 1}{\gamma_s}$$

$$\gamma = \frac{1 + w}{1 + e} \gamma_s$$

$$n = \frac{e}{1 + e}$$

Ordre de grandeur de l'indice des vides :

	Indice des vides e
Sable	0.5 à 1
Limon	0.4 à 1
Argile compacte	0.3 à 0.5
Argile moyenne	0.5 à 1
Argile molle, vase	1 à 4

Tableau 2: Ordre de grandeur de l'indice des vides

3. Types de sol des fondations :

L'écorce terrestre est constituée de roches et de sols meubles. Les roches de l'écorce terrestre proviennent de la solidification du magma.

On distingue :

3.1. Les roches ignées

Celles qui n'ont subi aucune transformation depuis l'ère primaire, il s'agit de roches siliceuses imperméables et dures telle que le granit, le basalte etc. Ces sols constituent en général **un très bon terrain de fondations**.

La contrainte admissible peut atteindre et même dépasser 20 bars, le type de fondations à retenir sera du type superficiel, seul un léger décapage de la roche sera nécessaire.

3.2. Les roches sédimentaires

Elles résultent de la transformation physico-chimique des roches mères en éléments plus ou moins fins, associée ou non, après dépôt au fond des océans, à la décomposition et aux squelettes d'animaux marins pour former des couches calcaires très importantes d'où : deux grandes catégories de roches sédimentaires :

- celles à base de silice
- celles à base de calcaire

a) Les calcaires : constituent dans l'ensemble un bon terrain de fondation. Il convient toutefois de s'assurer que la couche retenue comme niveau d'assise de fondation a une épaisseur suffisante, et d'avoir toujours présent à

l'esprit qu'en fonction de leur origine elles présentent des caractéristiques mécaniques de résistance très différentes selon la direction des efforts qu'ils sont appliqués.

"Roche généralement anisotrope à structure lamellaire feuilletée à plans de clivages horizontaux ou inclinés selon la tectonique de la région considérée".

Donc se méfier de l'altération due à une fissuration pas toujours apparente associée à une circulation d'eau en grand.

b) La craie : constitue un excellent horizon de fondation lorsqu'elle est homogène et compacte.

c) Les sables et les graviers : constituent en général une très bonne couche de fondation, qu'ils soient calcaires ou siliceux. Ils sont toujours perméables. Il faut donc se méfier des circulations d'eau naturelle et des pompages qui risquent d'entraîner des "fines", d'où le tassement de la couche considérée et des ouvrages qu'elle supporte.

d) Les limons : Ils sont formés de particules fines et peuvent avoir un comportement intermédiaire entre les sables et les argiles.

e) Les argiles : Elles sont formées de grains de silicate d'alumine ou de magnésie hydratées, à granulométrie très fine (0,002 mm). Elles constituent des couches imperméables et compressibles. L'application d'une charge produit une consolidation par élimination de l'eau incluse avec diminution de volume.

Les argiles peuvent, en présence d'eau, augmenter de volume (3 à 4 fois) : **phénomène du gonflement.**

Deux types d'argile au Maroc :

1. Les tirs ou les argiles noires, on les reconnaît par :

- Leur caractère superficiel
- Leur granulométrie sablo-limoneuse
- Leur très forte plasticité : $I_p = 30$ à 50 %
- Leur forte instabilité : fissuration intense en été et forte capacité de rétention d'eau en période pluvieuse

La classification LCPC les classe parmi les argiles très plastiques instables par excellence, ces sols sont à proscrire en tant qu'assise des fondations, et plateforme sous plancher-bas

2. Les argiles rouges à brune ou ocre, se caractérisent par :

- Une structure en caillots à plans de cisaillement naturels lustrés
- Leur granulométrie très fine (80 à 100% inférieure à $80 \mu\text{m}$)
- Une forte instabilité volumétrique à l'origine de nombreux désordres dans les bâtiments

La classification LCPC les classe en argiles très plastiques.

f) Les marnes : ce sont des argiles contenant une proportion plus ou moins grande de calcaire. Se méfier de la présence de gypse (marnes supra-gypseuses) dont la dissolution produit à plus ou moins long terme des dégradations importantes du sous-sol et des ouvrages qu'il supporte.

Se méfier des eaux chargées en sulfate de calcium, dites "séléniteuses", qui attaquent les bétons de fondation s'il n'a pas été fait choix d'un ciment approprié (C.L.K. ou C.P.M.F.).

La classification LCPC les classe en argiles très plastiques.

g) **Vases et terrains récents** : mauvais terrains de fondation, car souvent en cours de consolidation.

II. RECONNAISSANCE DES SOLS :

1. Essais d'identification des sols :

Le but d'un système de classification des sols est de fournir à l'ingénieur géotechnicien une méthode de prévoir le comportement du sol dans son projet.

- Plus un sol est grenu plus il est peu compressible et son tassement est quasi instantané et ne dépend pas de sa teneur en eau.
- Un sol fin est compressible, son tassement dépend du temps et son comportement dépend de sa teneur en eau.

1.1. L'analyse granulométrique (NF P 94-056) :

Elle a pour but de déterminer les proportions de grains de différentes tailles dans le sol. Elle s'effectue par tamisage (NF P 94-056) pour les grains d'un diamètre supérieur à $80 \mu m$ et par sédimentométrie (NF P 94-057) pour les grains les plus fins.

L'essai de tamisage se fait à travers une série de tamis normalisés. On retient le pourcentage en poids du passant à travers les tamis, et on trace le pourcentage cumulé du passant en fonction de l'ouverture du tamis d . Les résultats sont exprimés sous forme d'une courbe appelée **courbe granulométrique**, qui donne le pourcentage cumulé d'éléments de dimension inférieure à chaque diamètre.

La sédimentométrie consiste à laisser sédimenter les particules dans un liquide. La mesure de la densité de la suspension à des intervalles de temps variables permet de calculer la proportion de grains de chaque diamètre (Plus le sol est fin plus la vitesse de décantation est faible).

Quand on établit un parallèle entre deux sols, par exemple un sol fin (argile) et un sol grossier (sable), on comprend déjà, que la dimension des grains conditionne les propriétés des sols :

- Un sable est : granulaire, incompressible, perméable, inerte.
- Une argile est : cohésive, compressible, imperméable, active.

On définit alors deux coefficients sur la base de cette courbe :

- Le coefficient d'uniformité : $Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$
- Le coefficient de continuité ou de courbure : $Cc = \frac{D_{30}^2}{D_{10} * D_{60}}$

D_{10} , D_{30} et D_{60} sont respectivement les ouvertures de tamis (diamètres) correspondants à 10, 30 et 60 % de passant.

Un coefficient d'uniformité faible, disons inférieur à 4, atteste d'une granulométrie serrée. Alors qu'un coefficient d'uniformité important renseigne sur une granulométrie étalée. Un coefficient de continuité compris entre 1 et 3 correspond à une granulométrie sans discontinuité, et donc sans l'absence d'une taille ou d'un intervalle de taille des grains.

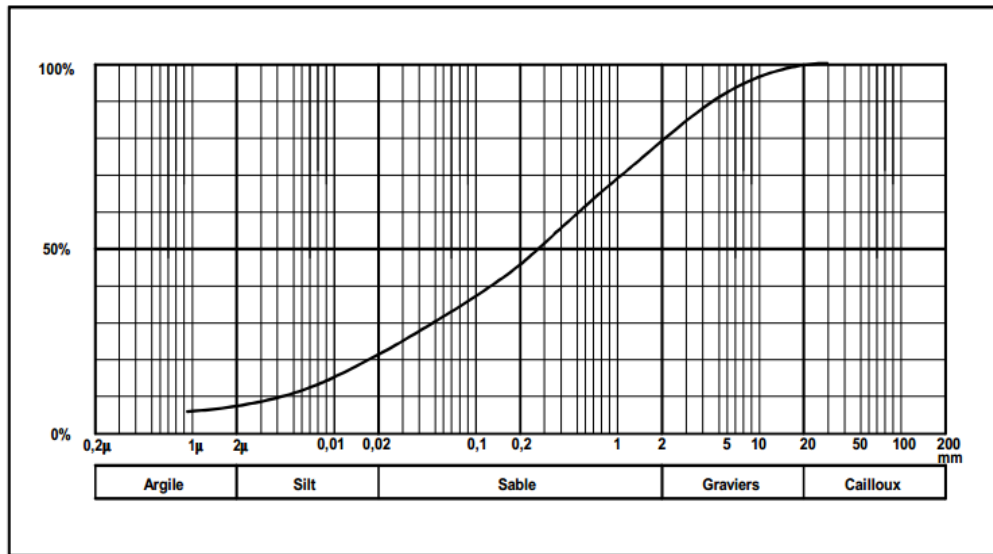


FIGURE 1: COURBE GRANULOMETRIQUE

1.2. Les limites d’Atterberg :

Les limites d’Atterberg ont pour but de définir les états d’humidité correspondants aux limites entre les trois états physiques du sol. L’état d’humidité du sol étant exprimé par sa teneur en eau.

W_s = limite de retrait, W_L = limite de liquidité, W_p = limite de plasticité

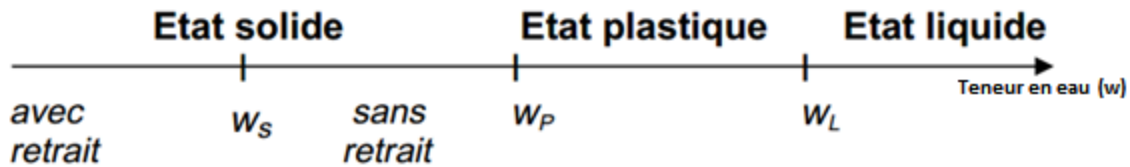


FIGURE 2 : LIMITES D’ATTERBERG

La mesure des limites d’Atterberg se fait par la méthode de la coupelle et du rouleau (norme NF P 94-051). L’indice de plasticité I_p est la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité, l’indice de plasticité est d’autant plus élevé que le sol contient de l’argile.

$$I_p = W_L - W_p$$

On définit aussi l’indice de liquidité, moins utilisé, par : $I_L = (w - w_p) / I_p$. Il renseigne, à priori, sur l’état physique en fonction de la teneur en eau actuelle, ou permet de la prédire sur la base de la teneur en eau prévisible.

I_p	Degré de plasticité du sol
$0 < I_p < 5$	Sol non plastique
$5 < I_p < 15$	Sol peu plastique
$15 < I_p < 40$	Sol plastique

$40 < I_p$	Sol très plastique
------------	--------------------

TABEAU 3 : DEGRE DE PLASTICITE DU SOL SELON SON IP

L'indice de retrait est défini par : $I_S = W_L - W_S$. Il est utilisé pour classifier les sols gonflants (III.1.1).

1.3. La valeur de bleu (V.B.S) (norme NF P 94-068) :

Cet essai (norme NF P 94-068) est une mesure indirecte de la surface spécifique des grains solides par absorption d'une solution de bleu de méthylène jusqu'à saturation. Le résultat, VBS, s'exprime en grammes de bleu pour 100 g de sol. Les ordres de grandeur sont les suivants :

VBS < 0.2 : sols sableux,

0.2 < VBS < 2.5 : sols limoneux,

2.5 < VBS < 6 : sols limono-argileux,

6 < VBS < 8 : sols argileux,

VBS > 8 : sols très argileux.

1.4. Teneur en matières organiques :

Les sols contenant de la matière organique sont identifiés in situ à leur couleur grise à noire, à la présence de débris végétaux et à leur odeur. Les sols organiques comprennent notamment les vases, tourbes, alluvions récentes ainsi que la terre végétale. La présence de matières organiques peut avoir des effets indésirables sur le comportement mécanique des sols. Par exemple, la capacité portante est réduite, la compressibilité est accrue, le potentiel de gonflement et de retrait augmente.

Au laboratoire, la teneur globale en matière organique se mesure sur le résidu passant à 0,4 mm, préalablement séché à 65°, que l'on fait réagir à l'eau oxygénée. Un deuxième étuvage permet par différence de connaître le poids et donc la teneur en matière organique.

1.5. Classification LCPC (NFP 11.300 de septembre 1992)

La classification des sols a pour objectif d'associer à chaque couche du sol ayant des paramètres d'identifications voisines, un type du sol répertorié dans la littérature et dont les caractéristiques géotechniques sont maîtrisées. La classification la plus couramment utilisée est la classification normalisée NFP 11.300 de septembre 1992 réalisée par le LCPC et le SETRA. :

Sols FINS (A) : Ce sont les sols ayant : D_{max} < 50 mm et D₃₅ < 0,08 mm	VBS < 2,5* ou IP < 12	A1 : limons peu plastiques, silts alluvionnaires, sables fins peu pollués, arènes peu plastiques
	12 < IP < 25* ou 2,5 < VBS < 6	A2 : sables fins argileux, limons, argiles et marnes peu plastiques, arènes
	25 < IP < 40* ou 6 < VBS < 8	A3 : argiles et argiles marneuses, limons très plastiques

	IP > 40* ou VBS > 8	A4 : argiles et argiles marneuses très plastiques
Sols sableux ou graveleux avec fines (B) Ce sont les sols ayant : D_{max} < 50 mm et D₃₅ > 0,08 mm	D ₁₂ > 0,08 mm D ₇₀ < 2 mm 0,1 < VBS < 0,2	B1 : sable silteux
	D ₁₂ > 0,08 mm D ₇₀ < 2 mm VBS > 0,2	B2 : sables argileux (peu argileux)...
	D ₁₂ > 0,08 mm D ₇₀ > 2 mm 0,1 < VBS < 0,2	B3 : graves silteuses
	D ₁₂ > 0,08 mm D ₇₀ > 2 mm VBS > 0,2	B4 : graves argileuses (peu argileuses)...
	D ₁₂ < 0,08 mm < D ₃₅ , VBS < 1,5 ou IP < 12	B5 : sables et graves très silteux...
	D ₁₂ < 0,08 mm < D ₃₅ , VBS > 1,5 ou IP > 12	B6 : sables et graves argileux à très argileux.
Sols comportant des fines et des gros éléments (C) : Ce sont les sols ayant : D_{max} > 50 mm	D ₁₂ < 0,08 mm ou D ₁₂ > 0,08 mm et VBS > 0,1	C : Argiles à silex, argiles à meulière, éboulis, moraines, alluvions grossières.
Sols insensibles à l'eau (D) : Ce sont les sols ayant : VBS <= 0,1 D₁₂ >= 0,08 mm	D _{max} <= 50 mm D ₇₀ < 2 mm	D1 : sables alluvionnaires propres, sables de dune...
	D _{max} <= 50 mm D ₇₀ >= 2 mm	D2 : graves alluvionnaires propres, sables...
	D _{max} > 50 mm	D3 : graves alluvionnaires grossières propres, dépôts glaciaires...

TABLEAU 4 : CLASSIFICATION LCPC

*Paramètres dont le choix est à privilégier

Mais tous ces essais d'identification sont effectués en remaniant le sol. Ils ne sont donc pas suffisants pour étudier un sol en place - une fondation d'ouvrage par exemple. Surtout, ils ne peuvent pas renseigner sur l'histoire du sol (au sens géologique). D'autres essais le permettront.

2. Essais mécaniques:

2.1. Essai œdométrique (NF P94-090) :

C'est un essai au laboratoire. Il consiste à exercer des cycles de chargement et de déchargement sur un échantillon de sol drainé sur les faces inférieures et supérieures, dans une éprouvette rigide assurant la nullité de la déformation latérale. L'essai permet de tracer deux courbes :

2.1.1. Courbe de consolidation :

Donne le tassement en fonction du logarithme ou la racine du temps

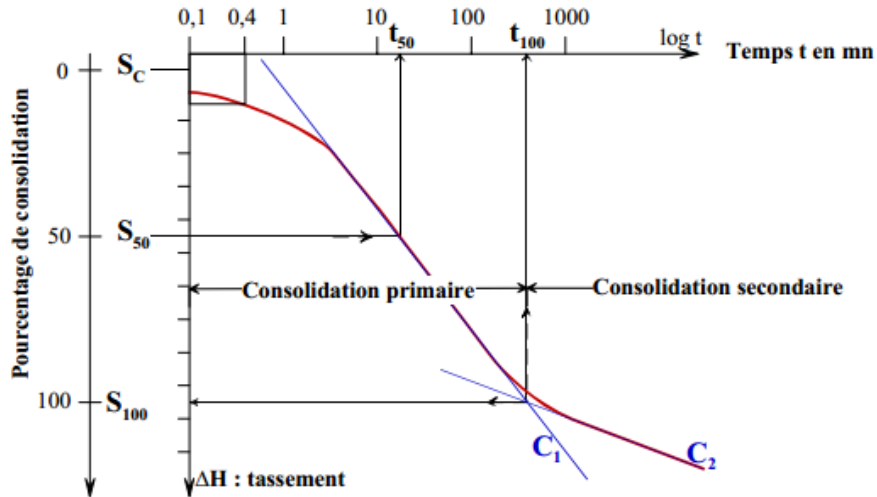


FIGURE 3 : COURBE DE CONSOLIDATION

Le tassement total est égal à : $s_t = s_i + s_c + s_\alpha$ avec :

- s_i : tassement instantané (élasticité du sol)
- s_c : tassement de consolidation primaire (dissipation de la pression interstitielle)
- s_α : tassement de consolidation secondaire (fluage du sol, négligeable sauf en cas de présence de matière organique)

2.1.2. Courbe de compressibilité :

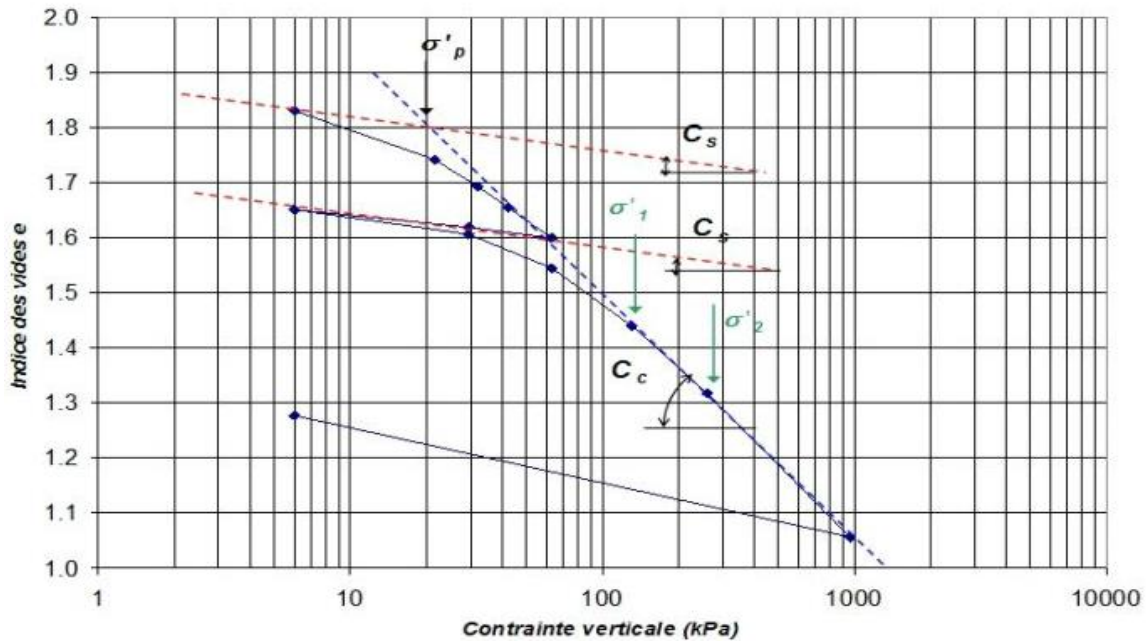


FIGURE 4 : COURBE DE COMPRESSIBILITE

On en ressort graphiquement les paramètres suivants :

- σ'_p : La contrainte de pré-consolidation qui est la contrainte effective maximale sous laquelle le sol s'est déjà consolidé au cours de son histoire
- C_c : L'indice de compression : permet en premier lieu d'évaluer la compressibilité d'un sol et de calculer le tassement total à long terme.
- C_s : L'indice de gonflement, il traduit la déformabilité d'un échantillon non gonflant en deçà de la contrainte à laquelle il a été soumis.

- E_{oed} : relie les déformations aux contraintes : $E_{oed} = \frac{\Delta\sigma'_v(1+e_0)}{\Delta e}$

Avec : $\Delta\sigma'_v$: variation de contrainte verticale

e_0 : indice du vide initial

Δe : variation de l'indice des vides

2.2. Essai triaxial (NF P 94-070) :

C'est un essai d'écrasement au laboratoire qui consiste à placer une éprouvette cylindrique du sol dans une cellule sous un champ uniforme de contraintes dont les composantes sont :

- Une pression hydrostatique radiale appliquée par l'intermédiaire de l'eau sous pression.
- Une contrainte axiale ou déviateur appliquée par l'intermédiaire du piston qui traverse le couvercle de la cellule et transmettant en tête de la cellule une force F.

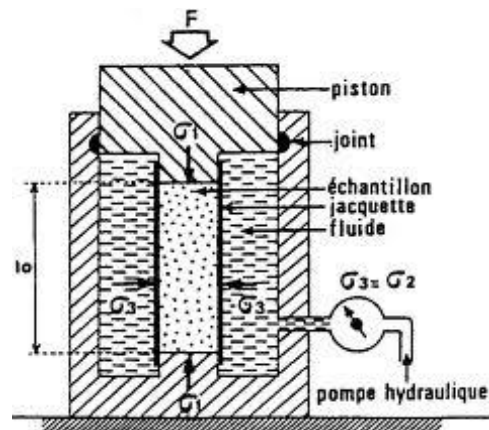


FIGURE 5 : APPAREIL DE L'ESSAI TRIAXIAL

Objectif :

Cet essai permet la détermination de la cohésion du sol c et son angle de frottement φ : paramètres importants pour le calcul à la rupture (portance du sol).

L'essai de cisaillement (NF P 94-071-1) s'applique sur les sols dont la dimension maximale des grains ne dépasse pas 1 mm et a le même but que l'essai triaxial.

2.3. Essai pressiométrique : (NF P 94-110 – 1, janvier 2000)

L'essai pressiométrique est un essai qui se réalise dans tous les types de sols saturés ou non, y compris dans le rocher (avec plus d'incertitude) et les remblais. Il consiste à dilater radialement dans le sol une sonde cylindrique et à déterminer la relation entre la pression p appliquée sur le sol et le déplacement de la paroi de la sonde.

Résultats de l'essai :

L'essai permet d'avoir le profilé de la figure suivante (figure 6) :

On en ressort :

- La stratigraphie des couches du sol
- E_M : module pressiométrique à une profondeur z donné : permet d'évaluer le tassement du sol
- P_l : pressions limites Menard à une profondeur z donné : permet de calculer la portance du sol
- P_f : pressions de fluage à une profondeur z donné : permet de contrôler la qualité de l'essai

Objectif de l'essai

- Estimer la capacité portante du sol
- Estimer son tassement St

Limites de l'essai

- Essai long à réaliser et ne pouvant pas être multiplié sur le site sans un coût élevé
- Valeur de l'essai dépendant de la qualité du forage

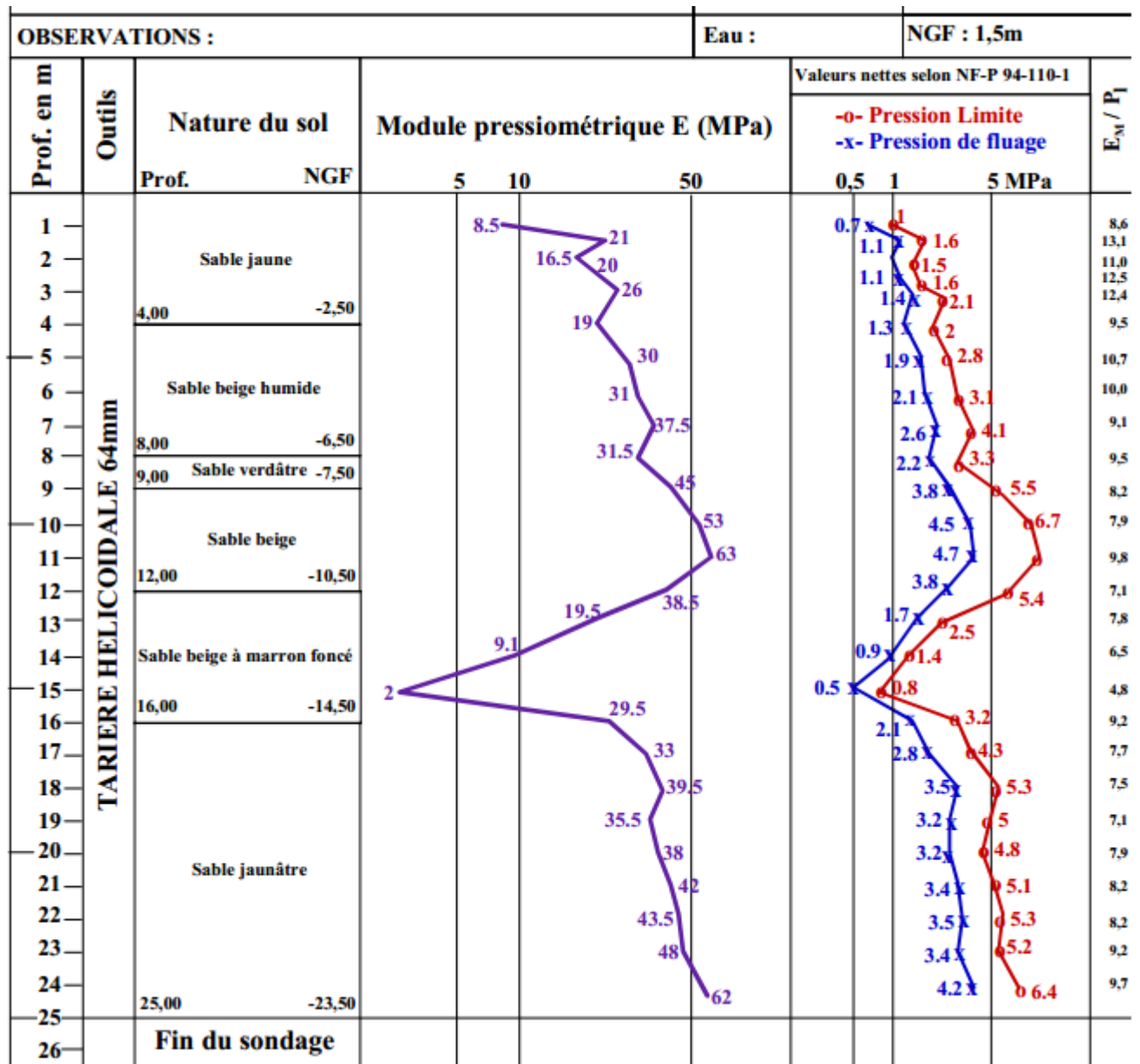


FIGURE 6: PROFIL PRESSIOMETRIQUE

2.4. Autres essais in-situ :

2.4.1. Standard penetration test S.P.T (N.F P 94-116)

Cet essai consiste à battre dans le sol, au fond d'un forage un carottier. On en ressortit le nombre de coups nécessaire à un enfoncement de 30 cm.

Domaine : sols fins et sols grenus dont le diamètre des grains n'excèdent pas 20 mm

Interprétation des résultats : il existe des abaques et des corrélations entre le nombre de coups N et les propriétés suivantes :

- la compacité des sables et leur angle de frottement interne :
- la résistance des sols à la compression simple

- la capacité portante
- le risque de liquéfaction des sables

Limite de l'essai SPT:

- les corrélations entre le nombre de coups et N et les caractéristiques des sols ne sont pas rigoureuses, leur adaptation doit être faite avec prudence
- l'essai doit être utilisé avec prudence au cas des sols cohérents
- l'essai SPT doit être étalonné avec d'autres essais in situ

2.4.2. L'essai au pénétromètre statique (Cone Penetrometer Test CPT) (NF P 94-113) :

Cet essai consiste à enfoncer dans le sol à vitesse constante à l'aide d'un vérin hydraulique une pointe terminée par un cône, un dispositif particulier permet de mesurer la résistance à la pénétration du cône, ainsi qu'éventuellement, le frottement latéral mobilisé sur une longueur donnée. La pression interstitielle générée par le fonçage dans le sol peut également être mesurée, l'appareil est alors appelé Piézocône.

Objectif de l'essai :

- Il donne une valeur approchée de la contrainte de sol par corrélation.
- Bonne approche qualitative dans les calculs de tassement

Domaine d'application et avantages :

- S'applique à tous les sols fins et les sols grenus dont la dimension moyenne des éléments ne dépassent pas 20 mm.
- Il est surtout utilisé pour le dimensionnement des pieux mais peut également servir à la classification des sols.
- Essai plus rapide que l'essai pressiométrique
- Possibilité de multiplier les points de sondages sur un terrain
- Essai donnant des résultats plus satisfaisant que l'essai pénétrométrique dynamique

Limites de l'essai

- Non adapté aux sols hétérogènes ou durs
- La longueur de pénétration est limitée à la force de réaction de l'appareillage (généralement de 100 kN en)
- Aucune identification visuelle du sol. L'identification se fait par abaque.
- Il est préférable de réaliser un sondage carotté en complément
- Risque de refus sur une couche dure lamellaire
- Il apporte peu d'information sur la compressibilité des sols

2.4.3. L'essai au pénétromètre dynamique :

La pénétration dynamique consiste à enfoncer dans le sol, par battage et de manière quasi-continu, un train de tiges muni à son extrémité d'une pointe débordante. Le nombre de coups de mouton correspondant à un enfoncement donné est noté au fur et à mesure de la pénétration de la pointe dans le sol

Objectif :

- Permettre de définir sommairement les caractéristiques mécaniques d'un sol,
- Donne une valeur approchée de la contrainte de sol par corrélation.

Domaine d'application et avantages :

- Contrôle de remblais et compactage

- Appréciation de l'homogénéité d'un sol (position des couches dures)
- Prédimensionnement des fondations superficielles
- Essai rapide et à faible coût
- Possibilité de multiplier les points de sondages sur un terrain

Limites de l'essai

- Ne permet pas le calcul de valeur de tassement
- Ne donne qu'une approche de la capacité portante et doit être complété par des essais pressiométriques
- Doit être interprété avec prudence (implique une sécurité dans le dimensionnement des fondations)
- Pas de valeur de tassement (autrement que corrélation avec essai pressiométrique)
- Risque de refus rapide sur une couche dure laissant incertain le sol sous la fondation

2.4.4. Scissomètre (NF P 94-112) :

Il consiste à introduire par fonçage dans le sol un moulinet à pales, un couple de torsion T est alors appliqué au moulinet par l'intermédiaire du train de tiges, sous ce couple le sol est cisailé selon une surface cylindrique

Objectif :

Il permet d'évaluer la cohésion apparente des sols fins cohérents et saturés de faible résistance : tourbes, vases argileuses, argiles molles.

Limites de l'essai :

Il ne s'applique pas aux sables lâches

3. Exploitation des essais : Calcul des tassements sous une fondation superficielle :

3.1.1. Calcul des tassements pour un sol pulvérulent :

Pour un sol pulvérulent le tassement de consolidation est souvent négligeable, le tassement instantané sous une fondation infiniment rigide ou infiniment souple est calculé par la formule de Westergard :

$$s = q \frac{1 - \nu^2}{E} BC_f$$

Avec : q : contrainte appliquée sur la fondation (uniforme ou moyenne)

B : largeur ou diamètre de la fondation

E : module d'élasticité du sol (drainé pour les sols pulvérulents)

ν : Coefficient de poisson (0.3 est la valeur habituellement retenue)

C_f : Coefficient dépendant de la forme et de la rigidité de la fondation (table de Giroud : annexe 2)

Le module d'élasticité est défini pour les sols pulvérulents par : $E = E_{oed} \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu} = 0.74 E_{oed} (\nu = 0.3)$

Le tableau suivant donne des ordres de grandeur du module œdométrique pour des sols pulvérulents en kPa :

Granulométrie	Densité relative*	Ordre de grandeur de la contrainte verticale	
		100 KPa	200 à 500 KPa
Gravier uniforme	0	$3 \cdot 10^4$	$6 \cdot 10^4$
	1	$12 \cdot 10^4$	$18 \cdot 10^4$
Sable bien gradué	0	$1,5 \cdot 10^4$	$2,5 \cdot 10^4$
	1	$5 \cdot 10^4$	$12 \cdot 10^4$
Sable uniforme	0	$1,5 \cdot 10^4$	$3,5 \cdot 10^4$
	1	$5 \cdot 10^4$	$12 \cdot 10^4$
Silt uniforme	0	$0,3 \cdot 10^4$	$2 \cdot 10^4$
	1	$3,5 \cdot 10^4$	$7,5 \cdot 10^4$

TABLEAU 5 : ORDRE DE GRANDEUR DU MODULE ŒDOMÉTRIQUE POUR DES SOLS PULVÉRULENTS POUR DIFFÉRENTES DENSITÉS RELATIVES ET POUR DIFFÉRENTES CONTRAINTES VERTICALES

*la densité relative d'un sol pulvérulent $D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$

3.1.2. Calcul des tassements par l'essai œdométrique :

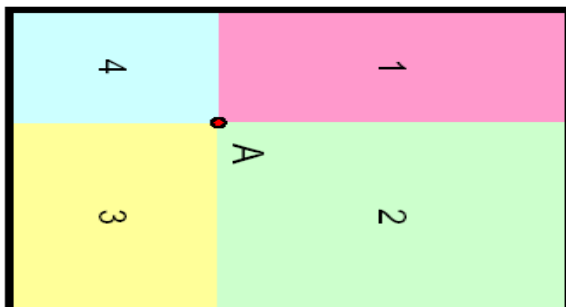
Calcul de la contrainte effective initiale σ'_{z0} :

C'est la contrainte verticale effective appliquée sur un sol situé à la profondeur z par le poids des terres. Pour la calculer, on distingue deux cas :

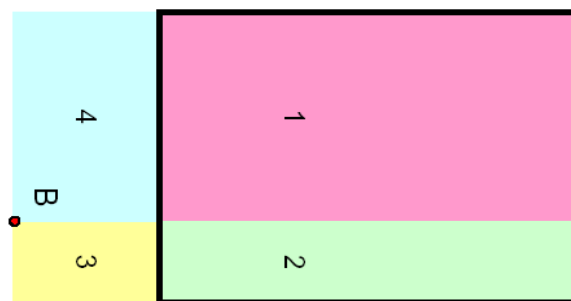
- Nappe phréatique à la profondeur $h < z$: $\sigma'_{z0} = \sum_0^h \gamma_i h_i + \sum_h^z \gamma'_j h_j$
- Nappe phréatique à la profondeur $h > z$: $\sigma'_{z0} = \sum_0^z \gamma_i h_i$

Calcul de la contrainte due aux surcharges $\Delta\sigma_z$:

- Pour une charge rectangulaire, on utilise l'abaque de Steinbrenner (Annexe 1) qui donne la valeur de la surcharge à une profondeur z sous le coin du rectangle de charge (B*L) en fonction de la surcharge q et des dimensions B et L et la profondeur z. La figure suivante l'exploitation de l'abaque pour calculer la surcharge dans un point autre que le coin du rectangle :



$$I_A = I_1 + I_2 + I_3 + I_4$$



$$I_B = I_{1-4} + I_{2-3} - I_3 - I_4$$

- Pour le cas d'une fondation filante ou carrée uniformément chargée, la distribution de la contrainte verticale avec la profondeur est donnée par la figure suivante :

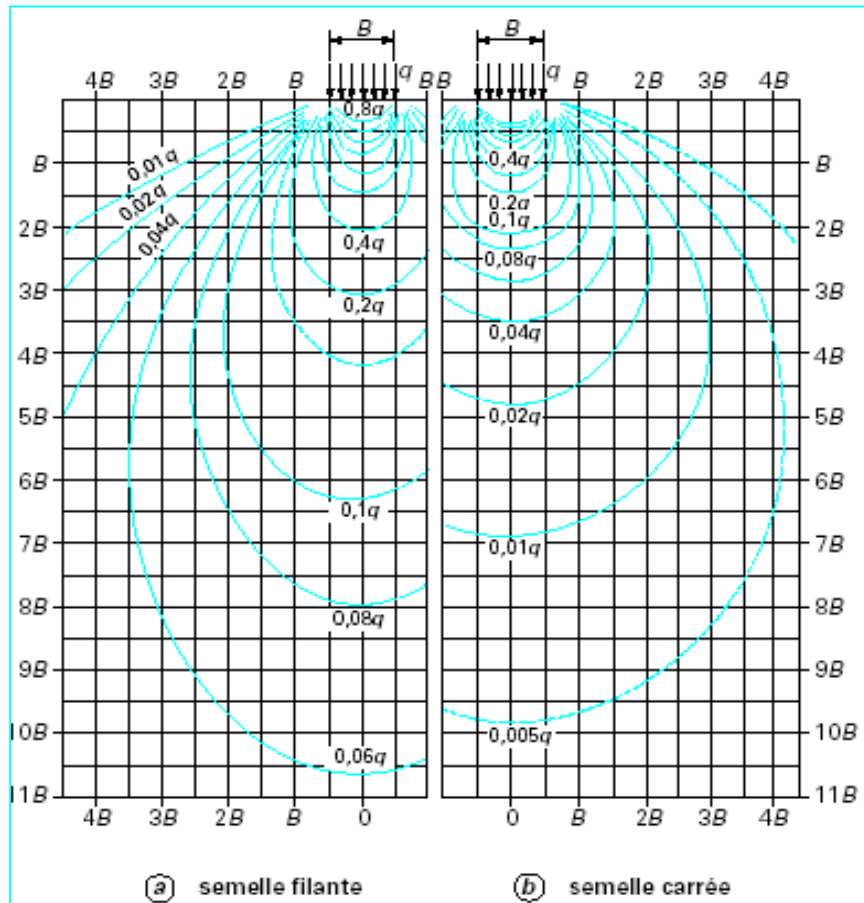


FIGURE 7 : BULBE DE CONTRAINTE SOUS UNE SEMELLE FILANTE OU CARREE

- Une autre méthode plus simple donne une valeur approximative des contraintes selon le schéma et les formules suivantes :

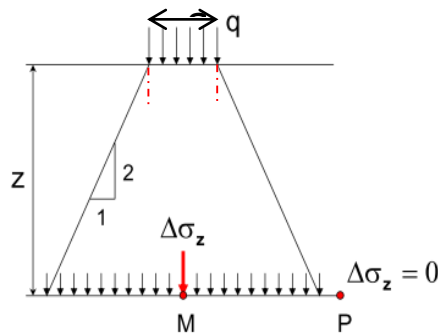


FIGURE 8: DISTRIBUTION SIMPLIFIEE DES CONTRAINTES SOUS UN SOL

- Si la charge \$q\$ est sur une longueur infinie : $\Delta\sigma_z = q \frac{a}{a+2z\tan(\alpha)}$
- Si la charge \$q\$ est répartie sur un rectangle de côté \$a\$ et \$b\$: $\Delta\sigma_z = q \frac{ab}{(a+2z\tan\alpha)(b+2z\tan\alpha)}$

Calcul des tassements : sol normalement consolidé :

Un sol normalement consolidé est un sol pour lequel : $\sigma'_{z0} \approx \sigma'_p$, le tassement est calculé par la formule suivante :

$$s_{oed} = \Delta H = -\frac{H_0 C_c}{1 + e_0} \log\left(1 + \frac{\Delta\sigma_z}{\sigma'_{z0}}\right)$$

Avec : s_{oed} : le tassement œdométrique et H_0 est la hauteur initial du sol.

Calcul des tassements : sol sur consolidé :

Un sol sur consolidé est un sol pour lequel : $\sigma'_{z0} < \sigma'_p$, le tassement est calculé par :

- Si $\sigma'_{z0} + \Delta\sigma_z < \sigma'_p$:

$$s_{oed} = \Delta H = -\frac{H_0 C_s}{1 + e_0} \log\left(1 + \frac{\Delta\sigma_z}{\sigma'_{z0}}\right)$$

- Si $\sigma'_{z0} + \Delta\sigma_z > \sigma'_p$:

$$s_{oed} = \Delta H = -\frac{H_0 C_s}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{z0}}\right) - \frac{H_0 C_c}{1 + e_0} \log\left(\frac{\Delta\sigma_z + \sigma'_{z0}}{\sigma'_p}\right)$$

Sol en plusieurs couches :

Pour un sol découpé en n couches de hauteurs H_i , on réalise un essai œdométrique par couche pour déterminer ses coefficients et le tassement total est donné par la formule suivante :

$$s = \sum_{i=1}^n \Delta H_i$$

Règles pratiques :

Argiles raides sur consolidées	Argiles molles normalement consolidées
$s_i = 0.5 \text{ à } 0.6 s_{oed}$	$s_i = 0.1 s_{oed}$
$s_c = 0.5 \text{ à } 0.4 s_{oed}$	$s_c = s_{oed}$
$s_t = s_{oed}$	$s_t = 1.1 s_{oed}$

TABLEAU 6 : TASSEMENTS DES ARGILES EN FONCTION DU TASSEMENT OEDOMETRIQUE

3.1.3. Calcul des tassements par l'essai pressiométrique :

Terrain homogène :

Le tassement est calculé par la formule :

$$s(10 \text{ ans}) = s_c + s_d \text{ où : } s_c = \frac{\alpha}{9E_M} (q - \sigma_{v0}) \lambda_c B \text{ et } s_d = \frac{2}{9E_M} (q - \sigma_{v0}) B_0 \left(\lambda_d \frac{B}{B_0}\right)$$

Avec : q : contrainte verticale appliquée au sol par la fondation (y compris poids des terres)

σ_{v0} : contrainte verticale totale avant travaux au niveau de la fondation

B_0 : largeur de référence = 0.6 m

α : coefficient rhéologique donné par le tableau suivant :

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Sable et gravier		Type	Roche
	α	E/p ₁	α	E/p ₁	α	E/p ₁	α	E/p ₁	α		α
Surconsolidé ou très serré		> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3	Très peu facturé	2/3
Normalement consolidé ou Normalement serré	1	9 à 16	2/3	8 à 14	1/2	7 à 12	1/3	6 à 10	1/4	Normal	1/2
Sous consolidé altéré et remanié ou Lâche		7 à 9	1/2	5 à 8	1/2	5 à 7	1/3			Très facturé Très altéré	1/3 2/3

TABLEAU 7 : COEFFICIENT RHEOLOGIQUE

λ_c et λ_d : coefficients de forme dépendant de L/B donnés par le tableau suivant :

L/B	Cercle	Carré	2	3	5	20
λ_c	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
λ_d	1,00	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

TABLEAU 8 : COEFFICIENTS DE FORME

Terrain hétérogène :

- Pour s_c le module pressiométrique est pris égal à celui de la couche sur la profondeur B/2
- Pour s_d le module pressiométrique est calculé par la formule :

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2.5E_{6,8}} + \frac{1}{2.5E_{9,16}}$$

Avec : $E_{i,j}$: moyenne harmonique des modules mesurés dans les tranches i à j

$$\frac{3}{E_{3,5}} = \frac{1}{E_3} + \frac{1}{E_4} + \frac{1}{E_5}$$

Si les valeurs de 9B/2 à 8 B ne sont pas connues, mais sont supposées supérieures aux valeurs sus-jacentes, on calcule E_d de la manière suivante :

$$\frac{3.6}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2.5E_{6,8}}$$

Il en est de même si les valeurs de 3 B à 8 B ne sont pas connues :

$$\frac{3.2}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85E_2} + \frac{1}{E_{3,5}}$$

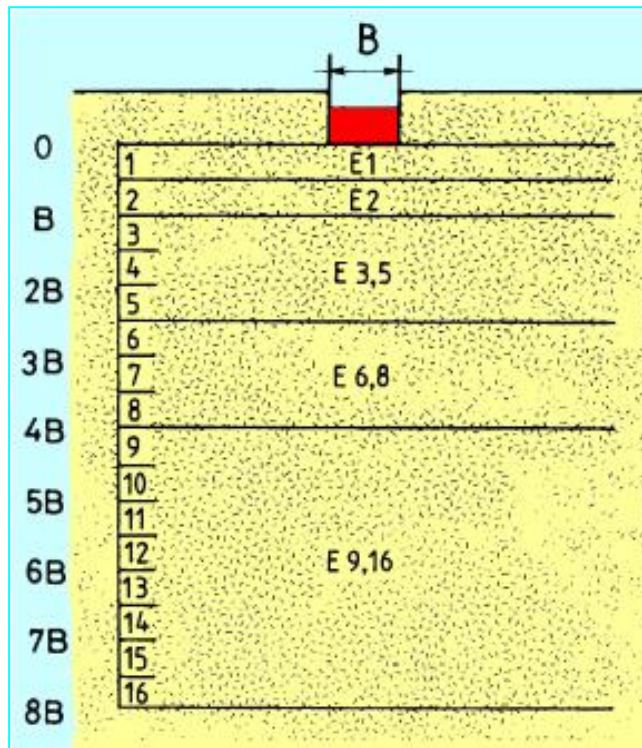


FIGURE 9 : MODULE PRESSIOMETRIQUE EQUIVALENT SOUS UN TERRAIN HETEROGENE

4. Exploitation des essais : Calcul de la portance du sol sous une fondation superficielle :

4.1. Méthode $c - \varphi$:

Se base sur les résultats de l'essai triaxial : cohésion et angle de frottement (drainé et non drainé).

4.1.1. Charge verticale centrée :

La charge limite de la fondation est donnée par la formule :

$$q_u = 0.5s_y\gamma_1BN_\gamma(\varphi) + s_q(q + \gamma_2D)N_q(\varphi) + s_c cN_c(\varphi)$$

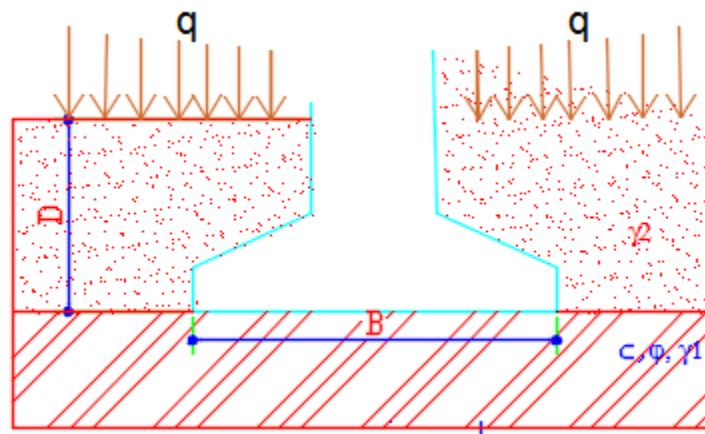


FIGURE 10 : PORTANCE D'UNE SEMELLE SUPERFICIELLE

Avec :

- B : la largeur de la fondation
- C : cohésion du sol
- φ : angle de frottement du sol
- N_γ et N_c et N_q facteurs de portance dépendant de l'angle de frottement du sol
- s_γ et s_c et s_q : coefficients de forme donnés par le tableau suivant (Eurocode 7-1):

	Conditions non drainées		Conditions drainées	
	rectangulaire	Carrée ou circulaire	rectangulaire	Carrée ou circulaire
s_γ	n'intervient pas dans le calcul	n'intervient pas dans le calcul	$1 - \frac{0.3B}{L}$	0.7
s_c	$1 + \frac{0.2B}{L}$	1.2	$\frac{\left(1 + \frac{\sin(\varphi')B}{L}\right)N_q - 1}{N_q - 1}$	$\frac{(1 + \sin(\varphi'))N_q - 1}{N_q - 1}$
s_q	1	1	$1 + \frac{B}{L} \sin(\varphi')$	$1 + \sin(\varphi')$

TABLEAU 9 : COEFFICIENTS DE FORME SELON EUROCODE 7-1

4.1.2. Charge excentrée :

Pour une charge excentrée comme montré dans la figure ci-dessous, on a :

$$Q_t = q_t B' L'$$

Avec : $B' = B - 2e$

$L' = L - 2e'$

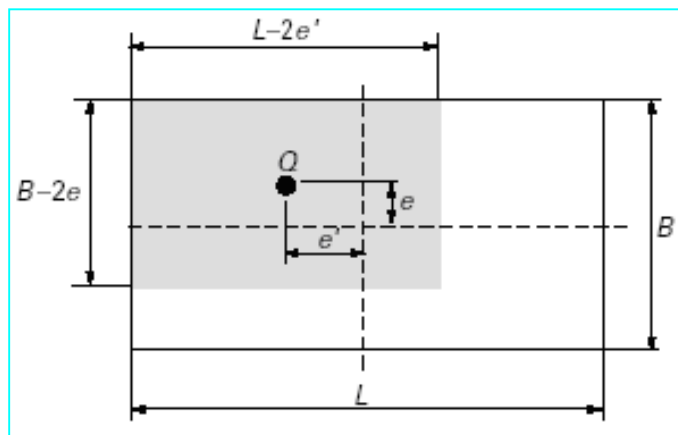


FIGURE 11: SEMELLE SOUMISE A UNE CHARGE EXCENTREE

4.1.3. Calcul en conditions non drainées :

La formule pour le calcul à court terme en conditions non drainées ($c = c_u$ et $\varphi = 0$) : situation critique vis-à-vis de la rupture pour les sols cohérents : $q_l = c_u(\pi + 2) + q + \gamma_2 D$

4.1.4. Calcul en conditions drainées :

La formule pour le calcul à long terme (sols pulvérulents) en conditions drainées ($c = c'$ et $\varphi = \varphi'$) :

$$q_u = 0.5s_\gamma\gamma_1BN_\gamma(\varphi') + s_q(q + \gamma_2D)N_q(\varphi') + s_c cN_c(\varphi')$$

Avec : $N_q = \exp(\pi \tan(\varphi') \tan^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}))$ et $N_c = (N_q - 1) \cot(\varphi')$ et $N_\gamma = 2(N_q - 1)\tan(\varphi')$, ils sont donnés par le tableau du DTU 13.12 :

φ	N_c	N_γ	N_q
0	5,14	0	1,00
5	6,50	0,10	1,60
10	8,40	0,50	2,50
15	11,00	1,40	4,00
20	14,80	3,50	6,40
25	20,70	8,10	10,70
30	30,00	18,10	18,40
35	46,00	41,10	33,30
40	75,30	100,00	64,20
45	134,00	254,00	135,00

TABLEAU 10 : VALEURS DES FACTEURS DE PORTANCES (DTU 13.12)

N_γ est assez différente de celle déduite de la formule.

En présence d'une nappe, on déjauge le poids volumique.

4.2. Méthode pressiométrique :**4.2.1. Formule de calcul :**

La formule de calcul de la pression de rupture est : $q_l = q_0 + k_p p_{le}^*$

Avec : q_0 : pression verticale totale des terres au niveau de la base de la fondation

k_p : facteur de portance pressiométrique donné par le tableau ci-dessous

p_{le}^* : pression limite nette équivalente

Dans le cas d'une fondation superficielle sur couche porteuse homogène, d'épaisseur au moins égale à 1,5B au-dessous de la base de la fondation (c'est-à-dire que le sol est de nature unique et les pressions limites PI

sont dans un rapport de 1 à 2, au plus, dans la couche), on établit un profil linéaire de la pression limite nette P_l^* :

$$P_l^* = P_l - P_0 \text{ avec } P_0 = \sigma'_{v0} K_0 + u$$

Avec : σ'_{v0} : contrainte effective verticale au moment de l'essai au niveau considéré

u : pression interstitielle au niveau considéré

K_0 : coefficient de pression des terres au repos (0.5 en général et 1 pour certains limons et argiles surconsolidés)

Et l'on prend pour pression limite nette équivalente la valeur à la profondeur $D + 2/3 B$.

Dans le cas d'une fondation superficielle sur des couches de sols non homogènes, ayant toutefois des valeurs de pression limite du même ordre de grandeur jusqu'au moins $1,5B$ au-dessous de la base de la fondation, on retient pour P_{le}^* la moyenne géométrique :

$$P_{le}^* = \sqrt[n]{p_{l1}^* \cdot p_{l2}^* \cdots \cdots p_{ln}^*}$$

$P_{l1}^*, P_{l2}^*, \dots, P_{ln}^*$ étant les valeurs de la pression limite nette équivalente dans les couches situées de D à $D + 1,5 B$, après avoir écarté, si besoin est, des valeurs singulières.

Catégorie de sol		p_{LM} [MPa]	k
argile et limon	A	< 0,7	$0,8 \times [1 + 0,25 (0,6 + 0,4 B/L) \times D_e / B]$
	B	1,2 - 2,0	$0,8 \times [1 + 0,35 (0,6 + 0,4 B/L) \times D_e / B]$
	C	> 2,5	$0,8 \times [1 + 0,50 (0,6 + 0,4 B/L) \times D_e / B]$
sables et graviers	A	< 0,5	$[1 + 0,35 (0,6 + 0,4 B/L) \times D_e / B]$
	B	1,0 - 2,0	$[1 + 0,50 (0,6 + 0,4 B/L) \times D_e / B]$
	C	> 2,5	$[1 + 0,80 (0,6 + 0,4 B/L) \times D_e / B]$
craie			$1,3 \times [1 + 0,27 (0,6 + 0,4 B/L) \times D_e / B]$
marne et roche altérée			$[1 + 0,27 (0,6 + 0,4 B/L) \times D_e / B]$

TABLEAU 11 : FACTEUR DE PORTANCE POUR DIFFERENTS SOLS

La hauteur d'encastrement équivalente : $D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_d^D p_i^*(z) dz$

Avec : D : hauteur contenue dans le sol

d : généralement égal à 0, sauf s'il existe en surface des couches de très mauvaise caractéristiques dont on ne veut pas tenir compte dans le calcul de l'encastrement

$p_i^*(z)$: profil pressiométrique

4.2.2. Valeurs de P_l pour certains sols :

Classe de sol		Description	Pressiometre P_l (MPa)
Argiles, Limons	A	Argiles et limons mous	< 0.7
	B	Argiles et limons fermes	1.2 – 2.0
	C	Argiles très fermes	> 2.5
Sables, Graves	A	Lâches	< 0.5
	B	Moyennement compacts	1.0 – 2.0
	C	Compacts	> 2.5
Craies	A	Molles	< 0.7
	B	Altérées	1.0 – 2.5
	C	Compactes	> 3.0
Marnes Marno-calcaires	A	Tendres	1.5 – 4.0
	B	Compacts	> 4.5

TABLEAU 12 : VALEURS DES PRESSIONS LIMITE DE CERTAINS SOLS

4.3. Ordres de grandeur des pressions admissibles de certains sols :

Type de terrain	Pression admissible (bar)
Roche	7-50
Roches peu fissurées non désagrégées	4-7
Gravier et sable	4
Sable grossier	3
Sable fin	2
Terrain dur (marne, glaise compacte)	4
Terrain tendre (argile aquifère, remblais)	0.3-1
Terre à meulière	3.0 à 4.5
Argile	0.3 à 3.0

TABLEAU 13 : ORDRE DE GRANDEUR DES PRESSIONS ADMISSIBLES DE CERTAINS SOLS

5. Pratique des reconnaissances géotechniques :

5.1. Éléments nécessaires dans un livrable d'essai in-situ

Dans un livrable d'essai in-situ, l'ingénieur doit vérifier que l'ensemble des données suivantes sont mentionnées :

- La date de début et de la fin de l'exécution de l'essai
- La numérotation du sondage et la référence du plan de situation permettant de le repérer
- La description sommaire des terrains traversés
- Les caractéristiques techniques de l'outillage utilisé pour réaliser l'essai
- L'indication de fluide et de la procédure d'exécution de forage
- Le niveau de l'eau ou de la boue dans le sondage après remontée de la sonde

L'ingénieur peut exiger au laboratoire de fournir les carnets de mesures sur lesquels figurent en particulier les mesures relatives à l'étalonnage des appareils.

5.2. Recommandations pour le choix des essais géotechniques nécessaires

Dans ce qui suit nous présentons des recommandations pour le choix de sondage et les essais à demander au laboratoire géotechnique, ces recommandations sont purement indicatifs et ne prennent pas en compte certains facteurs essentiels comme le contexte géologique ou l'accessibilité aux points de sondage. La consistance d'investigation doit être pensée cas par cas, la règle d'or restant de conjuguer plusieurs moyens de reconnaissance se complétant efficacement

5.2.1. Maillage et profondeur des sondages recommandé pour les fondations (U.S.G)

Avant toute campagne de reconnaissances, l'ingénieur BET communique au laboratoire les données suivantes :

- le plan du site et de l'ouvrage,
- le niveau le plus bas prévu,
- les descentes de charges

Le programme de reconnaissances recommandé par l'union syndicale géotechnique est le suivant :

- Pour la maille :
 - Bât. Bureaux et habitation (Surface au sol $S < 50 \text{ m}^2$). : 2 points de reconnaissance
 - Bât. Bureaux et habitation (Surface au sol $S > 50 \text{ m}^2$) : 1 point de reconnaissance tous les 250 m² avec un minimum de 3 points et une distance maximale de 25 m entre points
 - Bâtiments industriels (Surface $< 10000 \text{ m}^2$) : 1 point de reconnaissance tous les 500 m² avec un minimum de 3 points et une distance maximale de 40 m entre points
 - Lotissement : 1 point tous les 1.000 m² ou 1 point par lot
- Pour la profondeur :
 - Fondations superficielles : 3 fois la largeur de la fondation avec un minimum de 6 m sous le niveau d'assise
 - Fondations profondes : 10 fois la largeur de la fondation avec un minimum de 6 mètres sous le niveau d'assise prévisionnel
 - Semi-profondes : 3 fois la largeur de la fondation avec un minimum de 6 m sous le niveau d'assise
 - Radier ou aire de stockage à proximité : Jusqu'à l'horizon peu compressible reconnu sur 2 m avec un maximum de 1,5 fois la largeur du radier

5.2.2. Fréquence, type et nombre des essais recommandé pour les fondations (guide du ministère de l'équipement et des travaux publics)

Le guide de construction des fondations dans la région du nord propose :

Nature des sols	Reconnaitances		Essais in-situ		Essais de laboratoire	
	Moyens	Fréquences	Types	Fréquences	Essais	Nombre pour un sondage
Argiles molles	Sondage carotté	1 à 2	scissomètre	Un essai tous les 1 m de forage	densité sèche, limites d'Atterberg, granulométrie, œdomètre, scissomètre de labo 2 à 3	un essai tous les 2 m
Argiles raides et marnes	Puits manuels Sondage carotté	Maillage selon superficie du terrain	Pressiomètre	Un essai tous les 1 m de carottage	Mesure de la pression de gonflement, essai triaxial, œdomètre	Un essai tous les 2 m
Sables	Sondage carotté Tarière à main	Maillage selon superficie du terrain	SPT Pénétration statique	un essai tous les 1 m 1 à 3 essais par ouvrage	teneur en eau, granulométrie, densité relative, équivalent de sable	5 essais
Sables graveleux Alluvions grossières	Puits naturels Sondage carotté	Maillage selon superficie du terrain, 1 à 2 par ouvrage	Pénétration dynamique Essai de la plaque	1 à 3 par ouvrage 1 essai tous les 1.5m de profondeur de tranchée	Teneur en eau Granulométrie	5 essais
Roches	sondage carotté	1 à 2 sondages par ouvrage	Dilatomètre Méthodes géo physiques		Densité sèche Porosité Vitesse sonique Résistance à la compression Mesure de module déformation	5 essais 5 essais 10 essais 10 essais

TABLEAU 14 : RECOMMANDATIONS DU GUIDE DE CONSTRUCTION DES FONDATIONS DANS LA REGION DU NORD

6. Valeurs typiques de certains paramètres du sol :

Valeurs types des paramètres des sols : Poids volumique, indice des vides et porosité de certains sols (d'après Hough (1 957), Hansbo (1 975) et Michel Dysli,)

Sols	γd_{max}	γd_{min}	γ_{max}	n_{max}	n_{min}	e_{max}	e_{min}	I_p	φ'	C'	C_c	C_s
Gravier	23	15	24.3	0.77	0.15	44	13	0	40 ± 5	0		
Gravier limoneuse	22	17	23.6	0.57	0.20	36	17	2-6	35 ± 5	0		
Grave argileuse	21.5	17	23.4	0.57	24	36	19	7-12	35 ± 5	0		
Sable	22	15	23.7	0.77	0.20	44	17	0	40 ± 15	0		
Sable limoneux	20	14	22.5	0.91	0.34	48	25	2-6	35 ± 5	0		
Sable argileux	20	14	22.5	0.91	0.34	48	25	6-15	30 ± 8	5 ± 5		
Limon inorganique	19.5	13	22.1	1.04	0.34	51	26	2-10	25 ± 10	0-25	0.1 ± 0.08	0.01 ± 0.008
Limon organique	17	6.5	20.9	3.0	0.55	75	35					
Argile limoneuse	18	9	22	2	0.5	70	35	12-18	28 ± 5	20 ± 10	0.15 ± 0.1	0.025 ± 0.015
Argile inorganique	19	8	22.9	2.4	0.4	70	30	20-700	0 - 25	***	0.2 - 1.5	0.02- 0.15
Argile organique	16	5	20	4.4	0.7	81	41					

*** Dépend trop de la nature du minéral argileux

TABLEAU 15 : VALEURS TYPQUES DE CERTAINS PARAMETRES DU SOL

III. PROBLEME DES SOLS DANS LE MAROC :

1. Les sols gonflants :

1.1. Quantification du problème des sols gonflants

1.1.1. Essai œdométrique sur sols gonflants :

L'essai œdométrique permet aussi d'étudier les sols gonflants. Lors du chargement, le volume d'échantillon reste inchangé jusque à une pression de chargement au-delà de laquelle l'échantillon diminue de volume.

Lors du déchargement l'échantillon se décomprime pour atteindre le volume initial, ensuite il commence à gonfler (augmentation de l'indice des vides).

La courbe de compressibilité des sols gonflants a l'allure particulière suivante :

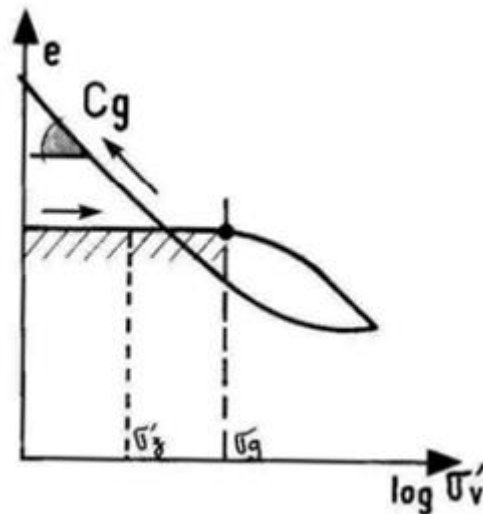


FIGURE 12 : COURBE DE COMPRESSIBILITE DES SOLS GONFLANTS ET RETRACTABLES

On en ressort deux paramètres essentiels de gonflement :

- σ'_g : la pression de gonflement qui est la pression en deçà de laquelle le sol gonfle (augmentation de l'indice des vides) lorsqu'on le met en présence d'eau
- C_g : le coefficient du gonflement qui est la pente de la courbe de déchargement (à ne pas confondre avec l'indice de gonflement C_s)

1.1.2. Identification des sols gonflants :

Les sols gonflants sont identifiés par des paramètres qui s'insèrent dans les fourchettes suivantes :

- Le pourcentage des grains de diamètres inférieurs à 0.008 mm est de 80% à 100%
- Indice de plasticité I_p : 30% à 50%
- Coefficient de gonflement $C_g \geq 0.04$
- Pression de gonflement $\sigma'_g > 1 \text{ bar}$

1.1.3. Quantification du gonflement :

Pour quantifier le potentiel de gonflement, la littérature fournit plusieurs approches, nous en présentons les plus connues :

- A partir de l'indice de plasticité et du pourcentage des particules de sol dont le diamètre $< 2\mu\text{m}$:

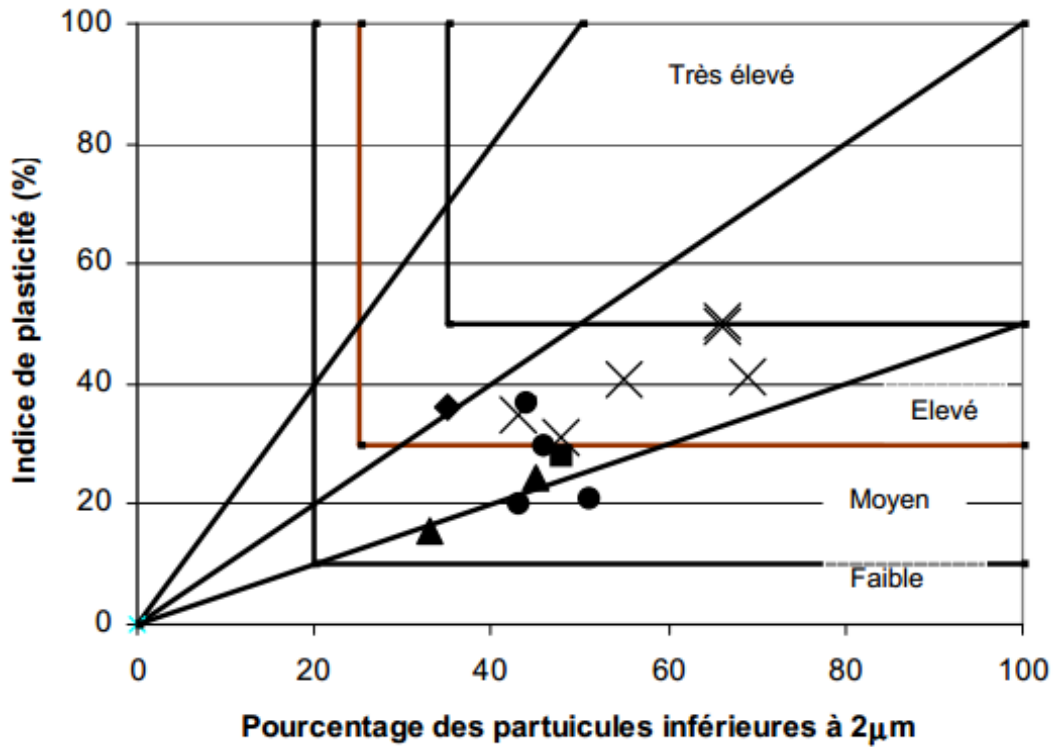


FIGURE 13 : LA CLASSIFICATION DE WILLIAMS ET DONALDSON (1980)

- A partir de la limite de liquidité, du pourcentage des particules de sol dont le diamètre $< 74\mu\text{m}$ et de pression de gonflement:

$P < 74 \mu\text{m}$	W_L (%)	Pression de gonflement	Potentiel de gonflement
> 95	> 60	10	Très élevé
60 - 95	40 - 60	2.5 - 5	Elevé
30 - 60	30 - 40	1.5 - 2.5	Moyen
< 30	< 30	< 0.5	Faible

TABEAU 16 : POTENTIEL DE GONFLEMENT D'APRES GHEN

- A partir de l'activité de l'argile et du pourcentage des particules argileuses :

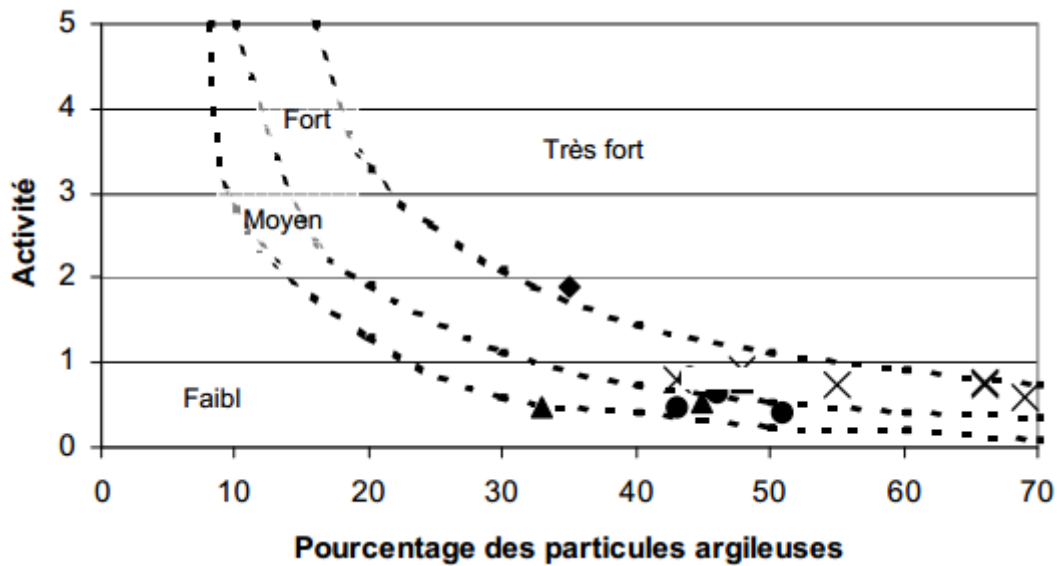


FIGURE 14 : CLASSIFICATION DE SEED ET AL. (1962)

Problèmes des sols gonflants : on assiste à deux problèmes majeurs : le soulèvement des fondations, et l'affaissement localisé des parties du terrain, ceci provoque une **répartition non uniforme des contraintes** au contact du sol et de la semelle des fondations. Ces contraintes peuvent provoquer des déformations supplémentaires des fondations, qui peuvent se transmettre sous forme **de moments et efforts tranchants supplémentaires** dans les structures porteuses du bâtiment ou de l'ouvrage. Les pathologies qui peuvent se produire sont :

- Fissuration des murs, des planchers et plafonds
- Fissuration jusqu'à la rupture des poutres, des poteaux, et des **nœuds** de la structure où existent toujours des concentrations de contraintes.
- Déformation des fenêtres et des portes
- Rupture des canalisations

1.2. Localisation géographique du problème :

Les sols gonflants se répartissent du nord au sud du pays. Ces sols gonflants ont des propriétés, des épaisseurs et des profondeurs différentes sous la surface du terrain naturel

Surtout dans les régions du Gharb et du Doukkalah, ainsi que dans des régions semi-désertiques comme Ouarzazate et le pied du Haut-Atlas, l'argile de Sidi-Kacem, l'argile de Berrechid, l'argile de Fès, l'argile de Safi

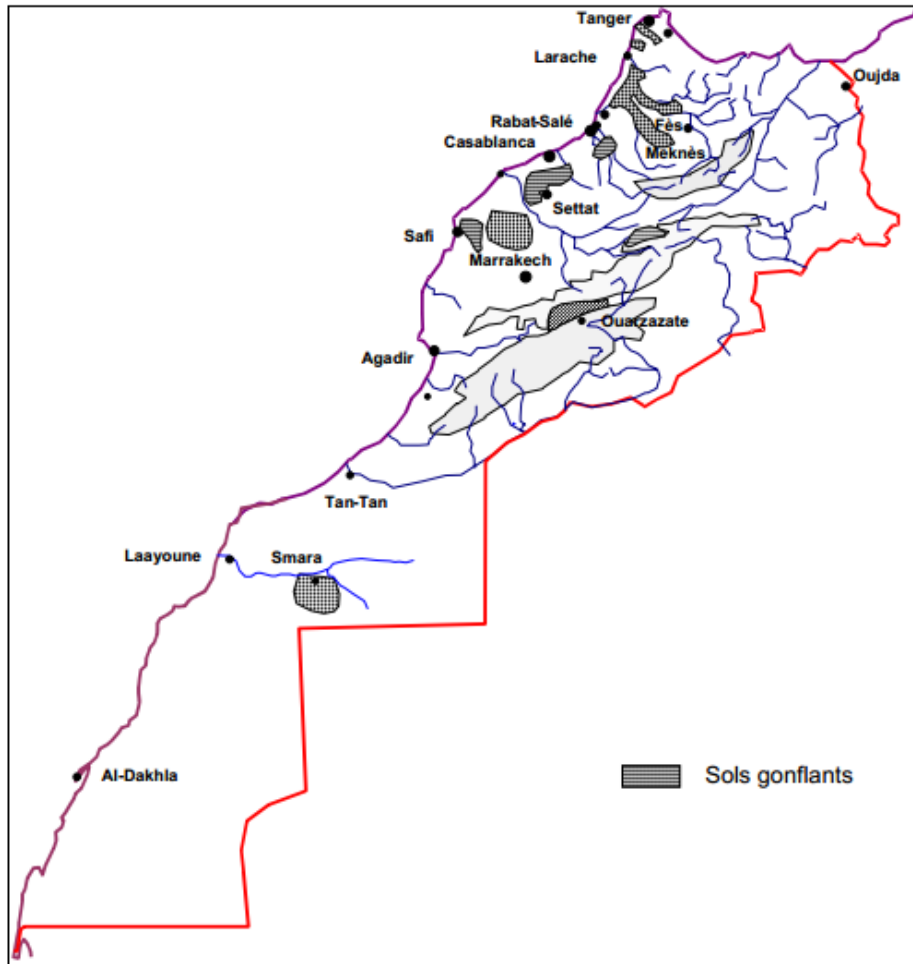


FIGURE 15 : CARTE DES SOLS GONFLANTS AU MAROC

1.3. Caractérisations des sols gonflants selon les régions :

	Limite de liquidité	Indice de plasticité	Limite de retrait	Indice de retrait	Valeur de bleu	Fraction argileuse	Taux de gonflement
Argile	w_L (%)	I_p	w_s (%)	I_s	V_B (g/100g)	C_2 (%)	I_G (ϵ_s) (%)
Sidi Kacem	64	41	11	53	8,5	49	70
Berrechid	77	47	14	63	7,7	41	80
Fès	137	102	12,4	125	14	54	50
Settat	75	50	13	46	10,5	50	80
Safi	50	29	12	38	5	40	65

TABLEAU 17 : CARACTERISATIONS DES SOLS GONFLANTS SELON LES REGIONS

	Classification de Williams			Classification de Ranganatham et Satyanarayana		Classification d'Altmeyer	
	I_p	C_2 (%)	Potentiel de gonflement	I_s	Potentiel de gonflement	w_s (%)	Potentiel de gonflement
Argile							
Sidi Kacem	41	49	Très fort ($I_p > 30, C_2 > 27$)	53	Fort ($30 < I_s < 60$)	11	Critique ($w_s < 10$)
Berrechid	47	41	Très fort	63	Très fort ($I_s > 60$)	14	Faible ($w_s > 12$)
Fès	102	54	Très fort	125	Très fort	12,4	Faible
Settat	50	50	Très fort	46	Fort	13	Faible
Safi	29	40	Très fort	38	Fort	12	Critique

TABLEAU 18 : CLASSIFICATION DES SOLS GONFLANTS SELON LES REGIONS

1.4. Mise en place des fondations sur sols gonflants

1.4.1. Solutions constructives :

Le tableau suivant classe les sites selon les dommages causés à la construction :

Classement	Soulèvement total du sol	Etat de fissuration et dommage	Degré de dommages
Très bon site	0 à 0.5 cm	Fissures d'ouverture jusqu'à 1 à 2 mm en nombre modéré qui peuvent être traitées facilement. Ces fissures sont rarement visibles à l'extérieur	Négligeable à très faible
Bon site	0.5 à 1.5 cm	Fissures d'ouverture 3 à 6 mm en nombre modéré : Fissures d'ouverture 0 à 2 mm en plus grand nombre. Quelques fissures devront être rejointoyées à l'extérieur pour assurer l'imperméabilisation. Portes et fenêtres peuvent se coincer légèrement	Faible
Site moyen	1.5 à 5 cm	Fissures d'ouverture 5 à 15 mm en faible nombre (jusqu'à 5) et les autres en beaucoup plus grand nombre, surtout celles d'ouverture 0 à 2 mm. Rejointoyer les fissures à l'extérieur s'avère nécessaire. Portes et fenêtres restent coincées. Les canalisations peuvent se rompre. L'imperméabilisation est délimitée.	Moyen
Mauvais site	5 à 10 cm	Des fissures d'ouverture 15 à 25 mm apparaissent ; les autres sont en plus grand nombre. Fenêtres et portes sont déformées. Les planchers penchent sensiblement. Les murs tombent ou bougent sensiblement. Les poutres perdent de la portance. Les canalisations se rompent.	Fort

Très mauvais site	> 10 cm	<p>Les dommages sont tels avec des fissures d'ouvertures supérieures à 25 mm) que la maison devient quasiment inhabitable, nécessitant de nombreuses réparations ou bien même une reconstruction.</p> <p>Les poutres perdent leur portance. Les murs penchent beaucoup. Les fenêtres sont très déformées ou même rompues. Il y a danger d'instabilité.</p>	Très fort
-------------------	---------	--	-----------

TABLEAU 19 : CLASSIFICATION DES SITES SELON LE SOULEVEMENT DU AU GONFLEMENT DU SOL

Dans ce qui suit nous présentons les techniques de fondation pour passer d'un site à un autre :

- **Passage d'un très mauvais site à un site moyen**

- Semelles superficielles sur remblais :

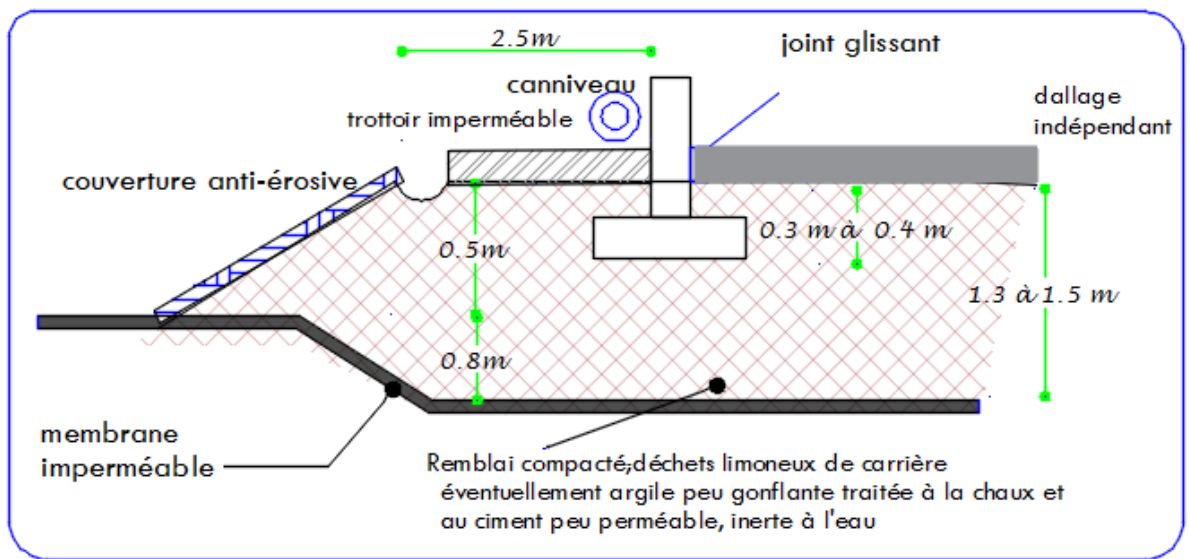


FIGURE 16 : SEMELLES SUPERFICIELLES SUR REMBLAI

- Radier superficiel sur remblais

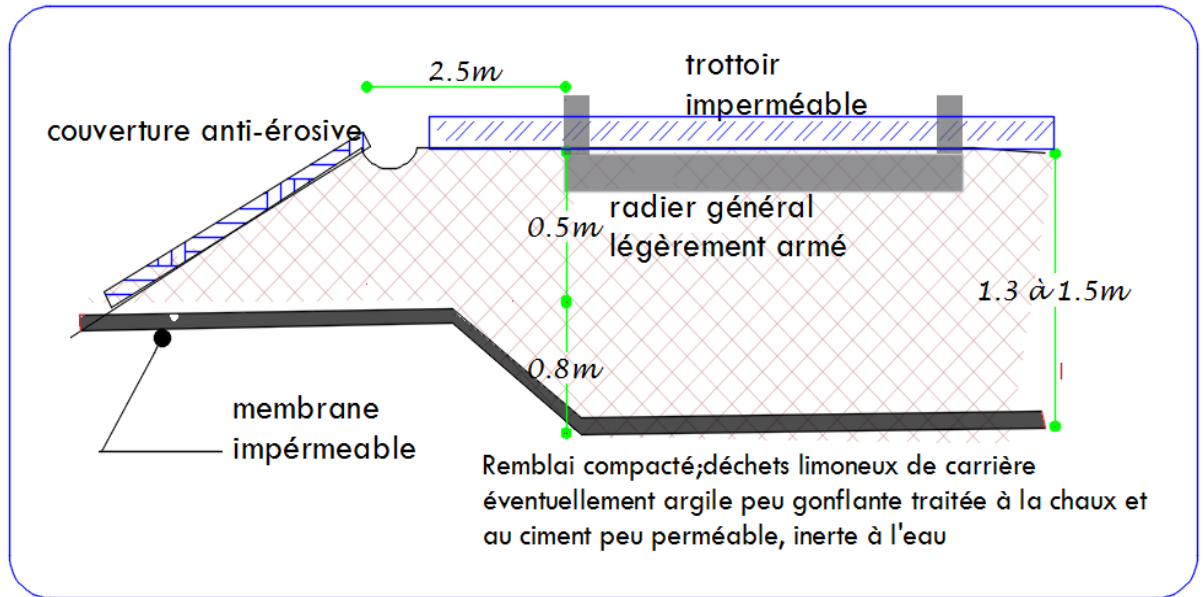


FIGURE 17 : RADIER SUPERFICIEL SUR REMBLAI

Pour passer à un bon site, la hauteur du remblai doit être 2 m et il faut disposer un joint glissant entre le radier et le dallage.

- **Passage d'un très mauvais site à un très bon site :**

Semelle semi-superficielle rigidifiée (poutre-échelle). On désigne par la poutre-échelle des semelles filantes entrecroisées « fortement » ferrillées et solidaires d'un chaînage supérieur par l'intermédiaire des potelets. On remblaye entre le sol et la semelle par un matériau inerte à l'eau afin d'éviter le **frottement latéral de gonflement**.

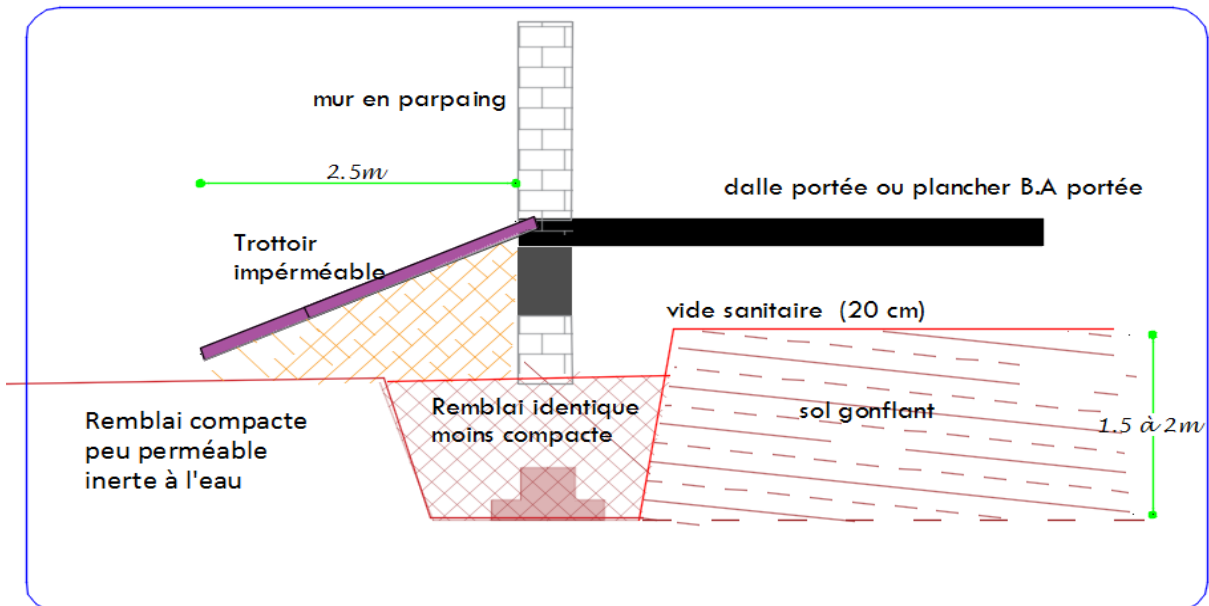


FIGURE 18 : SEMELLE SEMI-SUPERFICIELLE RIGIDIFIÉE (POUTRE ECHELLE)

- **Passage d'un très mauvais site à un bon site :**

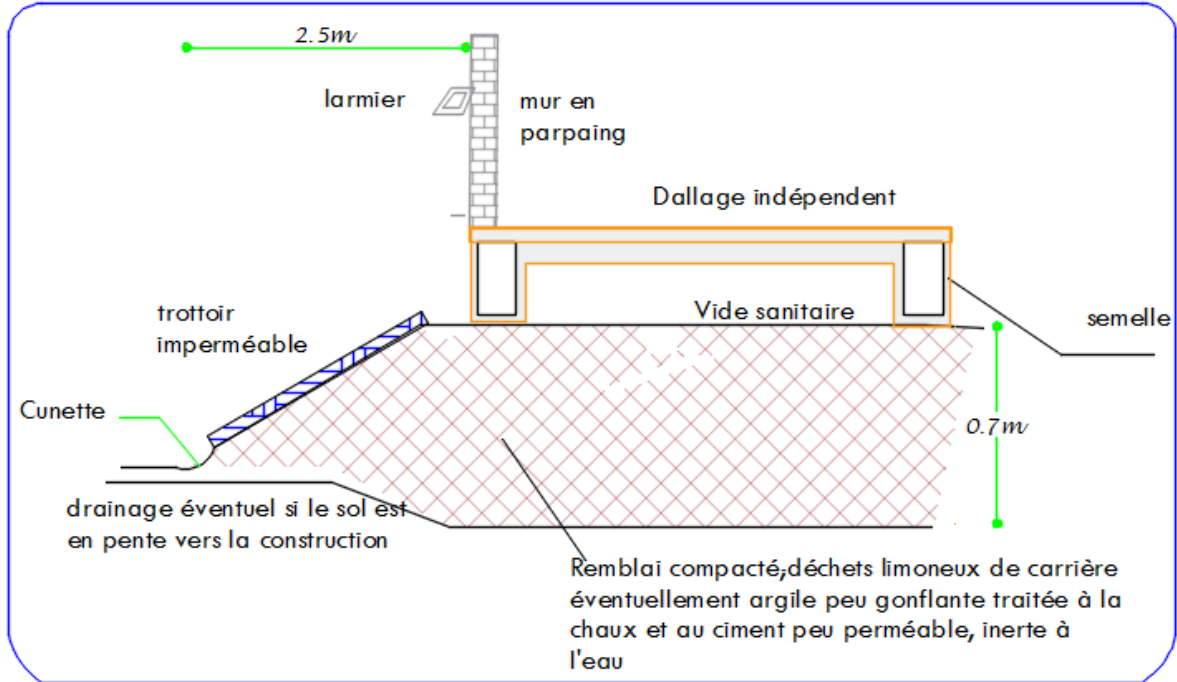


FIGURE 19 : SEMELLE SUPERFICIELLE + VIDE SANITAIRE

1.4.2. Mesures architecturales

- Il est préférable dans la conception architecturale d'implanter tous les sanitaires à la périphérie du bâtiment
- Il est souhaitable de placer les plantations décoratives dans des bassins spéciaux et étanches pour pouvoir les arroser sans humidifier le sol gonflant à l'entour
- Faire éloigner la végétation du bâtiment : un arbre doit être distant d'au moins sa hauteur à maturité par rapport à l'emprise du bâtiment

1.4.3. Mesures contre l'aggravation du problème par la variation de la teneur en eau au droit des fondations

- Faire une protection périphérique du bâtiment par un trottoir imperméable à l'eau

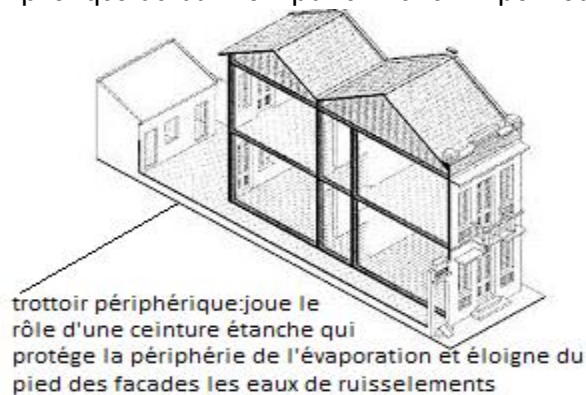


FIGURE 20 : TROTTOIR PERIPHERIQUE

- Eviter les fuites de canalisation sous le bâtiment :
 - Les canalisations doivent être étanches, bien exécutées et placées dans des fourreaux
 - les canaux spéciaux doivent être contrôlés en permanence.
 - En cas de besoin, il faut prévoir des moyens d'évacuation d'eau de secours.
 - Les eaux de toiture seront collectées dans des conduites étanches et évacuées loin du bâtiment

1.4.4. Mesures structurales

Choix et ancrage des bâtiments :

- Pour les sols à potentiel fort de gonflement, il est recommandé d'éviter les semelles isolées en adoptant des semelles filantes ou radiers
- pour les sols très gonflants, traverser les couches superficielles de sol gonflant pour appuyer les fondations sur les couches plus profondes de sols à structure stable (fondations sur puits ou sur pieux)
- adopter une profondeur d'ancrage suffisante en fonction du potentiel de gonflement et l'ouvrage à construire, les fondations doivent être ancrées de manière homogène sur tout le pourtour du bâtiment, pour les terrains en pente l'ancrage aval doit être au moins égale à l'ancrage amont. En particulier, les sous-sols partiels qui induisent des hétérogénéités d'ancrage sont à éviter à tout prix

Construction sur un vide sanitaire :

- au lieu de poser le dallage directement sur le sol, il est recommandé d'isoler la structure du sol en prévoyant un vide sanitaire :

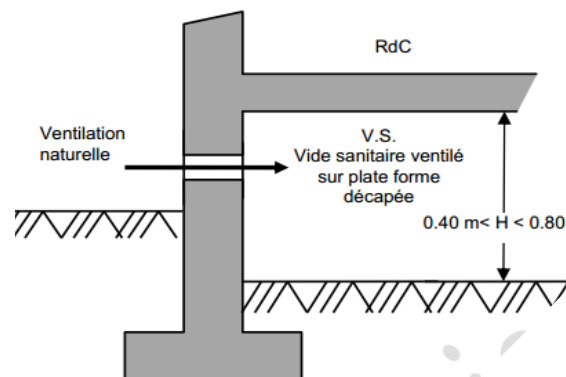


FIGURE 21 : CONSTRUCTION SUR VIDE SANITAIRE

Mesures vis-à-vis de la rigidité de la structure

Ces mesures ont pour but de donner une rigidité maximale à la construction, pour qu'elle soit capable d'égaliser les mouvements différentiels du sol.

Si l'on ne peut pas donner au bâtiment global la rigidité souhaitée, il faut le diviser en parties indépendantes au moyen de **joint de tassement** (ou joints de rupture qui descendent jusqu'au niveau des fondations) en parties de formes géométriques simples et suffisamment rigides

- Rigidifier la structure en mettant en œuvre des chaînages horizontaux (haut et bas) et verticaux (poteaux d'angle) pour les murs porteurs liaisonnés
- il est recommandable d'armer la maçonnerie en briques en plaçant des armatures entre les joints des briques ou des blocs sur tout le périmètre du bâtiment.

- Il faut tenir compte dans la conception des structures de la construction de l'apparition possible de moments fléchissants, efforts tranchants et flèches dans les poteaux, les poutres, les dalles et les murs.

2. Liquéfaction des sols:

La liquéfaction est la perte totale de la résistance au cisaillement d'un sol saturé suite à une augmentation de la pression interstitielle, le sol se comporte alors comme un liquide. Ce phénomène est généralement brutal et temporaire, les sols reprenant leur consistance solide après.

la liquéfaction des sols peut entraîner

- La ruine partielle ou totale des constructions.
- L'enfoncement et le basculement des bâtiments.
- Glissement de terrains

2.1. Identification des sols liquéfiables :

D'après le R.P.S.2011, l'identification des sols liquéfiables est obligatoire « Il faut que le sol de fondation dans une zone sismique ne soit pas liquéfiable, dans le cas contraire, des mesures spéciales sont à prendre pour empêcher l'effet de la liquéfaction ».

D'après le même règlement, les paramètres qui déterminent la liquéfaction des sols sont :

- La granulométrie
- La forme des grains
- Le poids volumique du sol en place
- La contrainte effective due au poids propre

Les sols susceptibles de se liquéfier sont :

- Les sables et limons : $\left\{ \begin{array}{l} \text{un degré de saturation } S_r = 100\% \\ \text{une granulométrie caractérisée par } \left\{ \begin{array}{l} C_u \leq 15 \\ 0.05 < D_{50} < 1.5\text{mm} \end{array} \right. \end{array} \right.$

- Les sols argileux fins : $\left\{ \begin{array}{l} \text{un diamètre } D_{15} > 0.005\text{mm} \\ \text{paramètres de liquidité } \left\{ \begin{array}{l} w_l \leq 35\% \\ \text{indice de liquidité} < 0.75 \end{array} \right. \\ \text{la teneur en eau naturelle } w_n > 0.9w_l \end{array} \right.$

La présence de nappes souterraines à proximité ou dans ces sols est un facteur aggravant.

Au contrario, les sols suivants sont exempts de risque de liquéfaction :

- Les sols dont la granulométrie présente un diamètre à 10%, D_{10} supérieur à 2mm,
- Les sols dans lesquels on a simultanément $\left\{ \begin{array}{l} D_{70} \leq 0.074 \text{ mm} \\ I_p > 10\% \end{array} \right.$

2.2. Quantification de la liquéfaction :

Pour évaluer la résistance à la liquéfaction d'un sol, on se base sur des essais :

- De laboratoire : essais triaxiaux cycliques
- In situ : essais SPT tout autre essai pour lequel il existe des corrélations bien établies entre les indications de l'essai et la liquéfaction ou la non liquéfaction des sols.

Les résultats doivent en outre faire clairement apparaître l'évolution de la pression interstitielle, ainsi que les déformations au sein de l'échantillon.

Le RPS 2011 stipule que les contraintes causant la liquéfaction doivent être déterminées et comparées aux contraintes produites par le séisme, ce règlement ne donne pas une méthode pour mener le calcul de ces contraintes, mais accepte toute méthode scientifique approuvée par l'expérience

2.3. Recommandation pour les sols liquéfiables

Il ne faut jamais entamer aucune construction sur un sol qui présente ce problème avant de procéder à un traitement du sol lui-même sinon il faut fonder l'ouvrage au-dessous des couches liquéfiables (à > 15 m de profondeur) en optant pour des fondations profondes : des inclusions ou des pieux avec faible espacement.

Pour le traitement du sol, les techniques suivantes sont les plus utilisées :

2.3.1. Densification des sols grenus :

- Densification statique (sol non saturé):
 - Rouleau
 - Percolation d'eau
- Densification dynamique :
 - Vibration en surface : rouleau vibrant
 - Vibrations horizontales en profondeur : utilisation de jets d'eau (vibroflottation) ou moteur vibrant (vibrocompactage)
 - Vibrations verticales en profondeur : utilisation d'un vibreur lourd placé au sommet d'une sonde ou aiguilles avec fréquences variables (compactage par résonance) ou constantes (aiguilles, sondes)
 - Chocs : en profondeur (compactage par explosifs), en surface (compactage dynamique).

2.3.2. Injections :

Il consiste à introduire, sous pression dans le sol, à partir de forages répartis selon des mailles primaires et secondaires, un mortier visqueux à base de ciment et à angle de frottement élevé. On distingue quatre grands types :

- L'imprégnation
- La fissuration
- L'expansion
- La déstructuration

3. Construction sur sol présentant problème de la nappe

3.1. Présentation du problème :

Un sol présente le problème de nappe si le niveau de la nappe est proche de la surface du terrain naturel et que le sol en place est imperméable ou d'imperméabilité négligeable, cas des argiles par exemple.

Sur la durée de vie d'un ouvrage, la nappe pourra augmenter considérablement de niveau, c'est le premier point à prendre en considération dans les régions présentant ce problème, les calculs des fondations se font donc pour le cas le plus défavorable probable sur la période de vie prévue.

Les problèmes posés en présence de la nappe sont :

- Problèmes liés à l'excavation et à l'exécution des fondations dans des sols baignés dans la nappe, poussée d'Archimède,
- Problèmes liés au retrait-gonflement des sols immergés dans la nappe
- Problèmes liés à la construction des sous-sols dont le niveau du plancher bas est sous le niveau de la nappe (risque d'inondation)
- Problèmes d'humidité et de moisissure qui rendent même les sous-sols inexploitable

3.2. Recommandations pour la construction :

3.2.1. Rabattage provisoire de la nappe lors des travaux

Pour pallier aux problèmes liés à l'exécution des travaux dans des sols baignés dans la nappe, la fouille doit parfois être asséchée provisoirement. Cette opération consiste à rabattre le niveau de la nappe à un niveau inférieur à celui du fond de fouille.

Une étude géotechnique préalable est nécessaire pour savoir l'impact de rabattement de la nappe sur les terrains et les constructions avoisinantes

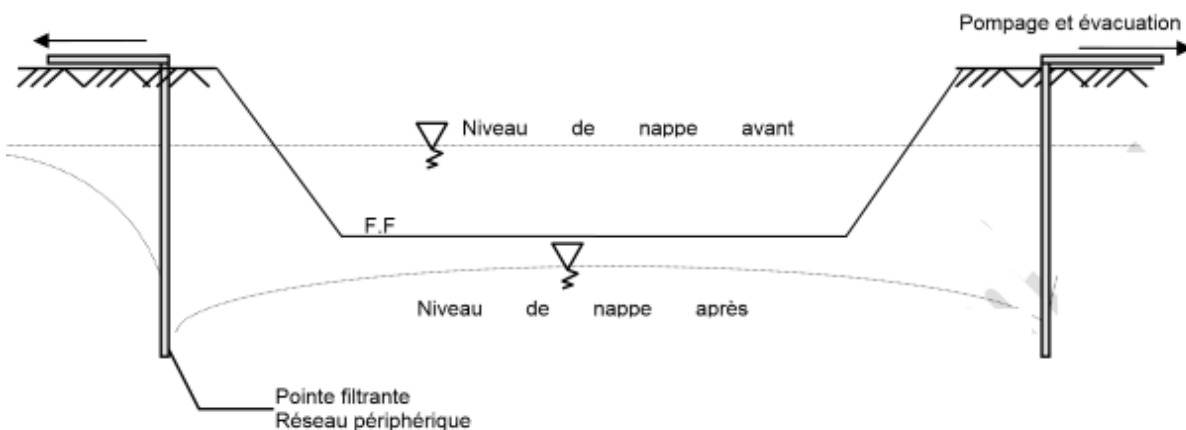


FIGURE 22 : RABATTEMENT DE LA NAPPE PAR POMPAGE

3.2.2. Imperméabilisation des fondations et des parois enterrées :

L'imperméabilisation des parois enterrées fait partie des règles de conception définies par le DTU 20.1. Elle ne supprime pas les remontées capillaires mais les atténue de façon importante. Cette protection est plus ou

moins durable selon les produits ou matériaux employés. Elle peut s'altérer à cause d'un tassement de terrain ou de fissures structurelles.

Le choix du système et son niveau de performance se déterminent en fonction :

- De la nature du sol et de son taux d'humidité
- Du type de maçonnerie ;
- De bâtiment.

Pour des bâtiments comportant un sous-sol non habitable (cave, garage enterré ou semi-enterré), on se contente de recouvrir les fondations avec un produit imperméabilisant : émulsion bitumeuse sur les parois lisses (déjà enduites), mortier bâtard ou enduit hydrofuge sur les maçonneries irrégulières en brique, parpaing, pierre

Si les fondations côtoient des locaux enterrés habités, il est préconisé de poser une membrane bitumeuse autoadhésive après application d'un primaire spécifique.

3.2.3. Drainage périphérique :

Présentation de la technique :

Mettre en place un système de drainage périphérique permet de canaliser et d'évacuer par gravité l'eau qui se présente au pied du bâtiment pour empêcher qu'elle y stagne. Un tuyau perforé est installé du côté extérieur de l'assise supportant les murs de fondation. Il achemine l'eau captée vers un fossé ou un puits à un niveau au-dessous du niveau le plus bas du sous-sol et à distance du bâtiment.

Des fois il est préféré de mettre un drain au fond du sous-sol, ceci permettra d'abaisser le niveau de la nappe de telle sorte on n'aura plus des pressions hydrostatiques contre les murs

Limitation de la technique :

- Dans certains cas le drainage par gravité n'est pas efficace, on recourt alors à un système de pompage
- Mauvaise exécution de système de drainage
- Les drains ne sont pas une solution durable. En effet, ils se colmatent par les particules fines de sol et ne remplissent plus leur fonction
- Dans les secteurs où le sol est très sablonneux, les drains peuvent aussi être bouchés par des dépôts boueux lorsque les fondations sont exposées à une forte présence d'eau dans le sol

3.2.4. Evacuation d'eau par pompage :

Présentation de la technique :

Lorsque le drainage par gravité n'est pas efficace, un système de pompes de relevage d'eau est nécessaire. Son rôle est d'évacuer l'eau vers un fossé ou un puits à un niveau au-dessous du niveau le plus bas du sous-sol et à distance du bâtiment.

Cette méthode reste onéreuse et génère de surcoûts liés au fonctionnement et entretien

Limitation de la technique :

- La pompe est dimensionnée pour un débit donné, une fois ce débit est dépassé (lors des crues exceptionnelles) le système ne remplit pas son rôle

- Il faut prévoir une deuxième pompe au cas où la première tombe en panne (ce qui arrive fréquemment). Le coût sera donc doublé.

3.2.5. Le Cuvelage :

Il consiste à réaliser un caisson étanche, appelé cuvelage, qui s'oppose à l'infiltration des eaux du sous-sol vers l'intérieur et dont le poids doit exercer une force verticale supérieure à la poussée d'Archimède

Cette technique s'applique principalement à la protection des constructions en sous-sol dans le cas où la nappe phréatique, de par son niveau le plus haut, ne permet ni le drainage ni le pompage.

Il dépend du type d'ouvrage (nature des locaux immergés), des débits de fuites tolérés, du phasage des travaux permettant sa réalisation (externe ou interne)

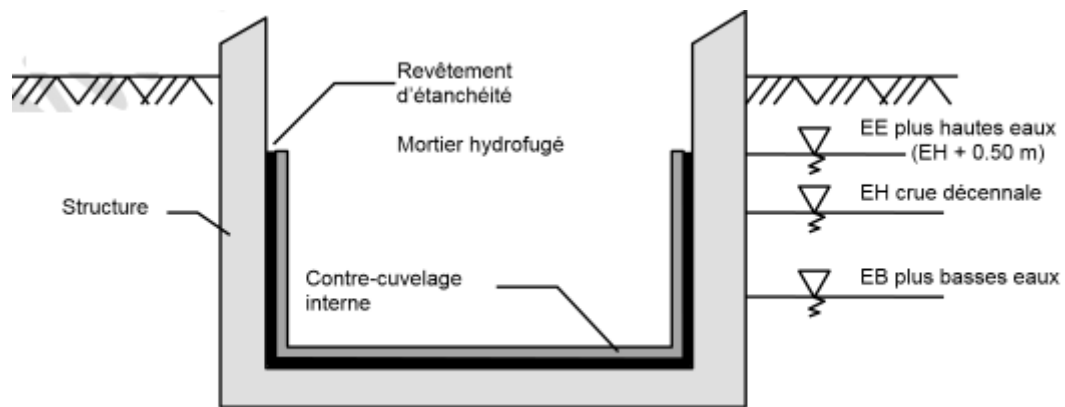


FIGURE 23 : TECHNIQUE DU CUVELAGE

PARTIE II : HYPOTHESES DE CALCUL CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

I. INTRODUCTION AU REGLEMENT BAEL :

Le règlement BAEL est un règlement technique de conception et de calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites.

1. Domaine d'application :

Il s'applique à tous les ouvrages et constructions en béton armé soumis à des ambiances s'écartant peu des seules influences climatiques et dont le béton est constitué de granulats naturels normaux, avec un dosage en ciment au moins égale à 300 kg/m³ de béton mis en œuvre

2. Notion d'état limite :

Les calculs justificatifs sont conduits selon la théorie des états limites. Un état limite est celui qui satisfait strictement aux conditions (stabilité, résistance, durabilité, déformations non nuisibles) prévues sous l'effet des actions (forces, moments ou couples) qui agissent sur la construction ou l'un de ses éléments.

Les calculs relèvent de deux catégories d'états limites :

- Les états limites ultimes (ELU) au-delà desquels la sécurité à la rupture n'est plus garantie
- Les états limites de service (ELS) au-delà desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou d'un de ses éléments ne sont plus satisfaites

II. ACTIONS SUR LES STRUCTURES (BAEL 91 MOD99) :

Les actions sont les forces et les moments dues aux charges appliquées à la structure, ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'état (retrait, variation de la température, tassement d'appui) qui entraînent des déformations de la structure.

On distingue :

- Les actions permanentes (G)
- Les actions variables (Qi)
- Les actions accidentelles

1. Actions permanentes :

Les actions permanentes (G) sont les actions appliquées avec la même intensité pendant toute la durée de vie du bâtiment telles que les poids propres de tous les éléments du bâtiment. La norme NF P 06-004 précise les valeurs à prendre pour les poids volumiques des matériaux et les poids surfaciques des planchers, des revêtements de planchers, des maçonneries et des toitures :

MATERIAUX	Poids volumique daN / m ³
Béton non armé	2200
Béton armé courant	2500
Acier	7850
Aluminium	2700

Métaux cuivreux	8900
Marbre	2800
Granit	2800
Gravier	1700
Sable	17 00 à 1900
Terre sèche	1800
Terre humide	2100

TABLEAU 20 : POIDS VOLUMIQUE DES MATERIAUX

Paroi	Poids surfacique (sans enduit) (daN/m ²)
Parois en briques pleines	19
Parois en briques creuses	9
Parois en briques perforés	13.7
Parois en blocs perforés	13.14
Blocs pleins de granulats lourds	21
Blocs creux de granulats lourds	13.5

TABLEAU 21 : POIDS DES PAROIS

ENDUITS	Poids surfacique (daN/m ²)
Plâtre	10
Mortier aux liants hydrauliques	18

TABLEAU 22 : POIDS DES ENDUITS

Nature du plancher	Pour une hauteur réelle totale par cm	Poids surfacique (daN/m ²)
A. Dalles pleines en béton arme		25

<p>B. Planchers nervures a poutrelles préfabriquées ou nervures coulées en place, avec entrevous (corps creux) en béton, entre axes : 60 cm.</p> <ul style="list-style-type: none"> - Montages avec table de compression - Montages sans table de compression 	<p>12 + 4 16 + 4 20 + 4 25 + 5 16 20 24</p>	<p>250-260 275-285 310-330 360-400 220-230 260-280 290-310</p>
<p>C. Dito avec entrevous en terre cuite</p> <ul style="list-style-type: none"> - Montages avec table de compression - Montage sans table de compression 	<p>12 + 4 16 + 4 20 + 4 25 + 5 16 20 24</p>	<p>220-230 250-260 280-300 320-360 190-200 220-240 250-270</p>
<p>D. Dito avec entrevous très légers (ex polystyrène) ou sans entrevous.</p> <ul style="list-style-type: none"> - Montages avec table de compression 	<p>12 + 5 16 + 5 20 + 5 25 + 5</p>	<p>150-170 170-200 180-210 240-280</p>
<p>E. Planchers préfabriqués à éléments jointifs de dalles alvéolées, à alvéoles de petites dimensions</p>	<p>12 16 20 24</p>	<p>200-250 240-290 280-330 320-370</p>
REVETEMENTS DE PLANCHERS		
<p>A. Chape en mortier de ciment</p>	<p>par cm</p>	<p>20</p>
<p>B. Dalle flottante, y compris sous-couche élastique</p>	<p>par cm</p>	<p>22</p>
<p>C. Carrelages scelles, y compris la couche de mortier de pose 2cm</p> <ul style="list-style-type: none"> - Grès cérame mince (4,5 mm) format 5 x 5 et 2 x 2 - Grès cérame (9,0 mm) format 10 x 10 - Dallage céramique ou pierre dure de 15 à 30 mm 		<p>50 60 70-100</p>

D. Carrelages ou dallages colles	par cm	20
E. Parquets de 23 mm y compris lambourdes		25
F. Sols minces textiles ou plastiques (colles ou tendus) et parquets mosaïque y compris ragréage du support		8
G. Chape flottante en asphalte 2 à 2,5 cm y compris couche élastique, revêtement de sol non compris		50

TABLEAU 23 : POIDS SURFACIQUES DES PLANCHERS

Toitures	Poids surfacique (daN/m ²)
A. Support de la couverture	
- lattis (ou liteaux) sapin	3
- voligeage sapin	10
- support céramique	45
B. Couvertures métalliques	
- en zinc (voligeage et tasseaux compris)	25
- en alu 8/10 (plaques ondulées sans support)	03
- en alu 8/10 (voligeage et tasseaux compris)	17
- en acier inox (voligeage et tasseaux compris)	25
- en tôle ondulée d'acier galvanisé 8/10	06
C. Couvertures en ardoises	
- ardoises naturelles ordinaires (lattis et voligeage compris)	28
- ardoises modelé en amiante-ciment (lattis et voligeage compris)	30
D. Couvertures en tuiles	
- tuiles mécaniques à emboîtement (liteaux compris)	35-45
- tuiles plates (liteaux compris)	55-75
- tuiles canal (voliges comprises)	40-60
- tuiles béton (supports compris)	45
E. Couvertures en éléments autoportants non métalliques :	
- plaques ondulées d'amiante-ciment	1700
- plaques profilées d'amiante-ciment sur support de tuiles canal (y compris les tuiles)	4000
F. Sous-toitures	
- contreplaques okoumé, par cm d'épaisseur	5
- panneaux de lin, par cm d'épaisseur	4
- plaques de plâtre (genre Placoplatre ou Pregypan) par cm d'épaisseur	9
- panneaux de paille compressée, par cm d'épaisseur	3
- plaques planes d'amiante-ciment en 6 cm d'épaisseur	11

G. Terrasses	
asphalte coule en 0,5 cm d'épaisseur plus 1,5 cm d'asphalte coule sable	50
étanchéité multicouche en ciment volcanique, enduit plastique ou feutre bitume, épaisseur 2 cm	12
gravillon pour protection de l'étanchéité par cm d'épaisseur	20
protection de l'étanchéité réalisée par une couche d'asphalte gravillonne de 2 cm sur deux feuilles papier kraft	50

TABLEAU 24 : POIDS SURFACIQUES DES TOITURES

Les cloisons de distribution :

Les cloisons de distribution sont assimilables à une charge répartie de 100 daN/m² pour les cloisons légères de poids inférieur à 250 daN/m linéaire et pour certains types de bâtiments (habitation, bureaux). La valeur de la charge est ramenée à 50 daN/m² pour les bâtiments d'habitation à refends transversaux porteurs rapprochés. Dans les autres cas, les cloisons sont à compter telles que prévues sur les plans ou telles que définies dans les documents particuliers du marché.

2. Actions variables :

Les actions variables sont des actions dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante avec le temps. Elles comportent essentiellement :

- Les charges d'exploitation Q (norme NF P 06-004)
- Les charges climatiques : vent W et neige S_n (règlement NV65)
- Effet de la température
- Actions appliquées au cours de la construction

2.1. Charges d'exploitation uniformément réparties :

Bâtiments à usage d'habitation :

Logements dont la surface > 100 m ² - combles aménageables - terrasses accessibles privées	175* daN/m ²
Logements sociaux	200** daN/m ²
* cette valeur est couramment utilisée en pratique, la valeur réglementaire : 150 daN/m ²	
** les bâtiments destinés à l'habitat social sont plus exploités, on préconise une majoration de la valeur 175 de 15%	
Combles non aménageables - terrasses non accessibles	100 daN/m ²
Balcons	350 daN/m ²
Escaliers - hall d'entrée - étages de caves – greniers	250 daN/m ²

TABLEAU 25 : CHARGES D'EXPLOITATION POUR BATIMENTS A USAGE D'HABITATION

Bâtiments scolaires et universitaires :

Chambres individuelles	150 daN/m ²
Salle de classe - ateliers et laboratoires - sanitaires collectifs – dortoirs ou chambres collectifs - salle à manger de petites dimensions- locaux médicaux et sociaux	250 daN/m ²
Amphithéâtre - cantines réfectoires	350 daN/m ²
Circulations et escaliers - bibliothèques - salles polyvalentes- salles de réunions- dépôts-lingeries- - surfaces de regroupement, d'abri	400 daN/m ²
Cuisines collectives	500 daN/m ²
Dépôts des cuisines	600 daN/m ²

TABLEAU 26 : CHARGES D'EXPLOITATION POUR BATIMENTS SCOLAIRES ET UNIVERSITAIRES

Bâtiments de bureaux :

Bureaux - circulations et escaliers - halls de réception - salle à manger - salle informatique et de reprographie	250 daN/m ²
Cantines	250 à 350 daN/m ²
Bureaux paysages - salle de conférences et de projection (S<=50m ²) - zones de dépôts	350 daN/m ²
Halls et guichets	400 daN/m ²

TABLEAU 27 : CHARGES D'EXPLOITATION POUR BATIMENTS DE BUREAUX

Bâtiments hospitaliers et dispensaires :

Chambres - sanitaires	150 daN/m ²
Circulations internes - autres services - salle de soins	250 daN/m ²
Salles d'opération, de plâtre, d'accouchement, de travail – buanderies	350 daN/m ²
Réserves et dépôts	350 à 600 daN/m ²

TABLEAU 28 : CHARGES D'EXPLOITATION POUR BATIMENTS HOSPITALIERS ET DISPENSAIRES

Salles de spectacles :

Danses et spectacles	500 daN/m ²
----------------------	------------------------

Parcs de stationnement :

Voitures légères	250 daN/m ²
------------------	------------------------

2.2. Charges concentrées :

On considère pour tous les locaux une charge concentrée sur un appui de 0,25 m, égale à 200 daN. Pour les garages et parcs de stationnement de voitures légères, on considère une charge poinçonnante égale à 800 daN sur un carré de 10 cm de côté.

2.3. La dégression des charges :

2.3.1. Dégression horizontale :

La probabilité d'occurrence d'une charge à sa valeur nominale sur une grande surface est moindre que sur une petite surface, on en tient compte en appliquant une dégression de 1 à 0.8 des charges pour les locaux de 15 à 50 m², et une majoration pour des locaux de 0 à 15 m², le coefficient de majoration se déduit de la figure suivante :

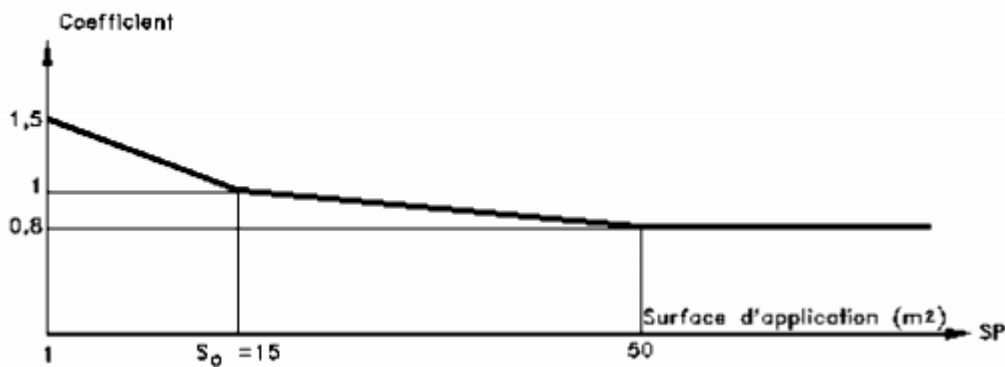


FIGURE 24 : COURBE DE DEGRESSION HORIZONTALE DES CHARGES

2.3.2. Dégression verticale des charges d'exploitation :

Cette loi ne s'applique qu'aux charges d'exploitation pour des bâtiments à grand nombre de niveaux ou les occupations peuvent être considérées comme indépendantes. Cette dégression n'est pas cumulable avec la dégression horizontale, mais pour un étage donné on peut prendre la charge la plus faible des deux méthodes. Elle ne s'applique que pour les locaux autres que commerciaux, industriels, les hôpitaux, les locaux scolaires, et les lieux publics. Pour les bureaux, la dégression ne s'applique que sur la part de charge d'exploitation au-delà de 100daN/m².

Notons :

S_0 : la charge d'exploitation de la terrasse ou du toit du bâtiment

S_1 : la charge d'exploitation du dernier niveau

S_i : la charge d'exploitation du niveau i compté à partir du haut

Σ_0 : la charge d'exploitation de la terrasse ou du toit du bâtiment après l'application de la dégression

Σ_i : la charge d'exploitation sous le niveau i (après l'application de la dégression)

$$S_{ri} = \begin{cases} 100 \text{ daN/m}^2 & \text{pour les locaux de bureaux} \\ 0 & \text{pour les autres locaux} \end{cases}$$

Charges d'exploitation	
différentes	Identiques ($S_i = S$ et $S_{ri} = S_r \ i \geq 1$)
$\Sigma_0 = S_0$	$\Sigma_0 = S_0$
$\Sigma_1 = S_0 + S_1$	$\Sigma_1 = S_0 + S$
$\Sigma_2 = S_0 + 0.95 \left(\sum_{i=1}^2 S_i - S_{ri} \right) + \sum_{i=1}^2 S_{ri}$	$\Sigma_2 = S_0 + 1.9 S + 0.1 S_r$
$\Sigma_3 = S_0 + 0.9 \left(\sum_{i=1}^3 S_i - S_{ri} \right) + \sum_{i=1}^3 S_{ri}$	$\Sigma_3 = S_0 + 2.7 S + 0.3 S_r$
$\Sigma_4 = S_0 + 0.85 \left(\sum_{i=1}^4 S_i - S_{ri} \right) + \sum_{i=1}^4 S_{ri}$	$\Sigma_4 = S_0 + 3.4 S + 0.6 S_r$
$\Sigma_n = S_0 + \frac{3+n}{2n} \left(\sum_{i=1}^n S_i - S_{ri} \right) + \sum_{i=1}^n S_{ri}$	$\Sigma_5 = S_0 + 4 S + S_r$
	$\Sigma_n = S_0 + \frac{3+n}{2n} \left(\sum_{i=1}^n S_i - S_{ri} \right) + \sum_{i=1}^n S_{ri}$

TABLEAU 29 : DEGRESSION VERTICALE DES CHARGES

Le coefficient de réduction reste limité à 0.5.

3. Actions accidentelles :

Notées F_A comme le séisme, action du feu, chocs des véhicules. Ces actions (à part le séisme) ne sont considérées que si des documents d'ordre public ou le marché le prévoit.

Le calcul des charges dues au séisme est effectué suivant le règlement parasismique RPS2011.

III. COMBINAISONS DE CHARGES :

Notons

- X les combinaisons d'actions à envisager
- G : actions permanentes, se divisent en :
 - G_{max} : l'ensemble des actions permanentes défavorables à la structure
 - G_{min} : l'ensemble des actions permanentes favorables à la structure
- Q : actions variables, se divisent en :
 - Q_1 : une action variable dite action de base
 - $Q_i \ (i=2 \dots n)$ les autres actions variables dites d'accompagnement

1. Pour les états limites ultimes :

$$X = 1.35G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q1}Q1 + \sum 1.3\psi_{0i}Q_i$$

Avec $\gamma_{Q1} = 1.5$ pour les charges d'exploitation bâtiments

$$1.3\psi_{0i} = \begin{cases} 1.17 & \text{pour les archives et les parcs de stationnement} \\ 1 & \text{pour les autres locaux} \\ 0.8 & \text{pour l'effet de la température} \end{cases}$$

le tableau suivant donne les combinaisons d'actions dans le cas des bâtiments hors parking et locaux pour archives :

Actions permanentes	Actions variables		
	De base $\gamma_{Q1}Q1$	D'accompagnement $1.3\psi_{02}Q2$	Effet de la température
1.35G _{max} + G _{min}	1.5 Q _B (exploitation)	0 ou W ou S _n ou W+S _n	0 ou 0.8 T
Ou	1.5W (vent)	0 ou Q _B ou S _n ou Q _B +S _n	0 ou 0.8 T
1.35G _{max}	1.5S _n (neige)	0 ou Q _B ou W ou W + Q _B	0 ou 0.8 T
Ou G _{min}			

Les effets de la température ne sont généralement pas pris en compte : s'ils doivent intervenir en tant qu'action de base, ils sont introduits avec le coefficient 1.35

TABLEAU 30 : COMBINAISONS D' ACTIONS EN ELU

2. Pour les états limites de service :

la combinaison X à considérer est $X = G_{max} + G_{min} + Q1 + \sum \psi_{0i}Q_i$

Actions permanentes	Actions variables	
	De base $Q_1^{(1)}$	D'accompagnement $\psi_{0i} Q_i^{(2)}$
G _{max} + G _{min}	Q _B	0 ou 0.77 S _n ou 0.77 W
OU G _{max}	W	0 ou $\psi_0 Q_B$
OU G _{min}	S _n	0 ou $\psi_0 Q_B$

(1) lorsqu'il y a lieu d'introduire la température en tant qu'action de base, elle intervient avec la valeur nominale

(2) $\psi_0 = 0.77$ pour tous les locaux excepté les archives et les parcs de stationnement où $\psi_0 = 0.9$

Lorsque l'action de base est la neige et pour une altitude supérieure à 500 m, il faut majorer ψ_0 de 10%

TABLEAU 31 : COMBINAISONS D' ACTIONS EN ELS

3. Cas pratiques :

3.1. Planchers :

- Les combinaisons de charges faisant intervenir G et Q_B à considérer pour les éléments de planchers :

Combinaisons	Etat limite	Travées chargées	Travées déchargées
1	ELU	$1.35 G + 1.5 Q_B$	$1.35 G$
3	ELS	$G + Q_B$	G

TABLEAU 32 : COMBINAISONS D' ACTIONS POUR UN ELEMENT PLANCHER

- Cas d'une travée prolongée par un porte-à-faux :

Combinaisons	Etat limite	Travée	Porte-à-faux
1	ELU	$1.35 G$	$1.35 G + 1.5 Q_B$
2	ELU	$1.35 G + 1.5 Q_B$	$1.35 G$
3	ELU	$1.35 G + 1.5 Q_B$	$1.35 G + 1.5 Q_B$
4	ELU	G	$G + 1.5 Q_B$
5	ELU	$G + 1.5 Q_B$	G
6	ELS	G	$G + Q_B$
7	ELS	$G + Q_B$	G

TABLEAU 33 : COMBINAISON D' ACTIONS EN CAS DE PORTE-A-FAUX

3.2. Poteaux :

Dans les cas les plus courants :

- ELU : $1.35 G + 1.5 Q_B$
- Action du vent (ELU) :
 - $1.35 G + 1.5 Q_B$
 - $1.35 G + 1.5 Q_B + W$
 - $1.35 G + 1.5 W + 1.3 \psi_0 Q_B$
 - $G + 1.5 W$
- ELS : $G + Q_B$

3.3. Fondations :

Si le point d'appui est soumis à une charge dite « centrée » ne faisant intervenir que G et Q_B :

- ELU : 1.35 G + 1.5 Q_B
- ELS : G + Q_B

Si non, on utilise les combinaisons du tableau des planchers.

4. Pour les situations accidentelles :

D'après le RPS 2011, La combinaison fondamentale des actions à considérer pour le calcul des sollicitations et la vérification des états limites ultimes est donnée par l'expression suivante :

$$S_c = G + E + 0.3 S + \psi Q$$

Avec :

G : Le poids mort et charges permanente de longue durée

E : Effets du séisme = max (Ex + 0.3*Ey + 0.3*Ez ; 0.3*Ex + Ey + 0.3*Ez ; 0.3*Ex + 0.3*Ey + Ez)

S : Action de la neige

Q : Charges d'exploitation

ψ : facteur d'accompagnement dont les valeurs sont données dans le tableau suivant :

Nature des surcharges	Coefficient ψ
1/ Bâtiments à usage d'habitation et administratif	0.20
2/ Bâtiments d'utilisation périodique par le public tels que salles d'exposition, salles de fêtes	0.30
3/ Bâtiments d'utilisation tels que restaurants, salles de classe	0.40
4/ Bâtiments dont la charges d'exploitation est de longue durée tels qu'entrepôts, bibliothèques, silos et réservoirs	1.00

TABLEAU 34 : COEFFICIENT ψ DES SURCHARGES EN COMBINAISONS ACCIDENTELLES

IV. MATERIAUX : BETON ET ACIER

1. Le béton :

1.1. Caractéristiques mécaniques du béton :

1.1.1. Résistances caractéristiques:

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} : à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16 × 32. Elle est définie comme la valeur de la résistance en dessous de laquelle on peut s'attendre à rencontrer 5% au plus de l'ensemble des ruptures des essais de compression. En pratique, comme le nombre d'essais réalisés ne permet pas un traitement statistique suffisant, on adopte la relation simplifiée suivante :

$$f_{cj} = \frac{\sigma_j}{1.15} \text{ où : } \sigma_j \text{ est la valeur moyenne des résistances obtenues sur l'ensemble des essais réalisés.}$$

Pour les bétons courants, les résistances à la compression à j jours s'obtiennent de la résistance à la compression à 28 jours f_{c28} par les relations suivantes (tirées du B.A.E.L 91 mod 99) :

f_{cj}	$f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$	f_{cj}	$40 \text{ MPa} < f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$
$j \leq 28$	$\frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$	$j \leq 28$	$\frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28}$
$j > 28$	$1.10 f_{c28}$	$28 < j < 60$	BAEL. A.2.1, II

TABLEAU 35 : FORMULES DE CALCUL DE LA RESISTANCE A LA COMPRESSION DU BETON

On en déduit les valeurs pratiques suivantes :

f_j/f_{c28}	$j = 2$	$j = 7$	$j = 14$	$j = 21$
$f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$	0.3115	0.6623	0.8547	0.9464
$f_{c28} > 40 \text{ MPa}$	0.6061	0.8696	0.9524	0.9836

TABLEAU 36 : VALEURS INTERMEDIAIRES DE f_{cj}/f_{c28}

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \text{ (MPa)}$$

$f_{c28} \text{ (MPa)}$	20	25	30	35	40	45	50	55	60
$f_{t28} \text{ (MPa)}$	1.8	2.1	2.4	2.7	3	3.3	3.6	3.9	4.2

TABLEAU 37 : RESISTANCE A LA TRACTION DU BETON POUR DIFFERENTES VALEURS DE f_{c28}

1.1.2. Modules de déformation :

Le module de déformation longitudinal :

- Module de déformation instantanée : (durée d'application des charges $< 24\text{h}$)

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} \text{ (MPa)}$$

- Module de déformation différée : (longue durée d'application)

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} \text{ (MPa)}$$

La valeur de ces modules intervient dans le calcul des flèches et les effets dus au retrait et au fluage du béton.

Le tableau suivant en donne les valeurs pratiques :

f_{c28}	20	25	30	35	40	45	50	55	60
$E_{i28} \text{ (GPa)}$	110.4	180.2	115	121	126.5	131.6	136.3	140.7	144.9
$E_{\vartheta 28} \text{ (GPa)}$	29.9	32.2	34.2	36	37.6	39.1	40.5	41.8	43.1

TABLEAU 38 : MODULES DE DEFORMATION DU BETON

Le module de déformation transversal du béton noté **G** est défini par la relation suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

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

est le coefficient de poisson : $\nu = \begin{cases} 0.2 & \text{pour la justification aux ELS (section non fissurée)} \\ 0 & \text{pour le calcul aux ELU} \end{cases}$

1.2. Diagramme contraintes-déformations :

1.2.1. ELU :

- Le diagramme de calcul déformation-contrainte du béton à l'ELU est présenté sur la figure suivante :

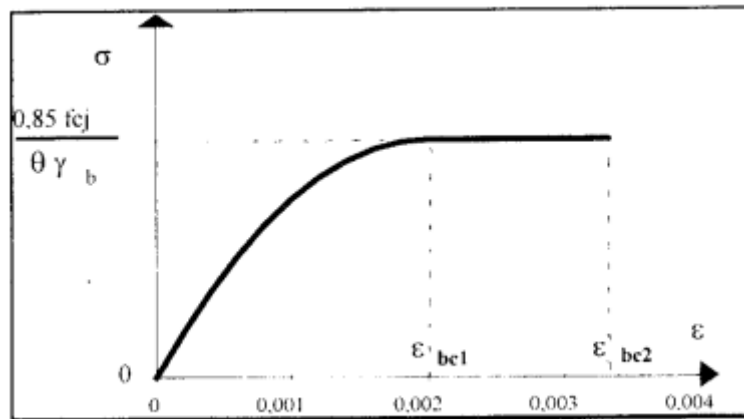


FIGURE 25 : COURBE CONTRAINTE DEFORMATION DU BETON A L'ELU

$$\epsilon_{bc2} = 3.5 \cdot 10^{-3} \text{ si } f_{cj} < 40 \text{ MPa et } \epsilon_{bc2} = (4.5 - 0.025 f_{cj}) \cdot 10^{-3} \text{ si } f_{cj} > 40 \text{ MPa}$$

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{pour les charges appliquées plus de 24h} \\ 0.9 & \text{entre 1 et 24 h} \\ 0.85 & \text{si } < 1\text{h} \end{cases}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{à l'ELU} \\ 1.15 & \text{à l'ELU accidentel} \end{cases}$$

Le raccourcissement du béton est limité à $3.5 \cdot 10^{-3}$ pour la flexion simple et à $2 \cdot 10^{-3}$ pour la compression simple.

1.2.2. ELS :

- On adopte donc la loi linéaire de l'élasticité pour décrire son comportement à l'ELS avec un module de déformation longitudinal égale à 1/15 de celle de l'acier ($E_b \approx 13\,333 \text{ MPa}$). On appelle $n = E_s/E_b = 15$ Le coefficient d'équivalence.
- La contrainte de compression du béton est limitée à $\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$.

1.3. Autres caractéristiques du béton :

1.3.1. Dilatation thermique :

La déformation thermique du béton notée ε_T vaut : $\varepsilon_T = -\alpha * \Delta T = \pm 0.0002 (\Delta T = \pm 20^\circ C)$, avec $\alpha = 1 * 10^{-5} \text{ }^\circ C^{-1}$ le coefficient de dilatation thermique du béton.

Les variations de température entraînent des contraintes internes de traction. Pour éviter les déformations qui en résultent, on placera régulièrement sur les éléments (dalle, voile de façades) ou bâtiments de grandes dimensions des joints de dilatation espacés de 25 à 50 mètres selon la région.

1.3.2. Retrait :

Après coulage, une pièce de béton conservée à l'air tend à se raccourcir. Ceci est dû à l'évaporation de l'eau non liée avec le ciment et peut entraîner des **déformations de l'ordre de $1.5 \cdot 10^{-4}$ à $5 \cdot 10^{-4}$ (on adopte une valeur de $3 \cdot 10^{-4}$)** selon l'humidité de l'environnement. On notera que des pièces de béton conservées dans l'eau subissent, au contraire, un gonflement. Le retrait commence dès le premier jour de vie de la pièce en béton et on observe que 80% du retrait est atteint au bout de deux ans. La principale conséquence du retrait est l'apparition de contraintes internes de traction, contraintes dont la valeur peut facilement dépasser la limite de fissuration.

Pour se protéger des désordres liés au retrait, on adoptera les dispositifs constructifs suivants :

- utiliser des bétons à faible chaleur d'hydratation,
- maintenir les parements en ambiance humide après coulage,
- disposer des armatures de peaux de faible espacement pour bien répartir les fissures de retrait,
- éviter de raccorder des pièces de tailles très différentes,
- utiliser des adjuvants limitant les effets du retrait.

1.3.3. Fluage :

Sous chargement constant, la déformation du béton augmente continuellement avec le temps. Pour le béton, les déformations de fluage sont loin d'être négligeables puisqu'elles peuvent représenter jusqu'à deux fois les déformations instantanées. La déformation due au fluage peut être estimé à : $\varepsilon_f = 0.0004$ à 0.0005 . Le fluage est pratiquement complet au bout de 3 ans.

1.4. Formulation du béton :

L'étude de formulation d'un béton consiste à définir le mélange optimal des différents granulats dont on dispose ainsi que le dosage en ciment et en eau E (E=Eau introduit+ eau totale apportée par les granulats, adjuvants) afin de réaliser un béton dont les qualités soient celles recherchées pour la construction de l'ouvrage. Dans ce qui suit nous présentons deux méthodes courantes

1.4.1. Méthode rapide de composition :

Cette méthode consiste en la détermination des dosages des constituants du béton en utilisant les abaques de Dreux. Comme pour toutes les méthodes, un ajustement des dosages doit être fait à la base des essais de convenue

Données :

Nous cherchons le dosage en eau, en ciment, en sable et en gravier pour formuler un béton ayant :

- une résistance f_{c28} comprise entre 15 et 40 MPa
- une ouvrabilité (facilité de mise en œuvre) du béton exprimé par affaissement de cône d'ABRAMS selon le tableau suivant :

Affaissement A en cm	Classe de consistance	Utilisations
0 à 4	Ferme (F)	Béton de propreté, fondations non armées, voiries
5 à 9	Plastique (P)	Semelle coffrée, mur de soutènement, plancher, dallage, poutre, poteau, voile
10 à 15	Très plastique (TP)	Fondation coulée en fouille, pieu, voile de faible épaisseur, paroi moulée
≥ 16	Fluide (FL)	Pieu, paroi moulée

TABLEAU 39 : CLASSES D'OUVRABILITE DU BETON

L'utilisation des abaques (Annexes 3) suppose que les composants ont les caractéristiques suivantes :

- **les granulats :**
 - trois classes granulaires : sable 0/5mm, gravillon 5/12.5mm (béton fin) ou 5/20mm (béton normal)
 - dosages exprimés en volume
 - correction du dosage en eau selon leur degré d'humidité (voir tableau) déterminé par leur aspect ou en mesurant leur teneur en eau en %

		Sec	humide	mouillé	trempe
Aspect de granulats		Un peu poussiéreux	Brillant, légère adhérence à la main	Très humide, dépôt d'eau sur la main	L'eau ruisselle sur les granulats qui sont trempés
% d'eau	Sable	0 à 3	4 à 7	8 à 11	12 à 15
	gravillons	1	3	5	6

TABLEAU 40 : DEGRE D'HUMIDITE DES GRANULATS

- **Ciment** : classe 32.5
- **Eau** : son dosage doit être généralement ajusté
- **Adjuvant de type plastifiant réducteur d'eau** : les abaques préconisent le recours à ce type d'adjuvant pour un dosage en ciment > 400 kg/m³, ceux-ci donne aussi une indication sur la réduction d'eau procuré par l'emploi de ce type d'adjuvant

1.4.2. Méthode CES :

On détermine les dosages des constituants du béton en suivant les étapes suivants :

Détermination du dosage en ciment C et en eau E :

Il est donné par la relation de BOLOMEY : $f_{cm} = \sigma'_c * G \left(\frac{C}{E} - 0.5 \right)$

Avec f_{cm} La résistance visée à 28 jours (MPa), $f_{cm} = 1.15f_{c28}$

σ'_c La classe vraie du ciment (en MPa) mesuré par essai de compression sur prismes de mortier normal 4cm*4cm*16 cm

E : le dosage en eau sur granulats sec (l/m3 du béton)

C : le dosage en ciment (en Kg/m3)

G : le coefficient granulaire (voir tableau)

	G	D<12.5	20<D<31.5	D>50
Qualité des granulats	Très bonne	0.55	0.60	0.65
	Bonne	0.45	0.50	0.65
	Passable	0.35	0.40	0.45

Tableau 41 : coefficient granulaire G

La détermination des deux dosages C et E se fait à partir de l'abaque C/E= f(affaissement) :

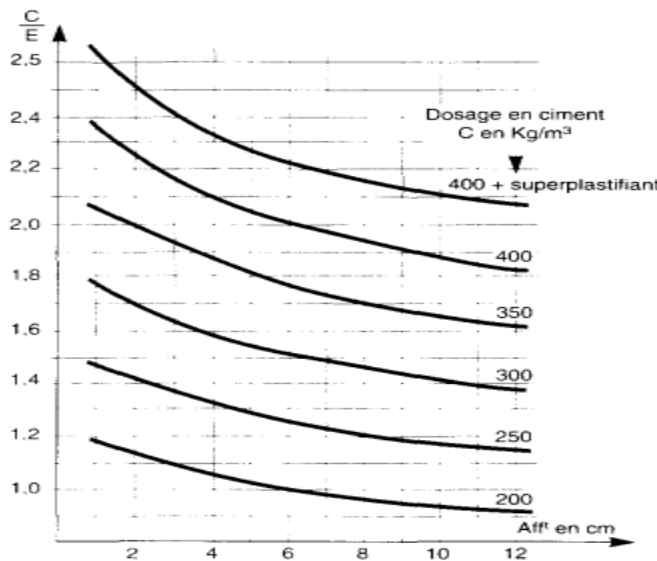


Fig. X-14 – Abaque permettant d'évaluer approximativement le dosage en ciment à prévoir en fonction du rapport C/E et de l'ouvrabilité désirée (affaissement au cône).

FIGURE 26 : ABAQUE DE DOSAGE EN CIMENT EN FONCTION DE C/E

- Avec C/E calculé et l'affaissement désiré pour le béton on lit sur l'abaque le dosage correspondant C puis E
- Le dosage trouvé sera corrigé par rapport à Dmax

D(mm)	4	8	12.5	20	31.5	50
Correction sur le dosage en eau en %	+15%	+9%	+4%	0%	-4%	-8%

Tableau 42 : corrections sur le dosage en eau

- En outre on devra respecter un dosage C minimum

Dosage en granulat et en sable (courbe optimale) :

Le but est de trouver les pourcentages % en volumes absolus de chacun des granulats : s% et g%, pour ce faire on procède comme suit :

DETERMINATION DE LA COURBE DE REFERENCE :

La figure suivante donne l'allure de la courbe granulométrique optimale OAB et un exemple d'une courbe granulométrique réelle. Le but est de se rapprocher de l'allure de la courbe optimale en jouant sur les proportions des sables et des graviers

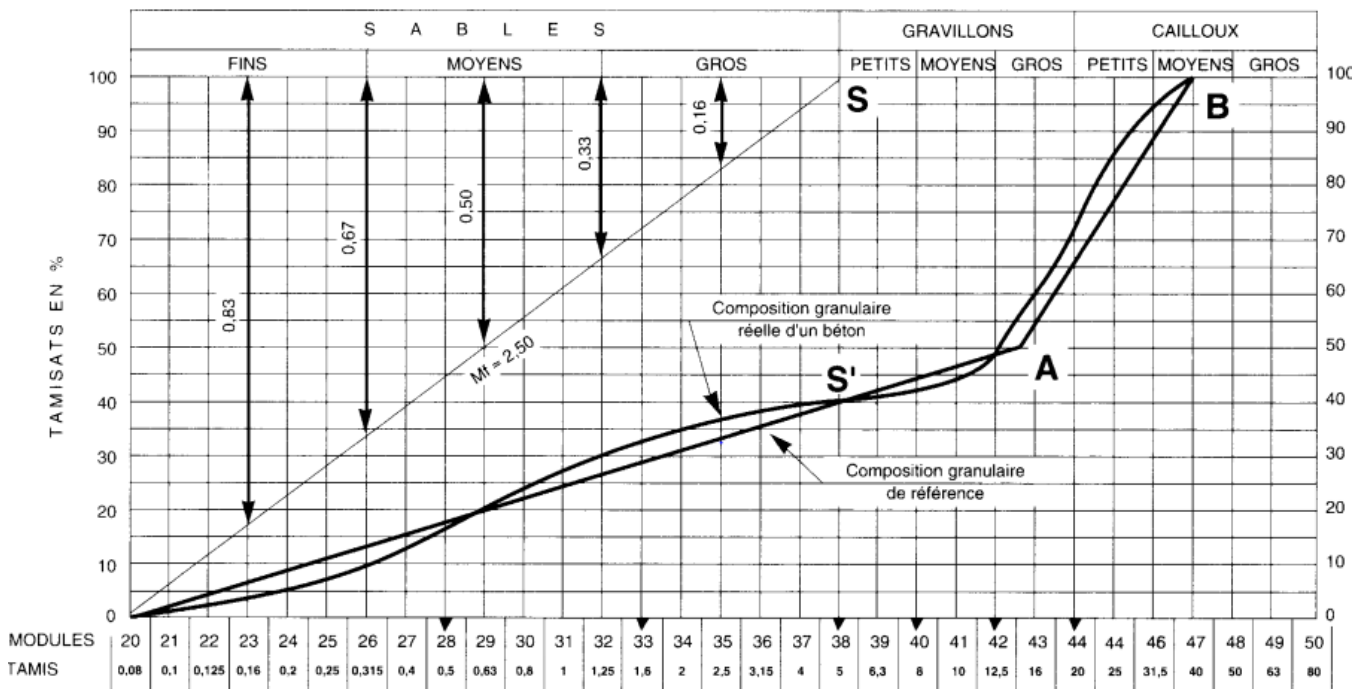


FIGURE 27 : COURBE GRANULOMETRIQUE OPTIMALE

Géométriquement, la courbe de référence est constituée de deux segments reliant les trois points suivants :

O de coordonnées (diamètre=0, tamisas%=0)

B de coordonnées (diamètre=Dmax(en mm), tamisas%=100)

A de coordonnées (diamètre=X, tamisas%=Y)

$$X = \begin{cases} \frac{D}{2} & \text{Si } D \leq 25\text{mm} \\ \frac{D + 5\text{mm}}{2} & \text{si } D > 25\text{mm} \end{cases}$$

$$Y = 50 - \sqrt{D} + K \quad (K = \text{termes correctifs})$$

Les valeurs de K sont données par l'auteur de la méthode (G.Dreux, le nouveau guide du béton)

Vibration		Faible		Normale		Puissante	
		Roulé	Concassé	Roulé	Concassé	Roulé	Concassé
Dosage en ciment	400 + Superplastifiant	- 2	0	- 4	- 2	- 6	- 4
	400	0	+ 2	- 2	0	- 4	- 2
	350	+ 2	+ 4	0	+ 2	- 2	0
	300	+ 4	+ 6	+ 2	+ 4	0	+ 2
	250	+ 6	+ 8	+ 4	+ 6	+ 2	+ 4
	200	+ 8	+ 10	+ 6	+ 8	+ 4	+ 6

TABLEAU 43 : VALEURS DU TERME CORRECTIF K

DETERMINATION DES PROPORTIONS EN VOLUME DE SABLE ET DE GRAVIER %S ET %G :

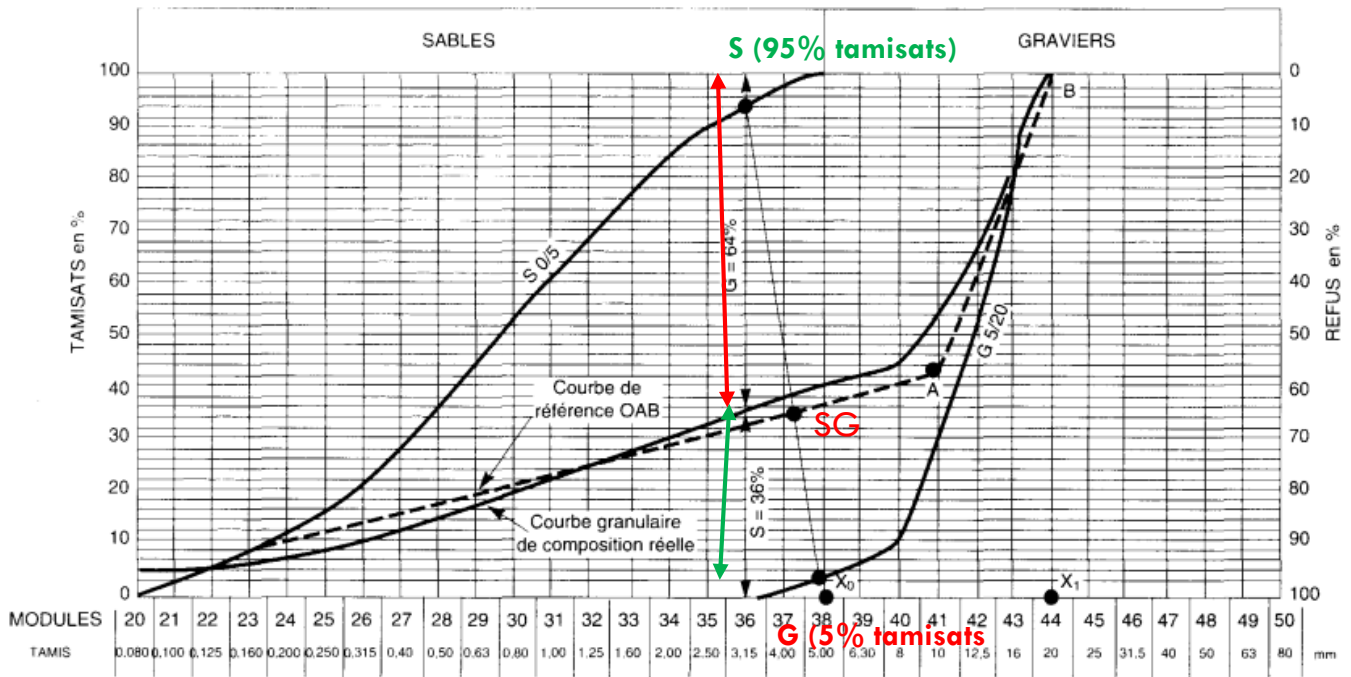


FIGURE 28 : DETERMINATION DES PROPORTIONS EN DE SABLE ET DE GRAVIERS

- On repère le point *G* qui appartient à la courbe granulo de graviers et qui correspond à 95% de tamisat
- On repère le point *S* qui appartient à la courbe granulo de sables et qui correspond à 5% de tamisat
- On trace le segment [SG]
- On lit alors le pourcentage en volume de sable %S=SG% et le pourcentage en volume en gravier %G=100-%S comme présenté sur la figure

DETERMINATION DU DOSAGE DES SABLES ET DES GRAVIERS PAR M³ DU BETON VS ET VG:

Le volume total des granulats : $V := V_s + V_g = 1000 l * \gamma - \frac{C}{3.1}$

Avec γ est la compacité du béton déduite du tableau suivant :

Valeurs du coefficient de compacité γ (voir fig. X-13).

Consistance	Serrage	γ coefficient de compacité						
		D = 5	D = 10	D = 12,5	D = 20	D = 31,5	D = 50	D = 80
Molle	Piquage	0,750	0,780	0,795	0,805	0,810	0,815	0,820
	Vibration faible	0,755	0,785	0,800	0,810	0,815	0,820	0,825
	Vibration normale	0,760	0,790	0,805	0,815	0,820	0,825	0,830
Plastique	Piquage	0,730	0,790	0,805	0,815	0,820	0,825	0,830
	Vibration faible	0,765	0,795	0,810	0,820	0,825	0,830	0,835
	Vibration normale	0,770	0,800	0,815	0,825	0,830	0,835	0,840
	Vibration puissante	0,775	0,805	0,820	0,830	0,835	0,840	0,845
Ferme	Vibration faible	0,775	0,805	0,820	0,830	0,835	0,840	0,845
	Vibration normale	0,780	0,810	0,825	0,835	0,840	0,845	0,850
	Vibration puissante	0,785	0,815	0,830	0,840	0,845	0,850	0,855

Ces valeurs sont convenables pour des *granulats roulés* sinon il conviendra d'apporter les corrections suivantes :

- sable roulé et gravier concassé = - 0,01,
- sable et gravier concassé = - 0,03.

TABLEAU 44 : COMPACITE DU BETON

D'où $\begin{cases} V_s = V * \%S \\ V_g = V * \%G \end{cases}$

Et le dosage en masse par m³ du béton s'obtient en multipliant par la densité spécifique m_{sS} et m_{sG} :

Soit $\begin{cases} S = V * \%S * m_{sS} \\ G = V * \%G * m_{sG} \end{cases}$

1.5. Essais de convenance :

A la fin de l'étude de formulation, un ou plusieurs essais de convenance sont indispensables pour ajuster l'étude aux paramètres non prise en compte par l'approche théorique :

- Ouvrabilité : essai d'affaissement au cône d'ABRAMS (NF P 18-451)
- Résistance mécanique :
 - Essai en compression (NF P 18-406)
 - Essai de traction par fendage (NF P 18-408)
 - Le scléromètre (NF P 18-417)
 - Auscultation dynamique (NF P 18-418)

1.6. Dosages pratiques :

La littérature fournit plusieurs propositions d'usage courant dans le domaine du bâtiment, on en présente quelques-uns :

Tableau de dosages minimaux en ciment pour les fondations (selon le DTU.13.11)

Type du béton	Mise en œuvre	Dosage mini de ciment (Kg /m ³ de béton)
Béton de propreté et gros béton		150 Kg
Béton pour semelles non armées sous murs pleins ou sous poteaux	Mise en place à sec	200 Kg
	Mise en place dans l'eau	300 Kg
Béton pour semelles filantes comportant seulement une armature de chaînage	Mise en place à sec	250 Kg
	Mise en place dans l'eau	350 Kg
Béton pour semelles armées	Mise en place à sec	300 Kg
	Mise en place dans l'eau	400 Kg

TABLEAU 45 : DOSAGES MINIMAUX EN CIMENT

Tableau de dosages pratiques (en ciment, en sable et en gravier/ m³ béton) :

	Béton de propreté	BA en Fondation/ en Elévation	Pour forme de pente	Pour élément préfabriqués
Dosage en ciment	150 à 300 KG	350 KG	200 KG	400 KG
Dosage en sable	400 L ~ 680 KG	400 L ~ 680 KG	350 L	500 L
Dosage en gravier	800 L ~ 1250 KG	800 L ~ 1250 KG	800 L	700 L

TABLEAU 46 : TABLEAU DES DOSAGES PRATIQUES DU BETON

2. Acier:

L'acier est un alliage fer + carbone en faible pourcentage. Les aciers HA FE500 sont des aciers laminés à chaud par tréfilage (forte réduction de section), fortement écrouis. Elles ont une limite d'élasticité garantie de 500 MPa et un allongement à la rupture de 8 %.

2.1. Module d'élasticité :

Le module d'élasticité par convention est de : $E_s = 200000 \text{ MPa}$

2.2. Diagramme contraintes-déformations :

2.2.1. ELU :

Le comportement des aciers vérifie une loi de type élastoplastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte-déformation de la figure suivante :

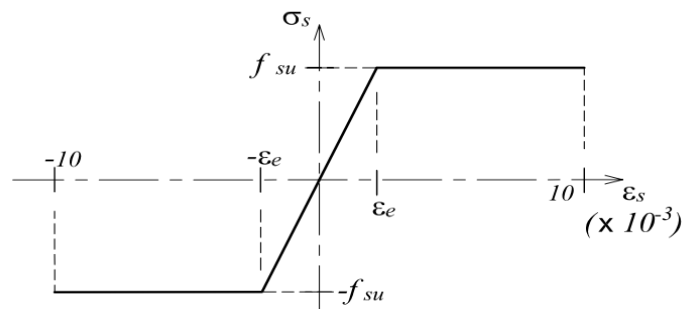


FIGURE 29 : COURBE CONTRAINTE DEFORMATION DE L'ACIER A L'ELU

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ avec : } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 \text{ à l'ELU} \\ 1 \text{ à l'ELA} \end{cases}$$

$$\epsilon_e = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{500}{1.15 \cdot 200000} = 2.17 \cdot 10^{-3}$$

2.2.2. ELS :

On suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique. On utilise donc la loi linéaire de l'élasticité. On adopte une valeur du module de déformation forfaitaire $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

Le diagramme contraintes-déformations est linéaire

On définit trois degrés de nocivité des ouvertures de fissures vis-à-vis de la durabilité :

Fissuration peu préjudiciable (FPP)	Contrainte d'acier limitée à : $f_e = 500 \text{ MPa}$	Ouvrages dans les zones non humides ou le problème de corrosion des aciers ne se pose pas Eléments B.A situés dans des locaux couverts et clos
Fissuration préjudiciable	Contrainte d'acier limitée à :	Eléments exposés aux intempéries ou à des condensations, ou peuvent être

(FP)	$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; \max (250; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right)$	alternativement noyés et émergés en eau douce
Fissuration très préjudiciable (FT P)	<p>Contrainte d'acier limitée à :</p> $\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e, \max (200, 90 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right)$	<p>Eléments B.A exposés à un milieu agressif</p> <p>Eléments assurant l'étanchéité</p>

TABLEAU 47 : FISSURATION PEU PREJUDICIALE, PREJUDICIALE ET TRES PREJUDICIALE

$$\eta = 1.6 \text{ pour } HA \geq 6 \text{ mm}$$

$$\eta = 1.3 \text{ pour } HA \leq 6 \text{ mm}$$

PARTIE III : PARASISMIQUE DES BATIMENTS

INTRODUCTION :

L'effondrement des bâtiments à cause des tremblements de terre cause la perte des vies humaines, la destruction du patrimoine immobilier et des moyens de production. De ce fait, il est essentiel de construire des bâtiments résistants aux séismes.

Le territoire marocain est soumis à une activité sismique appréciable et ce à cause de sa situation dans un domaine de collision continentale, due à l'interaction entre les plaques tectoniques africaine et eurasienne.

Une construction est considérée « parasismique » lorsqu'elle est conforme au règlement parasismique en vigueur. Certainement, le respect du règlement confère au bâtiment une résistance sismique considérable et réduit le risque d'effondrement. Toutefois, il peut arriver que quelques bâtiments calculés selon les règles de construction parasismique soient endommagés ou même effondrés en cas de séismes majeurs. Les raisons de ces dommages sont plusieurs parmi lesquelles le dépassement de l'accélération nominale du sol, des règles parasismiques non mises à jour, l'application des règles parasismiques sur un bâtiment qui a une conception architecturale non parasismique et les hypothèses simplifiées du calcul au séisme. En effet, **le dimensionnement permet de conférer aux éléments constructifs la résistance réglementaire mais ne modifie pas notablement le comportement dynamique de l'ouvrage qui est bien régi par la conception de celui-ci.**

Une bonne conception donne une diminution de l'amplitude des oscillations et donc des charges sismiques, limite les concentrations d'effort et minimise le coût de la protection sismique. De ce fait, **une stratégie de conception parasismique doit être adoptée dès le début du projet et ceci ne peut être réalisé que par le biais d'une collaboration entre l'architecte et l'ingénieur depuis la phase de la conception du projet.**

En résumé, trois conditions doivent être remplies pour réaliser une construction réellement parasismique :

Conception architecturale parasismique nécessitant une collaboration dès le début entre l'architecte et l'ingénieur d'études

Implantation tenant compte des effets du site
Architecture favorable à la résistance aux séismes

Application des règles parasismiques

Dispositions constructives réglementaires
Dimensionnement suivant le règlement

Mise en œuvre soignée

Matériaux de qualité
Exécution dans les règles de l'art

I. LE CALCUL SISMIQUE :

1. Principe du dimensionnement au séisme :

Les ondes sismiques, libérées par la rupture d'une faille, causent le mouvement du sol sous la fondation d'un bâtiment et donc le mouvement du bâtiment. Ce mouvement génère des forces d'inertie qui créent des efforts sur les différents éléments du bâtiment.

Pour dimensionner un bâtiment au séisme, il faut limiter les contraintes et les déformations excessives d'ensemble ou localisées induites par le mouvement sismique. En effet, il faut réaliser un bâtiment :

- **Capable de résister aux forces « réglementairement » calculées.**
- **Conçu de façon à limiter, sinon éliminer, les accumulations de contraintes localisées.**

La démarche de l'évaluation et du dimensionnement aux contraintes sismiques est la suivante :

- Caractérisation du séisme : accélération et vitesse
- Caractérisation du mouvement du sol : modification du mouvement sismique par le sol (effets du site)
- Caractérisation de la réponse de l'ouvrage : oscillateur soumis à des déplacements de ses fondations
- Evaluation des efforts sur différents éléments dus au mouvement de la structure
- Dimensionnement et dispositions constructives permettant la reprise des efforts par la structure

2. Zonage sismique : accélération et vitesse :

Pour caractériser le séisme, pays est divisé en plusieurs zones de sismicité homogène dont les paramètres définissant l'aléa sismique, tels que l'accélération ou la vitesse maximale horizontale du sol, sont considérées constantes.

La carte de zonage sismique en vitesse pour une probabilité de 10% en 50 ans est la suivante :

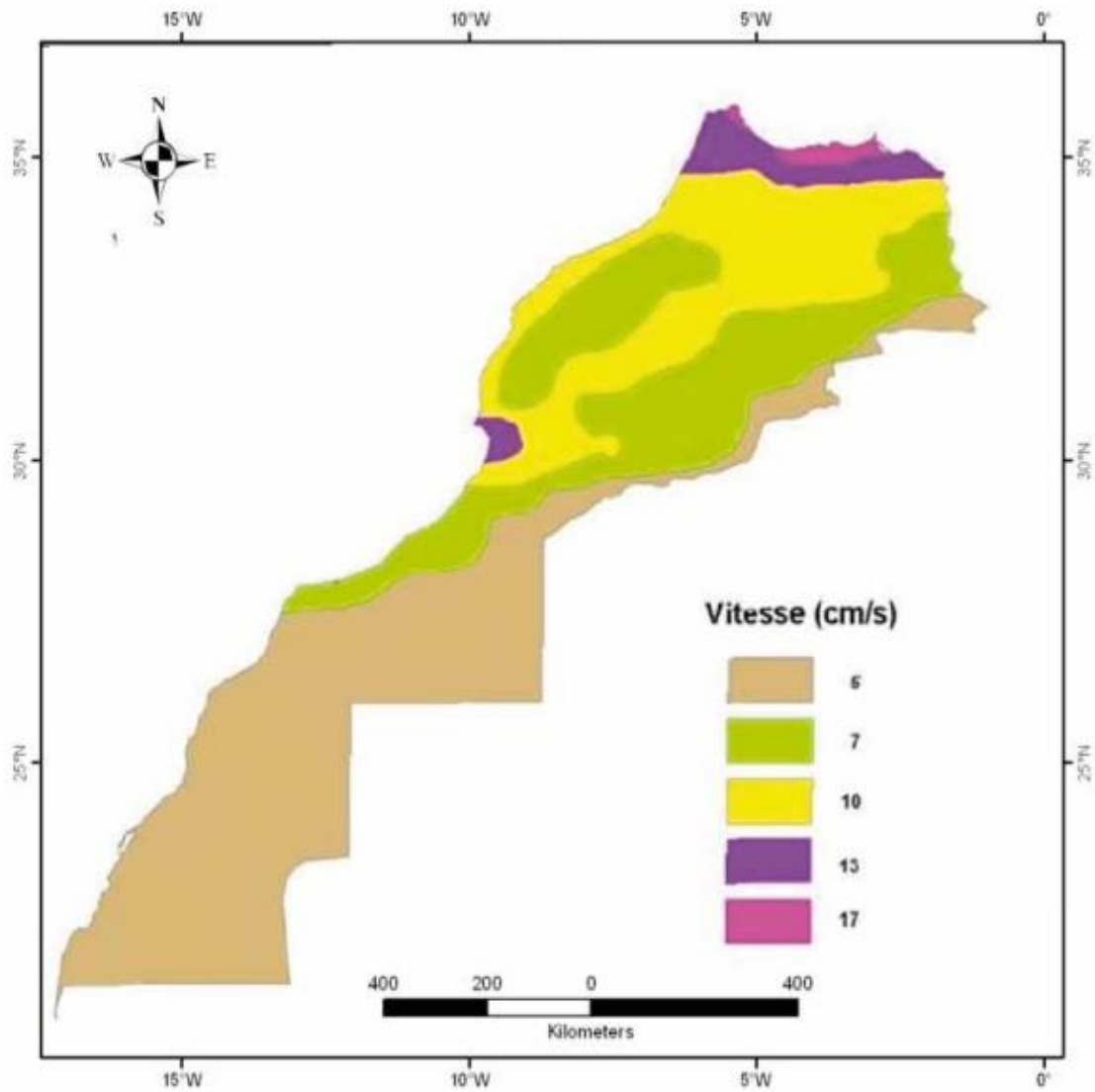


FIGURE 30 : ZONAGE SISMIQUE EN VITESSE

La carte de zonage sismique en vitesse pour une probabilité de 10% en 50 ans est la suivante :

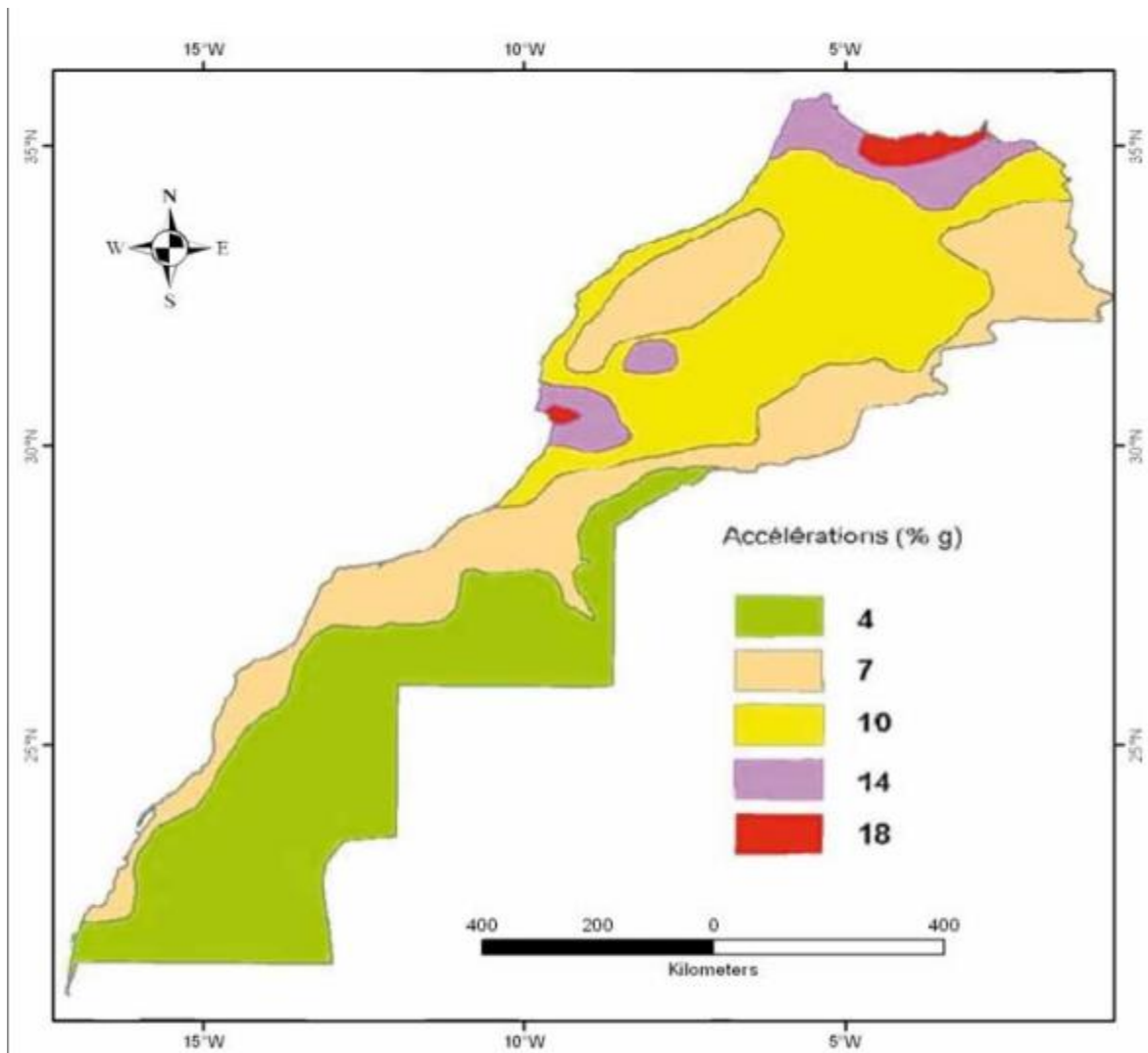


FIGURE 31 : ZONAGE SISMIQUE EN ACCELERATION

3. Le spectre de réponse en accélération :

Le calcul de la réponse sismique d'un bâtiment se base, en première approximation, sur la réponse (déplacement ou accélération maximal) d'un oscillateur simple à un degré de liberté soumis à une accélération à sa base. En effet, le but est de déterminer le déplacement maximal subi par le bâtiment soumis à une excitation sismique à sa base (fondation).

Le spectre de réponse fait correspondre à une structure de période T_i l'accélération maximale a_i subi par cette structure. Il est établi en résolvant l'équation du mouvement d'oscillateurs simples de différentes périodes (en variant la rigidité et la masse).

Le spectre de réponse dépend du site, il estime l'amplification du mouvement du sol par le bâtiment. Plus les périodes du bâtiment et du sol sont proches plus l'amplification est grande.

Le spectre du RPS2011 :

Rapport des zones : Z_a/Z_v	Période T		
	$T \leq 0.25$ s	$0.25 \text{ s} < T < 0.50$ s	$T > 0.50$ s
$Z_a/Z_v > 1$	1.9	1.9	$1.20/(T)^{2/3}$
$Z_a/Z_v = 1$	2.5	$-2.4 T + 3.1$	
$Z_a/Z_v < 1$	3.5	$-6.4 T + 5.1$	

TABLEAU 48 : FACTEUR D'AMPLIFICATION DYNAMIQUE

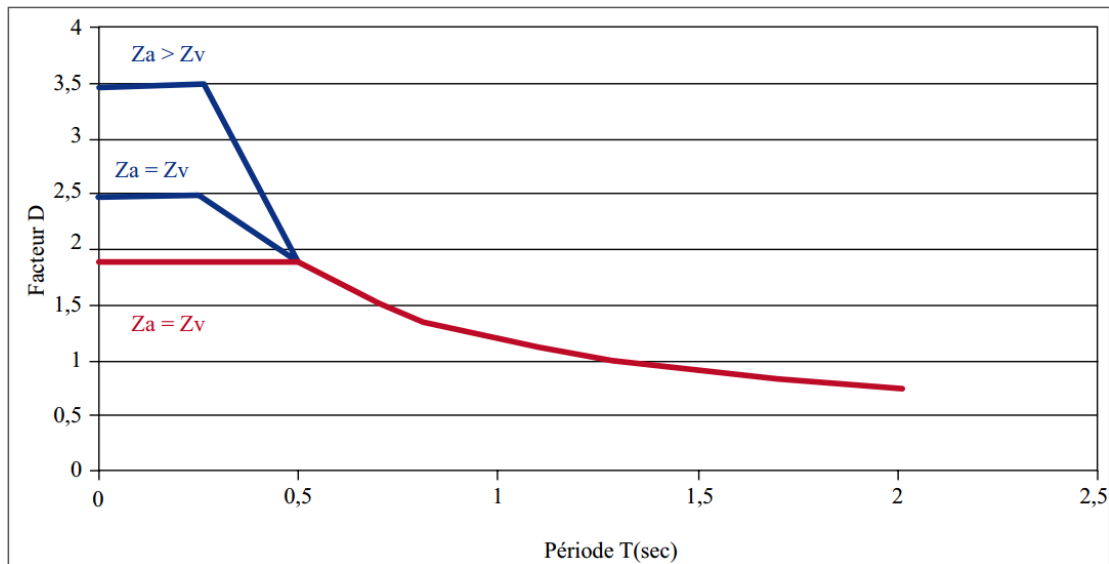


FIGURE 32 : FACTEUR D'AMPLIFICATION DYNAMIQUE

Z_a : coefficient de zonage sismique en accélération

Z_v : coefficient de zonage sismique en vitesse

Le spectre dépend de l'amortissement, il est établi pour un amortissement de 5% correspondant à celui d'un bâtiment en béton armé. Pour des valeurs différentes, le coefficient de correction est : $m = (5/x)^{0.4}$ avec x l'amortissement adopté.

4. Oscillateur à plusieurs degrés de liberté :

Pour s'approcher au modèle du bâtiment réel, on considère un oscillateur à degrés de liberté multiples constitué de plusieurs masses (concentrées au niveau des étages) reliées entre elles par des éléments structuraux (barres, poutres, plaques...).

Selon le nombre et la répartition des masses et des raideurs, il s'y développe plusieurs modes d'oscillation et le mouvement global est la somme de n mouvements sinusoïdaux dont chacun est caractérisé par **sa pulsation, sa déformée modale et l'amplitude des déplacements.**

On distingue entre **mode fondamental** (oscillations en phase des différentes masses) et modes supérieurs (oscillations plus ou moins déphasées).

La période fondamentale est celle du premier mode, elle est la plus longue. Il est dominant si la structure est régulière.

Le facteur de participation modale dépend de la distribution des masses dans la structure, il caractérise l'importance de la participation de la déformée modale pour un mode d'oscillation donné.

On détermine le vecteur des accélérations à appliquer à chaque masse m et donc l'effort statique équivalent pour chaque masse m correspondant à chaque période (mode) depuis le spectre de réponse en accélération.

On déduit les sollicitations correspondantes à chaque mode et on cumule ces sollicitations selon la méthode appropriée (SRSS, CQC détaillées ci-après) qui tient compte de l'improbabilité d'atteindre le maxima des réponses de chaque mode au même instant.

5. Structure de contreventement :

Les efforts induits par l'accélération du bâtiment causé par le mouvement sismiques génèrent des charges horizontales qui doivent être transmises aux fondations. La structure de contreventement assure cette fonction.

Le contreventement se compose de deux éléments :

- Contreventement horizontal : diaphragme ou dalle
- Contreventement vertical : voiles ou portiques

5.1. Diaphragme ou dalle :

Le diaphragme est un ouvrage plan rigide horizontal ou incliné assurant trois fonctions :

- Transmettre les charges sismiques horizontales sur les éléments verticaux
- Raidir les bâtiments
- Coupler les éléments verticaux

5.2. Eléments verticaux :

Les éléments verticaux les plus utilisés sont :

- Les portiques : sont flexibles et ne doivent être utilisés que sur des sols fermes pour éviter le phénomène de résonance avec le sol, cette solution est souvent coûteuse
- Voiles en béton armé : plus rigides et présentent un excellent comportement sous séisme.

5.3. Paramètres caractéristiques d'une structure :

5.3.1. Période fondamentale :

La période fondamentale de vibration T caractérise la masse et la rigidité de la structure. Elle augmente avec la masse et diminue avec la rigidité.

5.3.2. Répartition des masses et des rigidités :

Plus la répartition des masses et des rigidités est régulière et symétrique plus le premier mode est dominant et les éléments du bâtiment oscillent en phase.

Cette répartition est quantifiée par :

Le centre de rigidité (ou centre de torsion) T a pour coordonnées :

$$X_0 = \frac{\sum I_i * x_i}{\sum I_{xi}}; Y_0 = \frac{\sum I_i * y_i}{\sum I_{yi}}$$

Avec i variant de 1 à n : le nombre d'éléments de contreventement vertical (poteaux ou voiles)

I_{xi} : inertie de l'élément i suivant l'axe x , I_{yi} : inertie de l'élément i suivant l'axe y

X_i, Y_i : coordonnées de son centre de gravité

Le centre de masse G a pour coordonnées :

$$X_G = \frac{\sum S_i * x_i}{\sum S_i}; Y_G = \frac{\sum S_i * y_i}{\sum S_i}$$

S_i : section de l'élément i

Rayon de torsion r donnée par :

$$r_x = \frac{\sum I_i x_i^2 + \sum I_i y_i^2}{\sum I_{xi}}; r_y = \frac{\sum I_i x_i^2 + \sum I_i y_i^2}{\sum I_{yi}}$$

5.3.3. Ductilité :

C'est la capacité d'une structure de subir, avant la rupture, des déformations plastiques sans perte significative de la résistance. Un comportement fragile conduit à un effondrement rapide dès le dépassement de la limite élastique alors que le comportement ductile le retarde ou le prévient.

6. La pratique de l'analyse modale :

En pratique, la méthode de l'analyse modale spectrale est utilisée pour les bâtiments irréguliers (critères de régularité exposés dans « la statique équivalente selon le RPS2011 ») et comporte les étapes suivantes :

6.1. Recherche des modes propres :

Cette étape est effectuée à l'aide de la modélisation tridimensionnelle sur un logiciel de calcul en éléments finis.

6.2. Sélection des modes utiles :

Il y a autant de modes propres que de degrés de liberté, mais le comportement dynamique réel de la structure est essentiellement déterminé par quelques modes principaux. La sélection de ces modes se base sur le critère de la masse participante pour un mode donné. L'organigramme résume le processus de sélection où :

- n est le nombre de modes calculés
- f_n est la fréquence du dernier mode propre calculé
- 33Hz est la valeur de la fréquence de coupure pour un ouvrage à risque normal
- $\sum M_i$ est la somme des masses participantes (cumulées)
- M est la masse totale

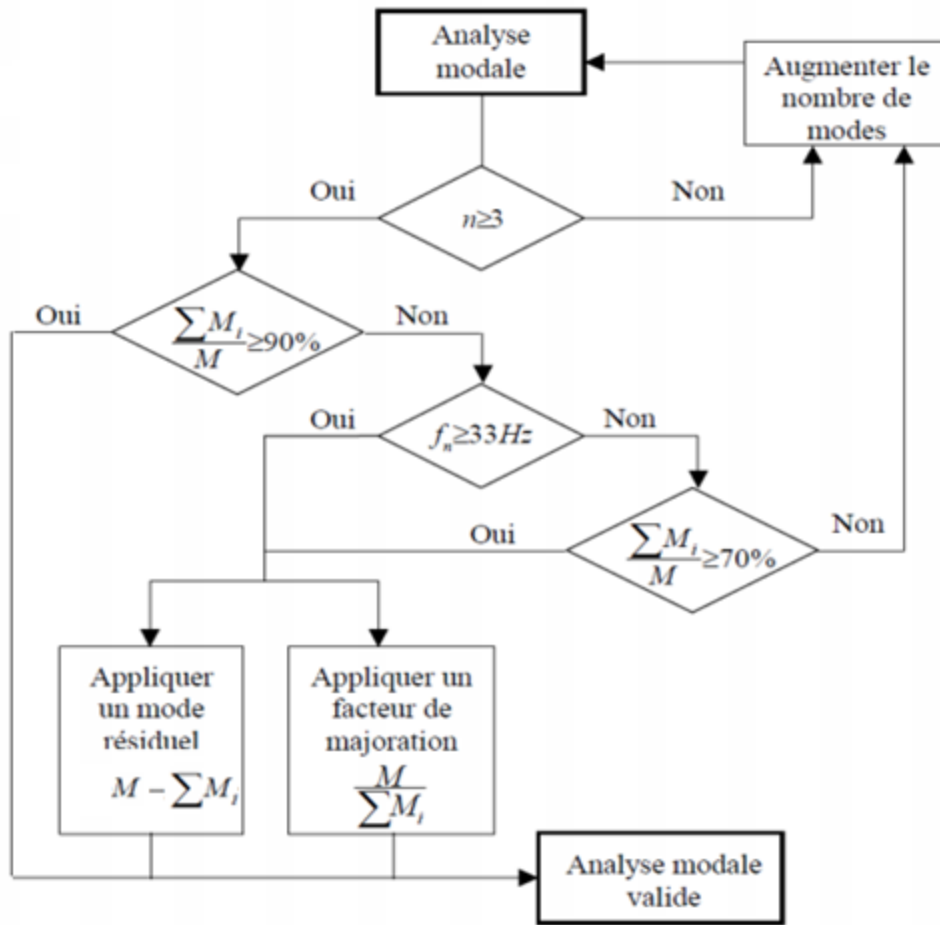


FIGURE 33 : ORGANIGRAMME DE SELECTION DES MODES UTILES

Le mode résiduel est calculé en appliquant à la structure l'accélération spectrale du dernier mode affectée à la masse négligée $M - \sum M_i$. Son utilisation permet d'obtenir la participation totale des masses et diminue le temps de calcul surtout dans le cas de modification architecturaux lors du projet.

Le coefficient de majoration multiplie les résultats sismiques finaux. L'utilisation de cette solution est généralement plus défavorable.

6.3. Combinaisons des réponses modales :

La méthode SRSS prend, au lieu de l'addition de l'ensemble des réponses, la racine carrée de la somme des carrés des contributions de chaque mode. La réponse maximale en accélération est obtenue par la formule suivante :

$$R_{max} = \sqrt{\sum_{i=1}^n R_i^2}$$

La méthode CQC tient compte d'une corrélation entre deux réponses en fonction de l'écart des deux périodes propres en utilisant la formule suivante pour la réponse maximale :

$$R_{max} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n e_{ij} R_i R_j}$$

n : nombre de modes.

e_{ij} : coefficients de corrélation des fréquences et des coefficients d'amortissement des modes i et j .

R_i, R_j : réponse spectrale aux modes ' i ' et ' j '.

L'addition pure et simple se justifie si on craint la simultanéité des effets maximums comme pour le cas d'association d'un mode de période très courte et un mode de période très grande.

6.4. Cumul des effets des composantes du mouvement sismique :

6.4.1. Coefficients de calcul :

Plusieurs coefficients interviennent dans la correction des efforts déduits du spectre de calcul :

- **Zone de sismicité** : accélération et vitesse nominales déterminées à partir de la carte « zonage sismique » (cf. zonage sismique. Cf. hypothèses de calcul)
- **Coefficient de priorité** : selon la classe de l'ouvrage (I, II, III)

Classe	Usage principal	Coefficient de priorité
Classe I	Importance vitale	1.30
Classe II	Grand public	1.20
Classe III	Ordinaire	1.00

TABLEAU 49 : COEFFICIENT DE PRIORITE

- **Coefficient du site** : selon la géologie du site : S1, S2, S3, S4, S5

Site	Nature	Coefficient
S1	Rocher toute profondeur Sols fermes épaisseur < 30 m	1
S2	Sols fermes épaisseur ≥ 30 m Sols meuble épaisseur < 30 m	1.2
S3	Sols meubles épaisseur ≥ 15m Sols Mous épaisseur < 10 m	1.4
S4	Sols Mous épaisseur ≥ 10 m	1.8
S5	Conditions spéciales	Nécessite des études géotechniques

TABLEAU 50 : COEFFICIENT DU SITE

- **Amortissement** : le spectre est défini pour un coefficient d'amortissement égal à 5% de l'amortissement critique ce qui correspond bien à une structure en béton armé avec des cloisons (BA : 4%, cloisons : 1%), Pour des valeurs du coefficient d'amortissement différentes de 5 %, les corrections des spectres normalisés sont obtenues en le multipliant par le coefficient $m = (5/x)^{0.4}$, avec x est l'amortissement adopté
- **Coefficient de masse partielle** : la masse à prendre dans les calculs est :
le poids propre + charges permanentes + coefficient * surcharge

Selon la nature des surcharges ce coefficient varie de 0.20 à 1, le RPS2011 donne les valeurs suivantes :

Nature de la surcharge	Coefficient
1/ Bâtiments à usage d'habitation et administratif	0.20
2/ Bâtiments d'utilisation périodique par le public tels que salles d'exposition, salles de fêtes	0.30
3/ Bâtiments d'utilisation tels que restaurants, salles de classe	0.40
4/ Bâtiments dont la charge d'exploitation est de longue durée tels qu'entrepôts, bibliothèques, silos et réservoirs	1.00

TABLEAU 51 : COEFFICIENT DE SURCHARGE EN COMBINAISON SISMIQUE

- **Coefficient de comportement** : dépend du type de la structure et de son niveau de ductilité. Le RPS2011 définit trois niveaux de ductilité : **ND1** (réponse élastique), **ND2** (domaine inélastique), **ND3** (grande capacité de dissipation de l'énergie). **Pour augmenter la ductilité d'une structure, il faut adopter des prescriptions spéciales relatives notamment au dimensionnement des éléments et aux détails d'assemblage aux connexions des éléments de la structure.** Le RPS2011 attribue à chaque classe de bâtiment un niveau de ductilité selon l'intensité du séisme :

Classe de bâtiments	NIVEAU DU SEISME (v : facteur du séisme)		
	$v \leq 0.10$	$0.10 < v \leq 0.20$	$v > 0.20$
Classe I	ND1	ND2	ND3
Classe II			
Classe III	ND1		ND2

TABLEAU 52 : NIVEAU DE DUCTILITE

Le coefficient de comportement selon le RPS2011 est donné par le tableau suivant :

Système de contreventement	ND1	ND2	ND3
Portiques en béton armé	2	3.5	5
Voile et portique	2	3	4
Voile	1.4	2.1	2.8
Voiles couplés	1.8	2.5	3.5

TABLEAU 53 : COEFFICIENT DE COMPORTEMENT

Cette valeur forfaitaire du coefficient de comportement n'est valable qu'en respectant les prescriptions relatives au dimensionnement et aux dispositions constructives données par le règlement.

6.4.2. Combinaisons d'actions :

La combinaison d'action fondamentale est : $S_c = G + E + 0.3 N + \psi * Q$

G : Le poids mort et charges permanente de longue durée

E : Effets du séisme = max (Ex + 0.3*Ey + 0.3*Ez ; 0.3*Ex + Ey + 0.3*Ez ; 0.3*Ex + 0.3*Ey + Ez)

N : Action de la neige

Q : Charges d'exploitation

Ψ : facteur d'accompagnement (= 0.2 pour les bâtiments d'habitation ou à usage administratif, pour les autres cas voir tableau Partie 2. III.4)

6.4.3. Vérification des déplacements et des joints :

Déplacement horizontal maximal :

Le déplacement latéral total du bâtiment Δ_g doit être limité à :

$$\Delta_g \leq 0.004 H$$

H : étant la hauteur totale de la structure

Déplacement différentiel entre niveaux :

Les déplacements latéraux inter-étages Δ_{el} évalués à partir des actions de calcul doivent être limités à :

$$K \Delta_{el} \leq 0.007 h \text{ pour les bâtiments de classe I}$$

$$K \Delta_{el} \leq 0.010 h \text{ pour les bâtiments de classe II}$$

h : étant la hauteur de l'étage

K : coefficient du comportement

Espacement entre deux blocs :

- La largeur du joint entre deux structures ne doit pas être inférieure à la **somme de leurs déformations latérales** respectives incluant les déformations de torsion.

- A défaut de justification la largeur du joint entre deux blocs sera supérieure à **$\alpha \cdot H$** ; avec H la hauteur du bloc le moins élevé et **$\alpha = 0.003$** pour les structures en béton

- La largeur minimale entre joints ne doit pas être inférieure à **50 mm**

- Si la largeur du joint entre deux bâtiments est insuffisante, **ceux-ci doivent être rigidifiés**, par voiles ou par poteaux, ou être reliés entre eux.

6.4.4. Détermination des efforts et dimensionnement des éléments de structure : fondations, voiles, portiques

Le calcul se faisant par ordinateur, les efforts sur chaque élément sont données par le logiciel. On peut ensuite dimensionner et ferrailer les différents éléments par ordinateur ou bien procéder au calcul manuel des différents éléments sous les efforts données par le logiciel.

7. La statique équivalente selon le RPS2011 :

7.1. Principe :

L'approche statique équivalente a comme principe de base de substituer aux efforts dynamiques développés dans une structure par le mouvement sismique du sol, des sollicitations statiques calculées à partir d'un système de forces, dans la direction du séisme, et dont les effets sont censés équivaloir à ceux de l'action sismique.

Cette méthode est applicable pour les structures dont le premier mode (mode de flexion) est le mode prépondérant. Dans ce cas, on peut trouver de façon approchée les sollicitations sismiques en ne considérant que le seul premier mode.

De ce fait, son domaine d'application est restreint aux structures satisfaisant à des critères de régularité précisés par le RPS2011.

7.2. Domaine d'application:

7.2.1. Hauteur et période fondamentale :

Selon le RPS2011 :

- La hauteur du bâtiment : $H \leq 60 \text{ m}$
- La période fondamentale : $T \leq 2 \text{ s}$

7.2.2. Régularité en plan :

- Forme simple et compacte
- Distribution de masse et rigidité sensiblement symétrique suivant les deux directions
- La totalité des parties rentrantes ou saillantes ne doit pas excéder, pour chaque direction $0.25 L$ ou $0.25 B$: $a+b \leq 0.25*B$
- Perpendiculairement à la direction sismique :
 $\text{Distance (G, T)} \leq 0.20*r$
- L'élanement : $B/L \leq 3.5$

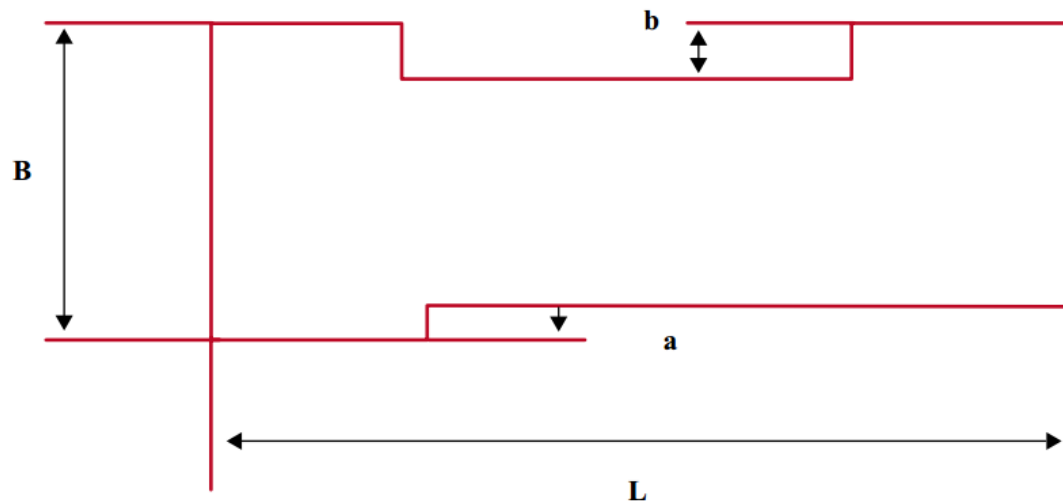


Figure 34 : Régularité en plan

7.2.3. Régularité en élévation :

- La distribution de la rigidité et de la masse doit être sensiblement régulière le long de la hauteur du bâtiment.
- Les variations de la rigidité et de la masse entre deux étages successifs ne doivent pas dépasser 30 % .

- Dans le cas d'un rétrécissement graduel en élévation, la saillie à chaque niveau ne doit pas dépasser **15%** de la dimension en plan du niveau précédent sans que le retrait global ne dépasse **25%** de la dimension en plan au niveau du sol.
- Dans le cas d'un élargissement graduel en élévation, le retrait à chaque niveau ne doit pas dépasser **10%** de la dimension en plan du niveau précédent sans que le débordement global ne dépasse **25%** de la dimension en plan au niveau du sol,
- La hauteur totale du bâtiment ne doit pas dépasser 4 fois la plus petite dimension de sa base : **$H \leq \min(B,L) * 4$**
- Un élément vertical du système structural résistant aux forces latérales ne doit pas avoir de décalage. Le trajet de forces latérales doit être continu.
- La résistance au cisaillement du système structural à un niveau donné ne doit pas être inférieure à **80%** de la résistance du niveau supérieur.

7.2.4. Cas de sous-sols (PS92) :

Si les deux parties (superstructure et sous-sols), considérées comme isolées, respectent les critères de régularité ci-avant, le bâtiment est considéré régulier si :

- La raideur en flexion du contreventement de l'infrastructure soit plus grande que celle de la superstructure
- La hauteur de l'infrastructure soit inférieure au tiers de la hauteur de la superstructure
- Les centres de gravité des masses de chaque niveau de la superstructure et de l'infrastructure doivent coïncider avec une tolérance limitée à 10% de la plus petite dimension en plan de l'infrastructure.

7.3. Calcul des efforts selon le RPS2011 :

La force statique résultante équivalente est donnée par une expression forfaitaire qui relie, d'une façon quantitative, les paramètres de mouvement du sol, les propriétés physiques et dynamiques du bâtiment et son usage principal. Elle agit à la base du bâtiment et elle est supposée répartie sur sa hauteur depuis sa base où elle est nulle jusqu'au sommet. Les étapes de calcul sont les suivantes :

7.3.1. Détermination période

La valeur de la période fondamentale de vibration T peut être déterminée par les formules forfaitaires suivantes :

- Ossatures en portiques en béton armé : **$T = 0.075 * H^{3/4}$ (1)**
- Autre ossature : **$T = 0.09 * H / L^{0.5}$ (2)**

Où : H et L exprimés en mètre, sont respectivement la hauteur totale du bâtiment et la longueur du mur ou de l'ossature qui constitue le principal système de contreventement, dans la direction de l'action sismique.

- Bâtiments assimilés à des consoles : **$T = 1.8 * (m * H / EI)$**

Où : m est la masse par unité de longueur du bâtiment, H la hauteur du bâtiment et EI la rigidité flexionnelle (sous réserve que la valeur de l'effort sismique V ne soit pas inférieure à 0.80 fois la valeur obtenue à l'aide de la période calculée par les formules (1) et (2))

7.3.2. Vérification des déplacements et des joints et de la stabilité au renversement :

En plus des vérifications données en III.6.4.3, il faut vérifier la stabilité au renversement par :

$$\theta = KW \Delta_{el} / F_k h$$

Avec : θ = indice de stabilité

w = poids au – dessus de l'étage considéré

F_k = action sismique au niveau considéré

h = hauteur de l'étage

Δ_{el} = déplacement relatif

K = coefficient de comportement

- La stabilité est satisfaite si : $\theta \leq 0.10$
- L'effet de second ordre est à prendre en compte dans le calcul si : $0.10 < \theta \leq 0.20$
- Stabilité non satisfaite (ancrage exigé) : $\theta > 0.20$

7.3.3. Valeur de l'effort statique :

La force sismique latérale équivalente représentant la réponse élastique F doit être calculée à l'aide de la formule suivante :

$$F = v * S * D * I * W / K$$

Avec :

v : le coefficient de vitesse de zones

S : le coefficient du site

I : le coefficient de priorité

K : le facteur de comportement

W : la charge prise en poids de la structure : $W = G + \psi Q$

avec ψ facteur d'accompagnement donné par le tableau Partie 2 . III. 4

D : le facteur d'amplification dynamique donnée par le spectre d'amplification dynamique

7.3.4. Répartition sur les étages :

La force sismique latérale totale F doit être répartie sur la hauteur de la structure de la manière suivante :

Une partie F_t de la force F est affectée au sommet du bâtiment ; le reste $F - F_t$ doit être réparti sur tous les niveaux y compris le dernier niveau selon la formule suivante :

$$F_k = (F - F_t) \times \frac{h_k w_k}{(\sum_i h_i w_i)}$$

$$F_t = 0 \text{ si } T \leq 0.7 \text{ s et } F_t = 0.07 T * F \text{ si } T > 0.7 \text{ s}$$

Où :

F_k Est la force horizontale de calcul appliquée au niveau k .

w_k Est le poids du niveau k

h_k Est la hauteur du niveau considéré à partir du sol.

7.3.5. Répartition sur les éléments de contreventement :

Dans chaque direction du séisme, l'effort sismique est distribué aux différents éléments de contreventements. Pour un élément de contreventement – portique ou voile, On distingue deux types d' « effets » auxquels il est soumis simultanément : l'effet de translation, et l'effet de torsion.

Effet de translation :

Il s'agit de la part de l'effort sismique reprise par le voile ou le portique en fonction de sa raideur.

Sa valeur est donnée par l'expression suivante :

$$F_{tr,k} = F_k \frac{K_k}{\sum_i K_i}$$

Où :

F_k : est l'effort sismique de calcul de l'étage étudié.

$F_{tr,k}$ Est l'effort de translation repris par l'élément de contreventement k

K_k Est la raideur en translation de l'élément de contreventement dans le sens x.

- $K_k = \frac{3EI}{L^3}$ pour un voile d'inertie flexionnelle I dans le sens x
- $K_k = \frac{3EI}{L^3}$ pour un portique, où I est la somme des inerties flexionnelles des poteaux du portique dans le sens x.

$\sum_i K_i$ Est la somme des inerties des différents éléments de contreventements dans le sens x.

Effet de torsion :

Chaque élément de contreventement reprend une part du moment de torsion M_t engendré pendant un séisme à cause l'excentrement e du centre de masse du bâtiment par rapport à son centre de torsion. L'effort de calcul repris par l'élément a pour expression :

$$F_{to} = \frac{M_t}{x} \frac{C}{\sum_i C_i}$$

Où :

F_{to} : Est l'effort de torsion repris par l'élément de contreventement (dans le sens x).

M_t : est le moment de torsion égal à : $e * F$

F_k : est l'effort sismique de calcul de l'étage étudié dans le sens x.

e : distance entre le centre de rigidité et le centre des masses dans la direction x

$C = \frac{12EIx^2}{h^2}$ Est la raideur en torsion « flexionnelle » de l'élément de contreventement (dans le sens x) d'abscisse x et de hauteur h .

$\sum_i C_i = \sum_i \frac{12(EI)_i x_i^2}{h_i^2} + \frac{12(EI)_i y_i^2}{h_i^2}$: Est la raideur en torsion « flexionnelle » des éléments de contreventement dans les deux sens.

Remarque :

- Le calcul de la répartition des efforts est mené suivant les deux directions.
- A chaque niveau du bâtiment la force sismique latérale de calcul est déplacée de e_1 dans un sens puis de e_2 dans l'autre sens, données par les expressions suivantes :

$$e_1 = 0.5 e + 0.05 L \quad e_2 = 0.05 L$$

Avec :

e : distance entre le centre de rigidité et le centre des masses dans la direction perpendiculaire du séisme.

L : est la dimension horizontale du plancher dans la direction perpendiculaire à l'action sismique F .

Chaque élément de résistance est conçu pour résister aux effets extrêmes des différents cas de chargement.

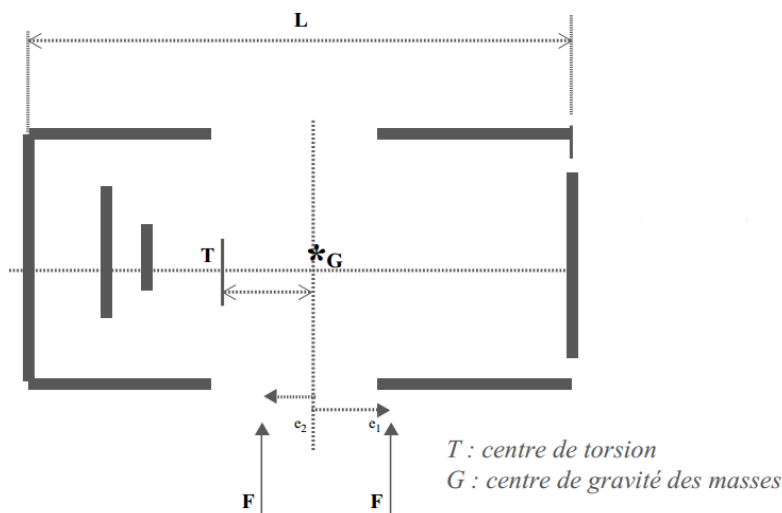


Figure 35 : Déplacement de la force sismique

- Pour une ductilité de niveau 2 :

Si un bâtiment a plus de trois niveaux et que l'évaluation de l'effort sismique est obtenue par l'approche dite statique équivalente, alors les moments fléchissant dans les poteaux du portique dus aux charges latérales, sont multipliés par le coefficient dynamique ω pour tenir compte de l'effet des modes supérieurs. Il est donné en fonction de la p période fondamentale T de la structure, par les expressions suivantes :

- Pour le portique plan : $\omega = 0.6 T + 0.85 \quad 1.3 \leq \omega \leq 1.8$
- Pour le portique tridimensionnel : $\omega = 0.5 T + 1.10 \quad 1.5 \leq \omega \leq 2.9$

Il est constant sur les 2/3 supérieurs de la hauteur de l'immeuble et varie d'une manière linéaire sur le 1/3 inférieur.

Les efforts de cisaillement dans les voiles sont multipliés par le coefficient ω donné par les expressions suivantes :

- $\omega = 0.1 N + 0.9 \quad N \leq 5$
- $\omega = 1.4 + 0.04 (N - 5) \quad 5 < N < 15$
- $\omega = 1.8 \quad N = 15$

- **Pour une ductilité de niveau 3** : En plus des prescriptions indiquées au niveau de ductilité 2, les efforts de cisaillement sont multipliés par le coefficient γ donné par les expressions suivantes :

$\gamma = M_{ul}/M$ avec : M_{ul} : Moment ultime de résistance à la base

M : Moment de calcul

Le facteur $\gamma \leq 4$

7.3.6. Sollicitations dans les éléments :

- Le dimensionnement des éléments structuraux est ensuite effectué en utilisant les règlements de béton armé ou de construction métallique en vigueur.
- Il faut vérifier les déplacements maximaux totaux et différentiels et l'espacement entre les blocs.

II. LA CONCEPTION SISMIQUE :

La conception parasismique d'un bâtiment se divise en deux grandes parties :

- La première concerne le site, le sol et l'environnement du bâtiment
- La deuxième concerne le bâtiment lui-même plus précisément son architecture et sa structure porteuse.

1. Le site, le sol et l'environnement construit :

1.1. Incidence du site :

Les effets du séisme peuvent être aggravés d'un site à un autre pour une même zone sismique, en effet on distingue, pour un même séisme, entre :

- **Effets directs** : oscillations et mouvements du sol sous les ouvrages construits, ces phénomènes peuvent être amplifiés par **effets du site** (topographie, hétérogénéité du sol ...)
- **Effets induits** : déclenchement de grands mouvements de sol ou d'eau pouvant agir sur les ouvrages (chute de pierres, glissement de terrain, liquéfaction des sols, tsunami...)

Parmi les implantations susceptibles d'aggraver l'action du séisme :

1.1.1 La construction près d'une faille :

la rupture d'une faille en surface engendre un déplacement visible du sol de part et d'autre de la faille, en hauteur et/ou en longueur et donc un cisaillement des fondations. Puisque les solutions constructives pour absorber les déplacements sont coûteuses, **la meilleure solution consiste à éviter de construire près d'une faille.**

1.1.2. La présence d'une couche de sol alluvionnaire de forte épaisseur sous un sol meuble :

La réflexion des ondes sismiques « prisonnières » à l'intérieur d'une couche de sol meuble entre la surface et le sous-sol rocheux a pour conséquence d'amplifier les oscillations de période longue. Ainsi, les constructions de période propre plutôt élevée sur les sols meubles peuvent subir une action sismique beaucoup plus importante que sur le sol rocheux: éventuelle mise en résonance... **Pour minimiser ces effets, il faut éviter le**

phénomène de résonance (induit dans le cas où la fréquence propre du bâtiment est proche de celle du sol) et d'opter pour des fondations profondes atteignant, si possible, le substratum.

1.1.3. La topographie du site :

- Au niveau des zones de changement de pente (sommet de collines), des réflexions d'ondes sismiques à l'intérieur des reliefs se produisent amplifiant ainsi l'effet du séisme. **Il faut éviter de construire près des zones de changement de pente.**
- Les bords de falaise ou talus instable peut être le siège de ruptures et d'éboulements il faut donc éviter de construire à proximité des bords de falaises, de talus ou versants. **Il convient de respecter une distance minimale de 15 à 20 m du bord de la falaise.**
- En cas de séisme, les terrains en pente peuvent être le siège d'un glissement qui emporte toute construction parasismique ou non. **Il faut bien étudier la stabilité de la pente.**
- En cas de construction au pied d'une falaise ou de versant instable, **il faut bien étudier l'étendue possible des effets induits par le séisme** (avalanches de pierres ou coulées de boue ...).

1.1.4. Terrains saturés d'eau :

Les sables lâches de granulométrie fine et relativement uniforme et saturés d'eau sont concernés par le phénomène de la liquéfaction des sols. **Il faut donc le traiter ou bien le traverser par un sous-sol ou des fondations profondes.**

1.1.5. Cavités à proximité de la surface :

L'action d'un séisme peut engendrer la rupture de ces cavités induisant ainsi son effondrement brutal et la ruine des constructions se trouvant au-dessus. **Les cavités doivent être identifiées avant d'entamer aucun travail de construction.**

1.1.6. Autres effets induits :

Inondations par rupture d'une retenue d'eau, action de remblais lourds sur sols instables, purge des terrassements sans soutènement, affouillement des rives gorgées d'eau...

1.2. L'environnement construit :

La conception parasismique d'une construction doit prendre en compte l'environnement construit. En effet, il ne faut pas ignorer les conséquences de la ruine plus ou moins généralisée des bâtiments proches ou des projections d'éléments non structuraux arrachés à ces constructions sur le bâtiment à construire.

Pour prendre en compte la vulnérabilité des bâtiments proches, trois cas se présentent :

- **Le bâtiment est isolé** (situé à une distance $L > H$: hauteur des bâtiments voisins) : cas idéal car il n'y aura pas d'incidence sur notre bâtiment en cas d'effondrement des constructions voisines. Toutefois, **il faut que $L \gg H$ en cas de forte pente ou de patrimoine ancien très vulnérable.**
- **Le bâtiment est très proche** des autres constructions mais non limitrophes ($L < H$) : en cas de vulnérabilité des constructions voisines :
 - **Eloigner le bâtiment** sur la parcelle, l'**orienter** de façon à réduire les conséquences des projections éventuelles
 - **Prévoir des volumes** avec incidences humaines et financières faibles pour recevoir les projections éventuelles
 - **Renforcer les faces** particulièrement exposées aux éventuelles projections.
- Le bâtiment est limitrophe d'autres bâtiments : selon la construction voisine :

- **Construction voisine de bonne mise en œuvre** : prévoir des **joints parasismiques** et faire attention aux **projections** si le bâtiment à construire est moins haut.
- **Construction voisine de vulnérabilité inconnue** : il faut bien déterminer la largeur du joint parasismique (en fonction de la vulnérabilité du bâtiment voisin), si la vulnérabilité du bâtiment voisin est élevée il convient de renforcer le mur limitrophe pour résister aux chocs.

2. Architecture et Structure porteuse du bâtiment :

La forme et la répartition des masses et rigidité du bâtiment jouent un rôle fondamental dans le comportement d'un bâtiment sous charges sismiques. La simplicité et la régularité sont les deux facteurs déterminants pour une conception « parasismique ».

2.1. Forme en plan :

En plan, la construction doit être simple, symétrique et non allongé suivant une direction.

2.1.1. Simplicité du plan :

Les angles rentrants dans un bâtiment constituent une jonction entre deux parties d'oscillations différentes ce qui les rend un siège de concentrations d'effort. Trois solutions sont possibles :

- **Éliminer les angles rentrants**
- **Simplifier la forme (en arrondissant les angles ou compactant la forme)**
- **Fractionner le bâtiment par des joints parasismiques (solution coûteuse surtout dans le cas des bâtiments hauts)**

2.1.2. Symétrie du plan :

Les structures avec profondeur variable suivant une direction subissent une torsion d'ensemble suivant un axe vertical et les extrémités des parties de faible profondeur se déforment davantage. Pour remédier à ce phénomène il faut soit :

- **Rigidifier les zones flexibles (extrémités des parties de faible profondeur) par des voiles en béton armé par exemple**
- **Opter pour une symétrie du plan selon deux axes ou plus**

2.1.3. Allongement en plan :

Une structure allongée sera le siège de grands déplacements différentiels du sol lors du séisme ce qui engendrera des sollicitations supplémentaires. **Il convient de ne pas dépasser un rapport de 1/3 entre la largeur et la longueur du bâtiment ou de le fractionner, le cas échéant, par des joints parasismiques respectant ce rapport.**

2.2. Forme en élévation :

En élévation, la structure doit être régulière en masse et en rigidité.

2.2.1. Symétrie et simplicité en élévation :

Les parties de bâtiment de volume ou hauteur distincts ont des fréquences d'oscillation différentes ce qui cause des concentrations d'efforts dans les éléments les associant (pied des retraits). Ces concentrations peuvent être réduites **en optant pour une variation progressive des dimensions** ou pour des joints parasismiques le cas échéant.

2.2.2. Centre de gravité et centre de rigidité :

Le centre de gravité d'un bâtiment doit être le plus bas possible pour éviter les moments de renversement et les contraintes élevées dans les éléments verticaux et les fondations.

Le centre de gravité et le centre de rigidité doivent être le plus proche possible, si non le bâtiment subira une torsion d'axe vertical qui est un phénomène destructeur en cas de séisme. Il faut assurer **une répartition symétrique de la rigidité**, dans le cas contraire les éléments les plus éloignés du centre de rigidité subiront de grands dommages. Il faut répartir **les éléments de contreventement à la périphérie** (pour limiter les déplacements qui sont maximaux à la périphérie).

2.2.3. Niveau flexible :

Un niveau flexible est un niveau dont la rigidité est sensiblement inférieure à celle des autres niveaux du bâtiment. En cas de séisme, ces niveaux étant plus flexibles subissent une concentration de déplacements ce qui peut s'avérer fatales pour les poteaux qui subissent de grands déplacements latéraux. Il faut :

- Eviter les Rez-de-chaussée flexibles : Les rez-de-chaussée comportent des parkings et des locaux commerciaux qui nécessitent beaucoup d'ouvertures ce qui les rend plus flexibles que les autres niveaux.
- Eviter les étages de hauteur plus grande : La rigidité d'un étage diminue avec sa hauteur
- Eviter les niveaux transparents : un niveau transparent est un niveau qui ne contient pas d'éléments de contreventements.

Pour remédier à ce phénomène, il faut conférer à ce niveau une rigidité comparable à tous les niveaux par :

- **Un contreventement en façade (voiles en retrait, palées triangulées)**
- **Des murs ou palées de stabilité métalliques en retrait de la façade**
- **Une variation progressive de la rigidité du niveau transparent (section progressivement variable des éléments porteurs)**
- **Réduisant la rigidité des autres niveaux (système en portiques avec des cloisons et façades non rigides)**

2.2.4. Niveaux décalés :

Les planchers à niveaux différents brident les poteaux et les sollicite par un grand effort de cisaillement. Il convient de :

- **Relier les poteaux par un voile**
- **Séparer les planchers par des joints parasismiques.**

2.2.5. Hauteur du bâtiment :

La fréquence propre d'un bâtiment varie avec sa rigidité et donc sa hauteur et sa dimension horizontale dans une direction donnée. Le problème se pose lorsque la fréquence du bâtiment est proche de celle du sol : **phénomène de résonance. Les charges sismiques pourraient varier du simple au triple. En général, il faut construire des bâtiments hauts et élancés sur des sols fermes et les bâtiments bas sur des sols mous.** La période propre d'un bâtiment peut être variée :

En le rigidifiant :

- **Augmenter la largeur ou le nombre d'éléments de contreventement**
- **Contreventement en voiles en béton**
- **Réduire la hauteur ou l'élancement de la construction (hauteur/largeur)**
- **Elargir la base de la construction**

En réduisant sa masse

En réduisant sa rigidité :

- **Contreventement par portiques en béton armé**
- **Augmenter la hauteur ou l'élançement du bâtiment**

2.3. Choix de la structure porteuse :

Le choix de la structure porteuse au stade de la conception architecturale doit favoriser le bon comportement de l'ouvrage lors d'un tremblement de terre. Les critères de choix de cette structure peuvent se résumer en cinq critères :

2.3.1. Compatibilité avec le parti architectural :

Les « bricolages » (percements, ouvertures et éléments de rattrapage) générés par manque de compatibilité avec le parti architectural peuvent affecter la résistance de la structure de contreventement, son comportement dynamique et concentrer les charges dans des zones faibles. Il existe beaucoup de types de structures porteuses (ossature, murs, membrane en tissu portée par une charpente métallique, toiture en câbles...) mais trois sont les plus utilisés :

- Murs en béton armé ou faiblement armé : ont un comportement excellent sous séismes, résistent à l'effondrement même lorsqu'ils sont largement fissurés.
- Ossatures en poteau et poutres de béton armé : ne conviennent que pour des bâtiments de faible hauteur car ils sont très flexibles. Ils nécessitent des dispositions d'armatures spécifiques pour leur conférer un comportement ductile (les ruptures fragiles d'ossatures en béton armé est très fréquent)
- **Mixtes à murs et ossatures** : montrent **un excellent comportement** en associant les avantages des deux précédents. Ils conviennent pour les bâtiments hauts.

Toutefois, il faut éviter :

- **Eviter les systèmes mixtes portiques en béton armé-maçonnerie porteuse et de remplir les cadres de maçonnerie** : ces deux systèmes ont des comportements différents, les portiques sont plus souples que les murs en maçonnerie ce qui résulte en une concentration d'efforts en ces murs qui peuvent céder sous l'effet des bielles (faible résistance au cisaillement) et causer l'effondrement du bâtiment.
- **Armer les parois en maçonnerie pour augmenter leur résistance aux efforts horizontaux**
- **Ne pas remplir les portiques partiellement** : rupture des poteaux par cisaillement

2.3.2. Phénomène de résonance :

Les caractéristiques du système porteur (masse, rigidité, amortissement) influencent sa fréquence propre. Il faut veiller à ce que la fréquence propre du bâtiment et du sol soient les plus différentes possibles pour éviter le **phénomène de résonance**.

2.3.3. Dissipativité :

La dissipation d'énergie par incursions dans le domaine post-élastique permet de réduire les amplitudes d'oscillations et l'intensité des charges sismiques. Ces incursions causent des déformations et donc des dommages structuraux qui doivent être « bien placés » (pour les ouvrages à risque normal). De plus, **les structures dissipatives sont plus efficaces vis-à-vis des séismes et sont plus économiques car ils permettent le dimensionnement pour des charges sismiques inférieurs (coefficient de comportement)**. Toutefois, il faut noter que la ductilité (source de dissipation la plus importante) dépend non seulement **des matériaux** mais de :

- **La forme des éléments et des liaisons**
- **Dimensions des sections transversales**
- **Dispositions constructives**

2.4. Conception de la structure porteuse :

Après avoir choisi une structure vérifiant les critères de choix ci-avant, il faut veiller à une conception judicieuse pour garantir un bon comportement de la construction lors d'un tremblement de terre. En général, **il faut assurer une distribution symétrique et régulière des masses et des rigidités et opter pour une structure homogène et hyperstatique (en faisant attention aux tassements différentiels).**

2.4.1. Régularité :

La régularité de la structure permet une répartition correcte des charges sismiques sur les éléments porteurs et d'éviter les points de concentration d'efforts. Pour assurer une régularité, il faut opter pour :

- **Des travées régulières**
- **La superposition des éléments porteurs verticaux pour assurer une continuité de la transmission des efforts :**
 - **éviter les poteaux non superposés : poteau sur poutre (rupture fragile du plus petit tronçon de la poutre)**
 - **éviter les contreventements décalés**
- **Une même longueur libre pour tous les poteaux participant au contreventement**
- **Rigidité horizontale comparable aux différents niveaux (effet de niveau flexible) : éviter les sauts de rigidité et de résistance**

2.4.2. Répartition symétrique :

Le centre de rigidité (point d'application des efforts internes résistants aux efforts horizontaux) du bâtiment doit être proche du centre de masse du bâtiment (point d'application des efforts d'inertie horizontaux) pour éviter la torsion du bâtiment autour d'un axe vertical, phénomène qui peut causer l'effondrement du bâtiment.

- **Centre de rigidité proche du centre de masse**
- **Eviter les cages d'escaliers non centré (noyau central) et disposer, le cas échéant, des voiles en béton armé sur la périphérie pour assurer une répartition symétrique**
- **Disposer les éléments de contreventement sur la périphérie (façades du bâtiment) pour augmenter la résistance à la torsion**

2.4.3. Homogénéité :

L'association d'éléments plus ou moins lourds ou de matériaux différents cause un des comportements différentiels surtout aux points de jonction. Il faut **opter pour une structure homogène en matériau et en construction (béton armé, structure mixte...)**

2.4.4. Hyperstaticité :

Les structures hyperstatiques supportent la rupture de quelques éléments de structure sans que leur stabilité soit compromise contrairement aux structures isostatiques (à cause des liaisons abondantes). Toutefois, ils sont sensibles aux tassements différentiels.

2.5. La structure porteuse :

2.5.1. Diaphragme ou dalle :

Les diaphragmes :

- **Doivent préférablement être plus rigides dans leur plan que les éléments verticaux pour une distribution symétrique des charges sur ces derniers**
- **Ne doivent pas être longs et étroits (flexibles)**
- **Ne pas présenter des zones de concentration de contraintes (architecture simple)**
- **Les trémies doivent être minimales : la fonction du diaphragme est assurée s'il n'existe qu'une seule trémie dont aucune des dimensions n'est plus grande que la moitié du petit côté**
- **Il vaut mieux placer les trémies au milieu que de les placer sur la périphérie**
- **Doivent être suffisamment ancrés dans les chaînages sur toute la périphérie ainsi que dans les éléments de contreventement**
- **Les éléments constituant le diaphragme doivent impérativement être ancrés entre eux**

2.5.2. Voiles en béton armé :

Théoriquement, lorsque les toitures et les planchers sont considérés comme parfaitement rigides, il suffit de trois éléments de contreventement par niveau à condition qu'ils ne soient parallèles et non concourantes. En général, **on dispose deux parois élancées ductiles par direction principale symétriques par rapport au centre de masse et situés à la périphérie du bâtiment. Si le bâtiment est haut, on opte pour un noyau central.** En cas de bâtiment de grande dimension horizontale (plancher flexible), il faut plus pour le raidir.

Les voiles :

- **Doivent être larges (grand bras de levier et donc moins de déformations)**
- **Disposés en façades ou près des façades pour assurer une meilleure résistance à la torsion**
- **Ne doivent pas être placés en angle (difficulté de diffusion des forces sismiques aux fondations)**
- **Doivent avoir des sections simples, pas de section en U ou en L (difficulté d'obtenir la ductilité souhaitée)**
- **Doivent être liés à tous les niveaux des planchers**
- **Doivent être disposés symétriquement par rapport au centre de gravité du niveau**
- **Le noyau central doit être fermé (meilleure résistance à la torsion), doit avoir des dimensions adéquates par rapport au bâtiment**
- **Doivent être préférablement renforcés aux angles par des poteaux ou des retours d'angle**
- **La position des voiles peut varier d'un niveau à un autre mais leur rigidité totale ne doit diminuer que de 30% et ceci du bas vers le haut du bâtiment**

2.6. Eléments d'architecture :

2.6.1. Angles :

Les angles sont davantage sollicités que les autres parties (déformation différentielle des façades, contrainte de flexion et de torsion élevées car ils sont plus éloignés du centre de gravité et de rigidité). Il faut :

- **Prévoir aux angles des trumeaux larges et s'abstenir de tout affaiblissement**
- **Renforcer les angles des murs porteurs par des chaînages verticaux**

2.6.2. Ouvertures :

Elles constituent des points faibles dans un mur, il faut :

- **Limiter leur surface : moins de 30% de la surface totale**
- **Superposer les ouvertures**

- **Eloigner les ouvertures des angles**
- **Eviter les ouvertures isolées**
- **Opter pour des formes simples d'ouvertures : le minimum d'angles possible**

2.6.3. Forme des poteaux :

Pour éviter la rupture fragile des poteaux, il faut recourir à **des poteaux de section constante ou progressivement variable.**

2.6.4. Poteau court :

Les poteaux courts étant **plus rigides** (en fonction du carré de la longueur), ils attirent l'effort sismique et étant plus courts ils cèdent par **cisaillement excessif.**

Un poteau est considéré court si le rapport de sa longueur sur sa largeur est inférieur ou égale à 4 (PS92) .

Plusieurs cas peuvent donner naissance à un poteau court :

- Poteau dont la déformabilité est partiellement bridée par la présence d'éléments rigides (**cloisons ou mur de maçonnerie n'atteignant pas le plafond**)
- Poteau bordant des allèges rigides : Il convient de :
 - **Prévoir un panneau de contreventement**
 - **Joint entre les poteaux et les allèges**
 - **Diminuer la rigidité des allèges (allèges flexibles)**
 - **Renforcer les poteaux en confinant le béton par des armatures transversales à espacement réduit**
- Vides sanitaires : **Il est préférable de relier les poteaux par un mur de périphérie (meilleure résistance au cisaillement)**
- **Poteaux de longueurs différentes dans un même niveau**
- Poteaux supportant des paliers d'escaliers ou rampe d'accès au parking : **il convient d'intégrer ces poteaux dans une cage d'escaliers en béton armé** (faire attention à la symétrie de la rigidité : phénomène de la torsion d'ensemble)
- Poteaux supportant des mezzanines : il convient de :
 - **Relier les poteaux par une poutre située à la hauteur du plancher mezzanine**
 - **Porter la mezzanine par une structure indépendante**

2.6.5. Porte-à-faux :

Les porte-à-faux sont vulnérables aux composantes verticales du séisme notamment lorsqu'ils sont en béton armé.

- **Préférentiellement placer des appuis extérieurs**
- **Placer des armatures hautes et basses à cause du mouvement alternatif du séisme**
- **Réduire la masse du porte-à-faux**
- **Limiter la portée**
- **Il est préférable de faire travailler les poutres en porte-à-faux plutôt que les dalles**

2.6.6. Etages en encorbellement :

Ces étages sont à éviter surtout aux angles. **Il vaut mieux placer des poteaux aux angles pour conserver la transparence.**

2.6.7. Escaliers :

Les escaliers constituent une trémie qui affaiblit le plancher. Il vaut mieux les minimiser et les éloigner des façades.

Les cages d'escaliers peuvent être rigides ou souples :

- **Cage rigide** : il faut faire attention à la symétrie de rigidité (phénomène de torsion), la cage rigide attire les efforts sismiques.
- **Cage non rigide** : jouent un rôle de coupe-feu, il faut prévenir son effondrement sur les escaliers ce qui pourrait obstruer les sorties et entraver l'action des équipes de secours. Les cloisons légères, en plaques de plâtre sur ossature métallique, sont donc préférables aux cloisons en maçonnerie. Les cloisons en carreaux sont particulièrement vulnérables en cas de séisme.

2.6.8. Autres recommandations :

- **Ancrer les éléments de façades contre les efforts horizontaux**
- **Ancrer les parapets et les murs**
- **Bien fixer les faux plafonds et luminaires**
- **Retenir les installations et les équipements surtout pour les bâtiments de première classe : hôpitaux, pharmacies centrales, bâtiments du service du feu, postes de commandement, installations de communication...**

III. LES DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES :

1. Pièces comprimées et fléchies

Cette identification est importante dans la mesure où il permet de choisir le type d'armatures approprié et réglementaire :

Soit h et b la plus grande et la plus petite dimension de la section et l la hauteur de l'élément.

Selon les règles RPS2011 :

- Si l'effort normal $N \leq 0.10 * B * f_{c28}$, la pièce est non comprimée (poutre) :
 $h/b < 4$ et $b \geq 20 \text{ cm}$
- Si l'effort normal $N > 0.10 * B * f_{c28}$, la pièce est comprimée et fléchie (poteau) :
 $l/b \leq 16$ et $b \geq 25 \text{ cm}$

Le RPS2011 ne spécifie pas la différence de dimension entre un poteau et un voile, selon les règles PS92 :

- Si $h/b > 4$: la pièce est considérée comme un mur (comprimé)
- Si $h/b < 4$: la pièce est considérée comme un poteau
- Si $l/b > 16$: la pièce est courte (comprimée et ne peut pas fléchir)

2. Les zones critiques

Les zones critiques sont les zones où les contraintes sont accrues sous l'action sismique. En raison du comportement fragile du béton armé, ces zones doivent être localisées et leurs armatures doivent être bien étudiées.

Pour les ossatures, les nœuds sont des zones critiques.

Selon le RPS2011 :

Une zone critique d'un élément de l'ossature doit s'entendre d'une zone à haut risque où il y a concentration de déformations.

3. Confinement des zones critiques

En raison des sollicitations cycliques du séisme, le revêtement du béton éclate lorsque la limite d'élasticité de l'armature verticale est dépassée et l'adhérence entre le béton et l'acier est perdue. Pour cela, il faut disposer des armatures transversales capables de s'opposer au flambement des armatures verticales et au gonflement du béton sous l'effet des contraintes de compression ainsi qu'au flambement des armatures verticales.

Selon le RPS2011 :

Dans les zones critiques, il est primordial d'assurer une continuité aux aciers et de disposer une armature de confinement constituée soit par des spirales continues, des cadres, étriers et épingles dont l'ancrage est assuré par des crochets à angle au centre au moins égal à 135° avec un retour rectiligne de 10 cm au moins.

4. Spécifications pour les matériaux béton et acier

Pour assurer le comportement ductile des structures en béton armé et pour bénéficier du coefficient de comportement supérieur à 1 donné par le RPS2011, il faut que :

- Le béton utilisé pour les constructions en zones sismiques ait un comportement stable sous de grandes déformations réversibles.
- Les caractéristiques mécaniques doivent être conformes au règlement en vigueur de béton armé, Toutefois la résistance à la compression doit être supérieure à **22 MPa**.
- Les armatures pour le béton armé soient à **haute adhérence**.
- La valeur supérieure de la limite d'élasticité f_e doit être égale à **500 MPa**.
- Le coefficient de sécurité à adopter ait pour valeur : $\eta = 1.15$
- Le diagramme déformations-contraintes est celui utilisé par le règlement du béton armé.

Il faut signaler que pour favoriser la plastification il faut également limiter la résistance maximale du béton, en effet selon les règles PS92 :

Pour les éléments principaux, le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à **22 MPa** et au plus égale à **45 MPa**. Pour les éléments secondaires aucune disposition particulière n'est retenue.

Pour les bétons de résistance supérieure à 45 MPa dont les comportements sous grandes déformations cycliques seraient mal connus il faut une justification scientifique d'équivalence des précautions prises.

5. Armatures :

5.1. Les armatures longitudinales :

Elles doivent résister aux sollicitations de traction et ne pas altérer la résistance en compression du béton.

Selon le RPS2011 :

1) Ductilité ND1 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence avec un diamètre minimal de 10 mm.
- Les pourcentages minimal et maximal des armatures sont les suivants :

$$r_0 \text{ minimal} = 1,4/f_e \text{ (} f_e \text{ en MPa)}$$

$$r_0 \text{ maximal} = 0.025$$

2) Ductilité ND2 ou ND3

En complément aux a) et b) ci-dessus, les conditions suivantes doivent être satisfaites :

- La section des armatures comprimées dans une zone critique ne doit pas être inférieure à la moitié de la section des armatures tendues dans cette zone.

- L'emploi des coudes ou crochets dans les poteaux n'est permis que dans certains cas, telle que pour la liaison avec la semelle ou au voisinage d'une surface libre. Dans de tels cas les ancrages d'extrémité sont assurés par des coudes droits et des dispositions doivent être prises pour éviter les poussées au vide.

- Au moins 0.25 de la section des armatures supérieures de flexion disposées aux extrémités de l'élément doit être prolongée sur toute la longueur de celui-ci.

- Dans le cas où une poutre en T ou en L solidaire d'une dalle croise une autre poutre similaire sur un poteau, on peut disposer dans la dalle, de chaque côté de l'âme 1/8 de la section des armatures tendues, la largeur de la bande est égale à 2 fois l'épaisseur de la dalle pour les poteaux de rive et 4 fois l'épaisseur pour les poteaux intérieurs

Il faut éviter de recouvrir en zone critique, selon les règles PS92 :

- Toutes les longueurs de recouvrement ou d'ancrage sont à majorer de 30% pour la part située hors zones critiques et de 50% pour la part située dans la zone critique **Chaque fois que c'est possible, on évite de recouvrir en zone critique.**

4.2. Les armatures transversales :

Elles doivent résister à l'éclatement lors du gonflement du béton en compression et éviter le flambement des armatures verticales. L'ensemble des armatures longitudinales et transversales constitue un « maillage » qui contient le béton lors de sa désagrégation, maintient un certain niveau de portance et prévient l'effondrement.

Selon le RPS2011 :

- Dans les zones critiques, il est primordial d'assurer une continuité aux aciers et de disposer une armature de confinement constituée soit par des spirales continues, des cadres, étriers et épingles dont l'ancrage est assuré par des crochets à angle au centre au moins égal à 135° avec un retour rectiligne de 10 diamètres.

- Armatures transversales zones critiques :

$$\Phi_{min} = 6 \text{ mm}$$

Les premières armatures doivent être placées à **5 cm au plus de la face du poteau.**

Pour les structures de ductilité **ND1 et ND2**, l'espacement :

$$s = \text{Min} (8 \Phi_L; 24 \Phi_T; 0.25 h; 20 \text{ cm})$$

Φ_L : diamètre des barres longitudinales

Φ_T : diamètre des barres transversales

Pour les structures de ductilité **ND3**, l'espacement :

$$s = \text{Min} (6 \Phi_L; 0.25 h; 15 \text{ cm})$$

6. Poutres :

Ce sont les éléments non comprimés selon le RPS2011 ($N \leq 0.10 * B * f_{c28}$). Leur résistance et leur comportement dépend des dispositions d'armatures (longitudinales et transversales) surtout dans les zones critiques et aussi de la quantité de matériaux.

Selon le RPS2011 :

- Dimensions minimales des sections de coffrage :

$$\begin{aligned}b / h &\geq 1/4 \\b &\geq 20 \text{ cm} \\b &\leq b_c + h_c / 2\end{aligned}$$

avec : b_c : la dimension de la section du poteau perpendiculaire à l'axe de la poutre.

h_c : la dimension de la section du poteau parallèle à l'axe de la poutre

- Zones critiques :

Les extrémités non libres de la poutre sur une longueur l_c égale à 2 fois la hauteur h de la poutre.

Les zones nécessitant des armatures de compression.

7. Poteaux :

Ce sont les éléments fléchies et comprimées selon le RPS2011 ($N > 0.10 * B * f_{c28}$). Leur résistance et leur comportement dépend des dispositions d'armatures (longitudinales et transversales) surtout dans les zones critiques et aussi de la quantité de matériaux.

Selon le RPS2011 :

- Dimensions minimales des sections de coffrage :

$b_c \geq 25 \text{ cm}$ (ductilité ND1 et ND2)

$b_c \geq 30 \text{ cm}$ (ductilité ND3)

$H / b_c \leq 16$ avec : H : la hauteur de l'étage

- Zones critiques :

Les extrémités du poteau sur une longueur l_c telle que :

$l_c = \text{Max}(h_e / 6, h_c, 45 \text{ cm})$ avec : h_c : grande dimension du poteau
 h_e : hauteur nette du poteau

- Voile sur poteaux :

Les poteaux supportant un voile ou un mur de remplissage rigide doivent être confinés sur toute leur hauteur . Ils doivent être pourvus d'armatures transversales sous forme de spirales continues ou de cadres dont l'ancrage est assuré par des crochets de 10 cm.

- Espacement maximums :

Zone critique : $s = \text{Min}(8 \Phi_L ; 0.25 b_c ; 15 \text{ cm})$

Zone courante : $s = \text{Min}(12 \Phi_L ; 0.5 b_c ; 30 \text{ cm})$

Les pièces dites courtes ont des sections qui n'en font pas des murs, mais leur manque d'élanement les empêche de fléchir, elles sont donc sollicitées au cisaillement si ce sont des éléments principaux de la structure. En général, il faut éviter ces éléments dans la phase de la conception car leur petite hauteur attire l'effort et ils cèdent par cisaillement. Le RPS2011 ne fait pas de spécification sur les pièces courtes.

Selon les règles PS92 :

- Ces dispositions concernent les éléments principaux.

- **Sont considérées comme des pièces courtes celles dont la longueur nette est inférieure à 4 fois leur hauteur moyenne dans la direction étudiée.**

Cette définition inclut les consoles courtes, les poutres cloisons et les parois fléchies dans leur plan.

- Zones critiques

Les pièces courtes sont considérées comme critiques sur toute leur longueur.

- Armatures

Les armatures doivent satisfaire aux conditions définies pour les zones critiques des éléments linéaires fléchis ou comprimés suivant le cas.

8. Nœuds :

Le dimensionnement des ossatures en béton armé doit être fait de sorte que la formation des rotules plastiques soit en dehors des nœuds et des poteaux qui sont essentiels pour la survie de la structure (règle poteau fort-poutre faible). De plus, ces nœuds sont le siège de concentration de contraintes dues aux charges sismiques, il faut éviter toutes dispositions aggravant cette concentration (nœuds d'ossature désaxés).

Selon le RPS2011 :

- La distance entre les axes de la poutre et du poteau support ne doit pas dépasser 0.25 fois la largeur du poteau.

- La somme des valeurs absolues des moments ultimes des poteaux doit être supérieure à celle des moments des poutres aboutissant au nœud.

$$|M_{c1}| + |M_{c2}| \geq 1.15 (|M_{p1}| + |M_{p2}|)$$

M_{c1} et M_{c2} : moments ultimes des deux poteaux.

M_{p1} et M_{p2} : moments ultimes des deux poutres.

- Il est nécessaire d'assurer une continuité mécanique suffisante des aciers dans le nœud qui est une zone critique.

- Il est obligatoire de disposer des cadres et des étriers de confinement dans les nœuds

- Dans les structures à ductilité de niveau ND1 et ND2,

Taux d'acier des armatures horizontales \geq Taux armatures transversales au bout du poteau

- Dans les structures de ductilité plus importante ND3,

Taux armatures transversales dans le nœud = Taux armatures transversales dans le poteau

Si 4 poutres arrivent au nœud:

Taux armatures transversales dans le nœud = $\frac{1}{2}$ Taux armatures transversales dans le poteau

L'espacement : $s \leq 10 \Phi_L$ avec : Φ_L : diamètre de l'armature longitudinale du poteau

9. Les voiles :

Selon le RPS2011 :

- L'épaisseur minimale du voile : est fonction de la hauteur nette h_e de l'étage et des conditions de rigidité des extrémités.

$e_{\min} = \min (15 \text{ cm}, h_e/20)$ pour un voile non rigidifié à ses deux extrémités.

$e_{\min} = \min (15 \text{ cm}, h_e/22)$ pour un voile rigidifié à une extrémité.

$e_{\min} = \min (15 \text{ cm}, h_e/25)$ pour un voile rigidifié à ses deux extrémités.

Selon les règles PS92 : $e_{\min} = 15 \text{ cm}$

- Zones critiques :

Les zones critiques du voile dans la direction verticale sont les régions s'étendant de la base du mur sur une longueur l_c définie comme suit :

$$l_c = \max (H/6, L)$$

avec : H et L hauteur et largeur du bâtiment

Selon les règles PS92 : Sont considérées comme critiques les régions situées à la base des voiles habituellement sur une longueur l_c telle que :

$$l_c = \max (H, L)$$

avec : H : hauteur de l'étage et L largeur du bâtiment

ainsi que celles situées à chaque niveau de changement notable de la section de coffrage.

- Ferraillage minimal :

Armatures verticales et horizontales.

Le taux minimal = 0.20 % de la section horizontale du béton

Le taux maximal = 4 % de la section horizontale du béton

Le diamètre maximal : $\Phi_{\max} \leq 1/10 e$

L'espacement des barres verticales et horizontales est égal à :

$$s = \min (30\text{cm}, 1.5e) \text{ en zone courante}$$

$$s = \min (20\text{cm}, 1.5e) \text{ en zone critique}$$

e : est l'épaisseur du mur

Les deux nappes doivent être reliées, et les barres horizontales l'extérieur, menues de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

- Chainage et linteau :

Vertical : à chaque extrémité, chaque ouverture, chaque intersection de plancher à plancher avec recouvrements d'étage à étage.

Chainage vertical zone courante : **4T10, cadres de 6 espacés de 10 cm.**

Chainage vertical zone critique : **4T12, cadres de 6 espacés de 10 cm.**

Horizontal : continus à la périphérie de tous les planchers.

Les chaînages horizontaux : **Amin = 3 cm².**

Linteaux : 2T10 ancrés de 50 cm.

10. Les dalles :

Quel que soit le système porteur, il faut veiller à la rigidité effective des diaphragmes et à la qualité de leurs liaisons avec les palées pour contreventer efficacement le bâtiment. A part la section minimale de chaînage le RPS2011 ne donne aucune spécification sur les armatures des dalles.

Selon les règles PS92 :

Il doit exister un chaînage périphérique continu d'au moins **3 cm² de section** et un chaînage au croisement de chaque élément de contreventement avec le plancher, de **section minimale de 1,5 cm²** et respectant la règle de $0,28 L$ dans le cas de contreventement par voiles, et $0,5 L$, dans le cas de contreventement par portiques, L étant la largeur de plancher en m dont la charge se reporte sur la voile.

11. Les fondations :

Selon le RPS2011 :

Pour chacun des blocs constituant l'ouvrage, la fondation doit être homogène et rigide tels que radiers, semelles filantes croisées dans les deux sens et semelles isolées liées par des longrines dans les deux sens.

Les points d'appuis de chacun des blocs composant l'ouvrage doivent être solidarités par un réseau bidimensionnel de longrines ou tout autre système équivalent tendant à s'opposer à leur déplacement relatif dans le plan horizontal. Cette solidarisation n'est pas exigée si les semelles sont convenablement ancrées dans un sol rocheux non fracturé et non délité.

PARTIE IV : CALCUL BETON ARME

I. LA DESCENTE DE CHARGE :

La descente de charge définit le principe de transmission des charges dans chaque plan et à chaque élévation, du niveau le plus élevé du bâtiment aux fondations.

1. Hypothèses :

La répartition dans les structures dalles-poutres se fait dans les hypothèses suivantes :

- Charges uniformément réparties sur toute la surface de la dalle
- Appui simple : des dalles ou poutrelles sur les poutres et des poutres sur les poteaux
- Absence de continuité entre les travées successives des poutres, poutrelles et dalles
- Les charges sont majorées de 10% (nombre de travées ≥ 2) ou 15% (nombre de travées = 2) pour l'élément porteur voisin de l'appui de rive

2. Surface de charge :

Les charges surfaciques sur les planchers sont affectées aux éléments porteurs (poteau, poutres, voiles ...) en fonction des surfaces d'influences.

Poutre sur poteau :

Chaque poteau reprend la moitié de la charge de la poutre s'appuyant sur ce dernier.

Dalle pleine :

La répartition se fait comme dans la figure suivante :

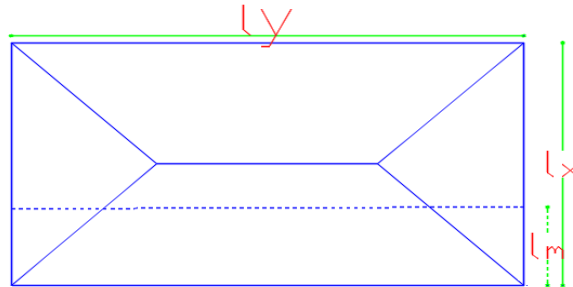


FIGURE 36 : TRANSMISSION DES CHARGES SUR DALLE PLEINE

Avec : l_m : largeur correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait la même charge

- qu'un diagramme trapézoïdal $l_m = \left(0.5 - \frac{\alpha^2}{6}\right) l_x$ où : $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$
- qu'un diagramme triangulaire $l_m = 0.33 l_x$

Dalle poutrelles entrevous :

La répartition se fait en rectangles sur les poutres principales seulement (poutres perpendiculaires aux poutrelles).

Les charges sont ensuite cumulées au fur et à mesure en séparant les charges permanentes des charges d'exploitation pour leur imputer les coefficients de combinaisons adéquats.

II. LES PLANCHERS :

1. Dalles pleines sur appuis continus :

1.1. Calcul des sollicitations :

1.1.1. Cas où $\alpha < 0.4$:

Pour les dalles dont le rapport de la petite portée sur la grande portée est inférieur à 0.4 (poutre dalle), le calcul est conduit comme une poutre de largeur unité, de hauteur h et de portée l_x suivant la méthode forfaitaire.

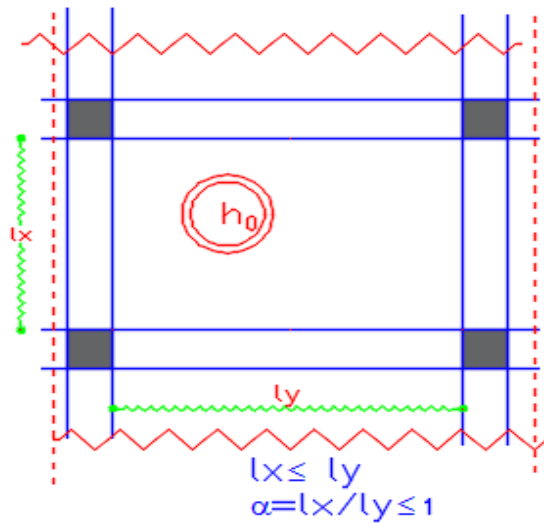


FIGURE 37 : DALLE PLEINE

1.1.2. Cas où $\alpha \geq 0.4$:

Calcul des moments :

Soit M_{0x} et M_{0y} les moments en travées suivant la petite direction et la grande direction respectivement calculée pour une dalle uniformément chargée articulée sur son contour, on pose :

$$M_{0x} = \mu_x p l_x^2 \quad \text{et} \quad M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

Où : p est la charge à l'ELU ou à l'ELS selon l'état limite considéré

μ_x et μ_y : sont des coefficients qui dépendent du rapport $\alpha = l_x/l_y$ et de l'état limite considérée (en ELU $v = 0$ et en ELS $v = 0.2$) donnés par la formule approchée (exposés à l'annexe E.3 des Règles BAEL 91) :

Calculs	μ_x	μ_y^*
Sollicitations à l'ELU et à l'ELS	$\frac{1}{8(1 + 2.4\alpha^3)}$	$\alpha^3(1.9 - 0.9\alpha)$
Déformations à l'ELS	$\frac{1}{8(1 + 2\alpha^3)}$	$\alpha^2(1 + \frac{3}{2}(1 - \alpha^2))$

TABLEAU 54 : COEFFICIENTS DE CALCUL DES MOMENTS D'UNE PORTANTE SUIVANT DEUX DIRECTIONS

*la valeur du coefficient μ_y doit être supérieure à 0.25.

- Les moments en travée doivent respecter :

$$M_{tx} + \frac{M_{wx} + M_{ex}}{2} > 1.25 M_{0x} \quad \text{et} \quad M_{ty} + \frac{M_{wy} + M_{ey}}{2} > 1.25 M_{0y}$$

- les moments en travée peuvent être réduits de 25% au maximum par rapport aux moments de la dalle articulée
- les moments d'encastrement sur les grands cotés sont évalués à au moins 40 ou 50% du moment de la dalle articulée M_{0x} :
 - 0.6 M_{0x} : 2 travées
 - 0.5 M_{0x} : appuis voisins des appuis de rive
 - 0.4 M_{0x} : appuis intermédiaires
 - 0.15 M_{0x} : appuis d'extrémité

Calcul de l'effort tranchant :

- Charges réparties (par unité d'air) p_u :
 - au milieu du grand côté : $V_{rx} = p_u l_x l_y / (2l_y + l_x)$
 - au milieu du petit côté : $V_{ry} = p_u l_x / 3$

1.2. Dimensionnement et ferrailage :

Pré-dimensionnement rapide :

Pour une dalle portante suivant une direction :

- $h \geq \frac{l_x}{20}$: dalle isostatique
- $h \geq \frac{l_x}{25}$: dalle continue

Pour une dalle portante suivant deux directions :

- $h \geq \frac{l_x}{30}$: dalle isostatique
- $h \geq \frac{l_x}{40}$: dalle continue

Dimensionnement en fonction des sollicitations :

- Pour une dalle portante suivant une direction :

Soit q la charge autre que le poids propre de la dalle, on pose $\alpha = h/L$, on calcule α par itération par la formule suivante : $\alpha = k \sqrt[3]{25\alpha L + q}$

Avec : $k = 0.018$ pour une travée simplement appuyée aux deux extrémités

$k = 0.016$ pour une travée encastrée à une extrémité (travée de rive)

$k = 0.013$ pour une travée encastrée à ses deux extrémités (travée centrale)

q : charge d'exploitation en kN/m^3

L : portée de la dalle entre axes (petite portée)

H : épaisseur de la dalle

- Pour une dalle portante suivant deux directions :

On multiplie la valeur trouvée ci-dessus (pour $k = 0.018$) par : $(1 - (2/3) (L_x / L_y)^2)^{1/3}$ avec $L_x < L_y$

L_x : portée de la dalle entre axes suivant x

L_y : portée de la dalle entre axes suivant y

On multiplie encore la valeur trouvée par 0.7 pour une dalle encastrée sur quatre appuis et par 0.9 pour dalle appuyée sur deux côtés adjacents et encastrée sur les deux autres.

Armature longitudinale :

- Les armatures longitudinales sont calculées avec les moments précédemment calculés pour un mètre de largeur.
- Diamètre des barres : $\Phi \leq \frac{h}{10}$; $\Phi \geq 6\text{mm}$ (sens l_x : FP) ; $\Phi \geq 8\text{mm}$ (sens l_x : FTP)
- Section minimale : $A_{ymin} (\text{cm}^2/\text{m}) = 0.0006 h$; $A_{xmin} (\text{cm}^2/\text{m}) = \frac{3-\alpha}{2} A_{ymin} (\text{cm}^2/\text{m})$
- Espacement maximal des armatures d'une même nappe :

Direction	Charges réparties	Charges concentrées
La plus sollicitée (sens x)	min (3 h, 33 cm)	min (2 h, 22 cm)
La moins sollicitée (sens y)	min (4 h, 45 cm)	min (3 h, 33 cm)

TABLEAU 55 : ESPACEMENT MAXIMAL DES ARMATURES D'UNE DALLE PLEINE

Fissuration préjudiciable (si $h \leq 40$ cm)	min (2 h, 25 cm)
Fissuration très préjudiciable (si $h \leq 40$ cm)	min (1.5 h, 25 cm)

TABLEAU 56 : ESPACEMENT MAXIMAL DES ARMATURES D'UNE DALLE PLEINE EN CAS DE FP ET FTP

- Les aciers de la nappe inférieure sont prolongés jusqu'aux appuis et ancrés au-delà du contour théorique de la dalle, sur $l_s/3$ (l_s : longueur de scellement) pour les barres indépendantes et sur au moins une soudure pour les TS.
- En cas d'épaisseur inférieure ou égale à 7 cm et en l'absence de charges localisées importantes, il est possible de ne prévoir qu'une nappe d'armatures.
- La longueur des chapeaux :
 - Max (l_s , $0.20l_x$) si il y a continuité,
 - Max (l_s , $0.15l_x$) si l'encastrement est partiel,

- Max (l_s , $0.10l_x$) si l'encastrement est faible

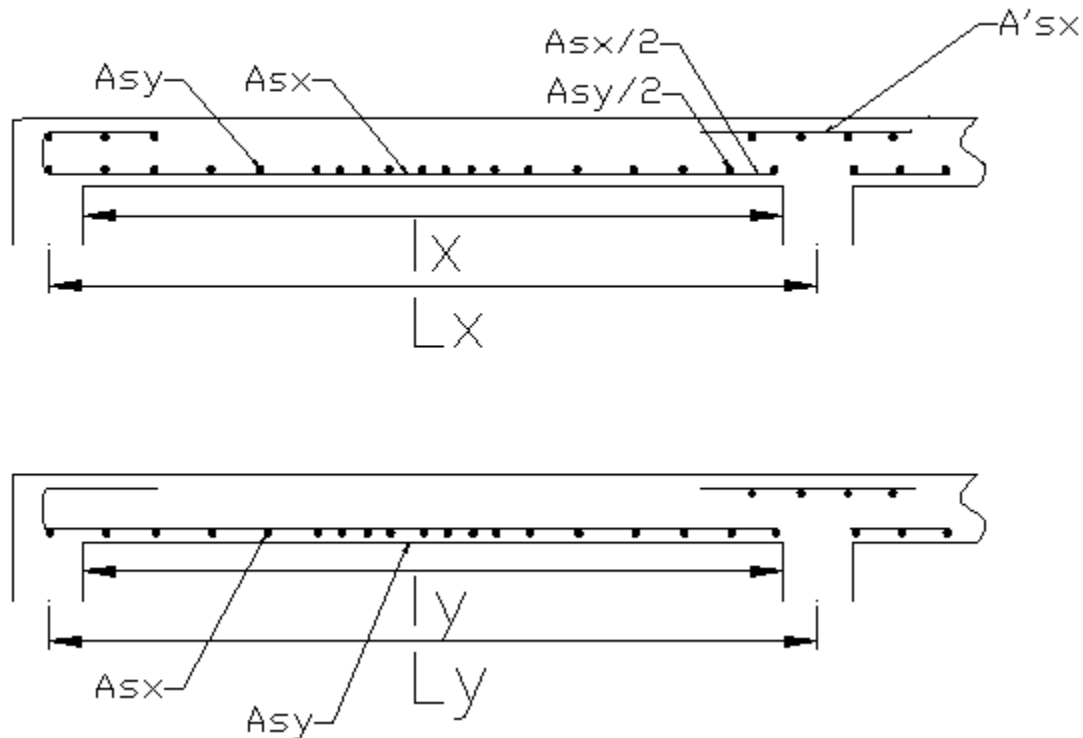


FIGURE 38 : FERRAILLAGE D'UNE DALLE PLEINE

Armature effort tranchant :

Aucune armature transversale n'est requise si :

- la dalle est coulée sans reprise de bétonnage
- la contrainte de cisaillement conventionnelle : $\tau_u = \frac{V_u}{d} \leq 0.07 f_{cj} / \gamma_b$

Si non, on augmente l'épaisseur de la dalle. Si cette solution n'est pas envisageable, placer des armatures transversales (très difficile à mettre en œuvre) de façon à limiter la contrainte de cisaillement à :

- $\min (0.2f_{cj} / \gamma_b, 5MPa)$ k pour la FPP
- $\min (0.15f_{cj} / \gamma_b, 4MPa)$ k pour la FP ou la FTP
- $\min (0.27f_{cj} / \gamma_b, 7MPa)$ k pour des armatures inclinées de 45°

où : $k = \min (10h/3, 1)$ (h en m).

1.3. Poinçonnement :

En cas de charge concentrée, on peut ne pas disposer d'armatures transversales de poinçonnement si :

$$Q_u \leq 0.045 u_c \cdot h \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

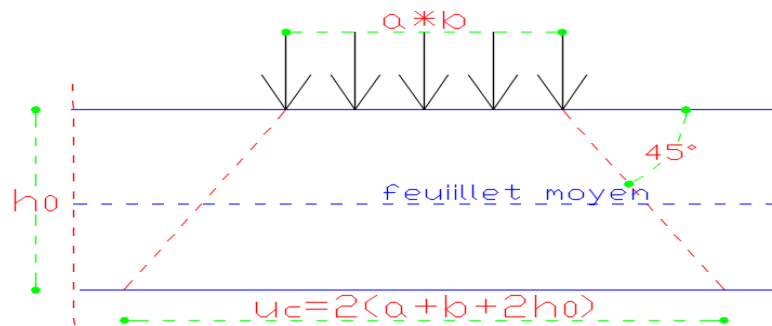


FIGURE 39 : VERIFICATION AU POINÇONNEMENT

1.4. Ouvertures et trémies :

- Les dimensions de l'ouverture doivent vérifier : $b \leq \frac{l_x}{6}$ avec $b > a$ et $l_x < l_y$
- On dispose de part et d'autre des ouvertures, dans les deux directions, une section d'acier équivalente à celle coupée. La longueur des barres de renfort est $a + b + 2l_s$, où a et b sont les dimensions de la trémie comme montré dans la figure suivante :

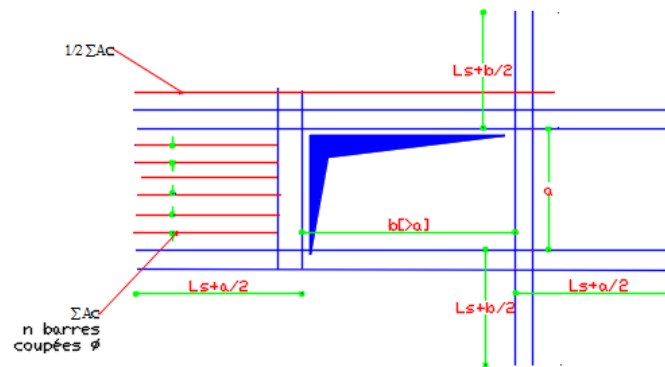


FIGURE 40 : FERRAILAGE D'UNE OUVERTURE DANS UNE DALLE PLEINE

Le diamètre de la barre de renfort doit vérifier :

- $\phi' = \phi / \sqrt{2}$: pour une seule barre coupée
- $\phi' = \phi \sqrt{n/2}$: pour n barres coupées

1.5. Logiciel de calcul :

Ci-dessus l'interface du logiciel CAPRO, logiciel de dimensionnement et ferrailage des éléments en béton armé : dalle pleine, dalle poutrelle entrevous, semelle isolée et filante, poutre rectangulaire et en T, poteau et voile.



FIGURE 41 : INTERFACE DU LOGICIEL CAPRO

L'interface d'entrée de données pour le calcul des dalles pleine est la suivante :

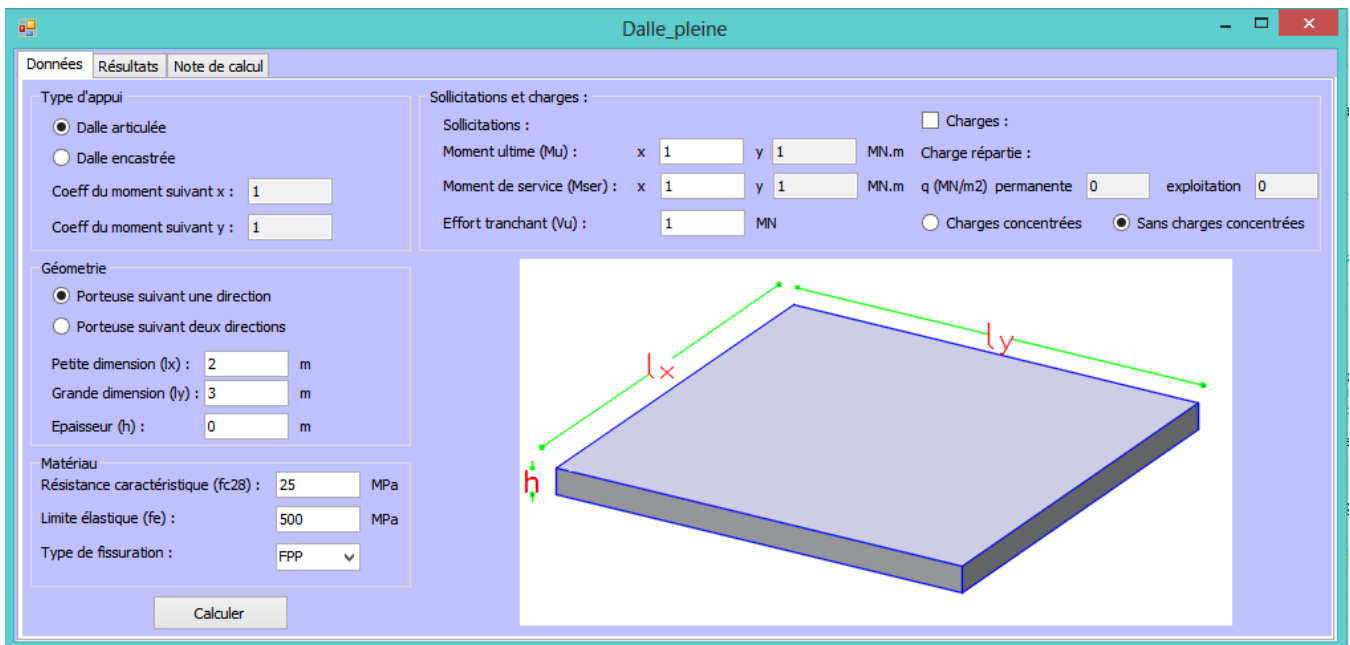


FIGURE 42 : INTERFACE DES DONNEES DALLE PLEINE

L'interface des résultats de calcul est la suivante :

The screenshot shows the 'Dalle_pleine' software interface. The 'Résultats' tab is selected. The 'Ferrailage longitudinal' section contains the following data: Moment ultime calculé (x, y), Moment de service calculé (x, y), Section d'armatures X (Ax) = 0 cm²/ml, Section d'armatures Y (Ay) = 0 cm²/ml, Espacement max suivant X (ex) = cm, Espacement max suivant Y (ey) = cm, and Ferrailage adopté: ST 25. The 'Ferrailage transversal' section shows: Effort tranchant calculé, Contrainte de cisaillement (selected: Sans reprise de bétonnage), and Contrainte de cisaillement limite. The 'Epaisseur' section shows: hmin, h (flèche), Mt/Mx, and A (flèche).

FIGURE 43 : INTERFACE DES RESULTATS DALLE PLEINE

2. Plancher-dalle et plancher champignon :

Un plancher-dalle est un plancher à sous face horizontale, sans aucune retombée pour les poutres et s'appuyant directement sur les poteaux avec éventuellement un épanouissement de ces derniers en forme de chapiteaux (planchers champignons). Pour accroître sa résistance à la flexion et à l'effort tranchant, on peut disposer d'une retombée locale au droit du poteau.

2.1. Calcul des sollicitations :

2.1.1. Principe de calcul :

La méthode de calcul (donnée en Annexes E4 du BAEL91 mod99) consiste à considérer un fonctionnement en portiques, dans les deux directions indépendamment l'une de l'autre et pour chaque file de poteaux. Les dalles entre mi-distance des axes de poteaux représentent les traverses du portique et les poteaux représentent les membrures verticales du portique.

2.1.2. Conditions d'application :

- Des éléments porteurs filants peuvent exister en rive seulement,
- La dalle est d'épaisseur constante,
- Tous les poteaux intérieurs sont identiques,
- Section (poteaux de rive) $\geq \frac{1}{2}$ Section (poteaux intérieurs),
- Section (poteaux d'angle) $\geq \frac{1}{4}$ Section (poteaux intérieurs),
- Le rapport des portées dans deux directions perpendiculaires doit être compris entre 0,5 et 2,
- Le rapport des deux côtés a et b des poteaux, doit être compris entre 0,5 et 2.
- Le côté du poteau doit être inférieur à $\frac{1}{5}$ de la plus petite portée voisine
- Le contreventement est assuré par une structure rigide.
- La surcharge Q est inférieure aux $\frac{2}{3}$ de G
- Le nombre de travées est au moins égal à 2 dans les deux directions

- Les charges localisées éventuelles ne dépassent pas le 1/10^{ème} de la charge totale du panneau

Dans le cas d'un poteau circulaire : $a = b = \sqrt{\pi d^2/4}$ où : d est le rayon du poteau

2.1.3. Calcul des moments de flexion :

On considère chaque file de panneaux limitée par deux axes de poteaux comme une poutre continue sur appuis simples.

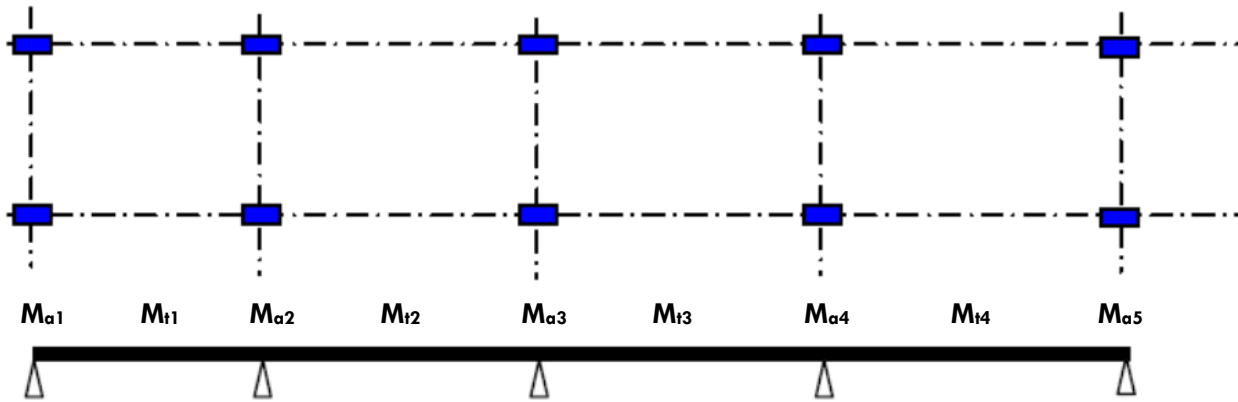


FIGURE 44 : MODELE DE CALCUL DU PLANCHER DALLE

- Les calculs sont conduits de façon identiques suivant chacune des deux directions.
- Les moments de flexion (de la poutre continue constituée par une bande) peuvent être déterminés par la méthode forfaitaire, de Caquot ou des trois moments, sous réserve de prendre en compte la portée entre axes des poteaux.
- Le moment sur appui intermédiaire (dans le cas de la méthode forfaitaire) doit être au moins égal à **50%** du moment isostatique de la travée voisine la plus sollicitée :

$$M_{\alpha 2} \geq 0.5 \text{ Max } (M_{r1}, M_{r2}) ; M_{\alpha 3} \geq 0.5 \text{ Max } (M_{r2}, M_{r3}) ; M_{\alpha 4} \geq 0.5 \text{ Max } (M_{r3}, M_{r4})$$

- Les poteaux de rive devront être capables de reprendre :
 - 0,2 Mo, si la largeur du poteau dans la direction étudiée (direction de la poutre continue) est inférieure à deux fois l'épaisseur de la dalle,
 - 0,4 Mo dans le cas contraire
- Mo représente le moment isostatique de la travée considérée dans le sens étudié :

$$M_0 = \frac{p \cdot L_y \cdot L_x^2}{8} \text{ dans la direction Ox et } M_0 = \frac{p \cdot L_x \cdot L_y^2}{8} \text{ dans la direction Oy.}$$

2.1.4. Répartition des moments de flexion :

Lorsque l'on a déterminé les moments sur appuis et en travée par la méthode précédente, on divise les panneaux en bandes et on répartie les moments, sur appuis et en travée déterminés par la méthode précédente, par zone.

Un panneau considéré est divisé en une bande centrale et deux demi-bandes sur appuis ou demi-bandes latérales dont la largeur vaut :

- Sur appui : $l'_{ya} = 1.5 \left(\frac{b}{2} + h \right)$

- En travée : $l'_{yt} = 1.5 \left(\frac{b}{2} + h \right) + \frac{l_x}{10}$

Avec : b : dimension du poteau suivant Oy et h : épaisseur de la dalle

$$l'_{ya} \text{ et } l'_{yt} \leq \frac{l_y}{4} \text{ si } l_x < 2l_y \text{ et } l'_{ya} \text{ et } l'_{yt} \leq 0.30 l_y \text{ si } l_x > 2l_y$$

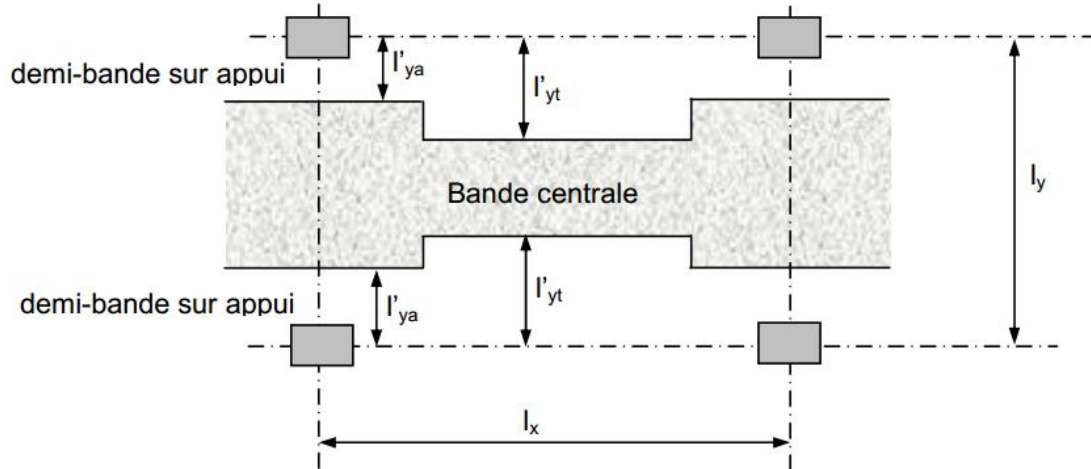


FIGURE 45 : DIMENSION DE LA DEMI-BANDE SUR APPUI ET DE LA DEMI-BANDE CENTRALE

La répartition des moments se fait suivant le schéma ci-dessous, une rive supportée est un mur ou une poutre de hauteur égale au moins à 2 fois l'épaisseur de la dalle.

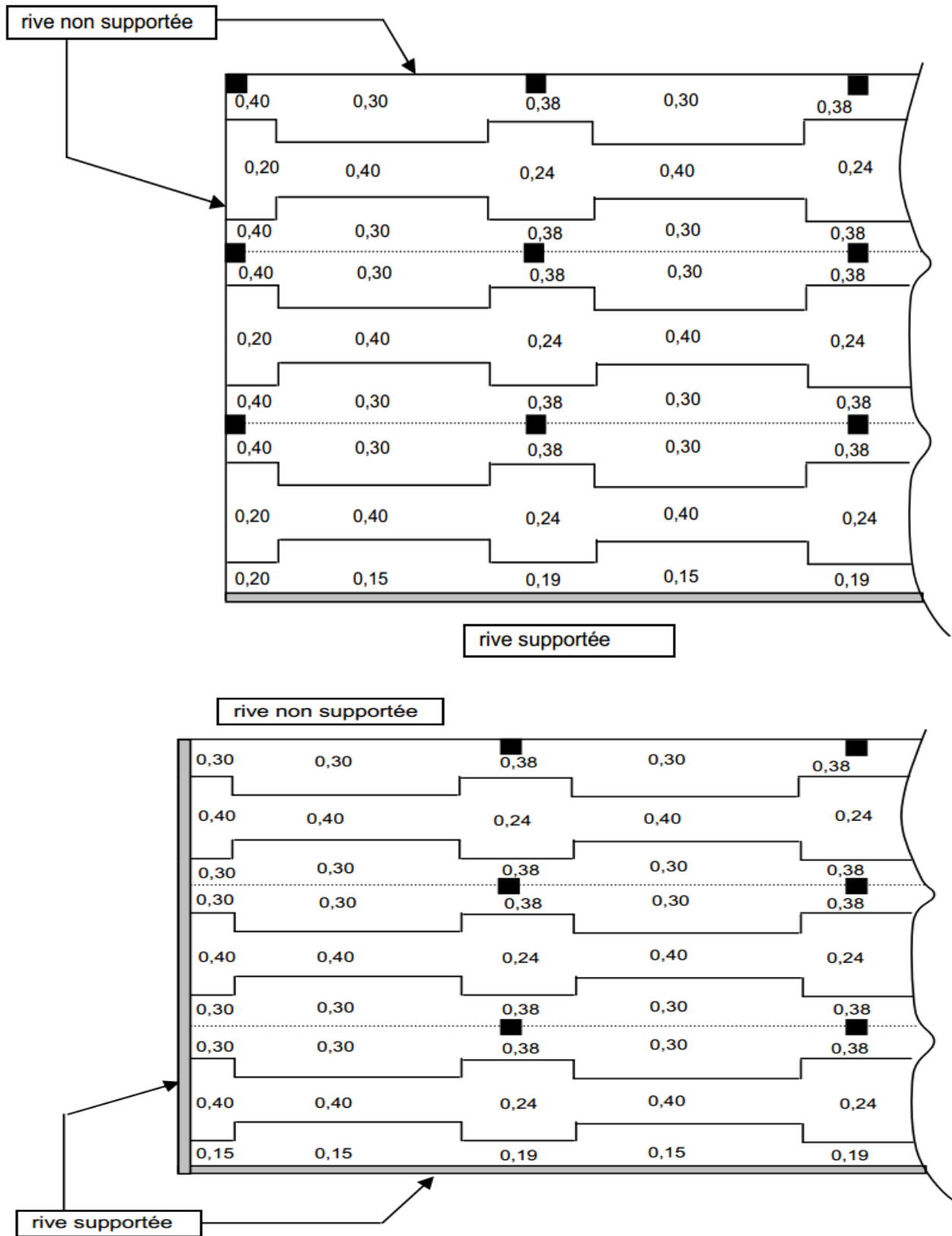


FIGURE 46 : REPARTITION DES MOMENTS SUR LE PLANCHER DALLE SANS PORTE-A-FAUX

En cas de porte-à-faux la répartition se fait comme suit :

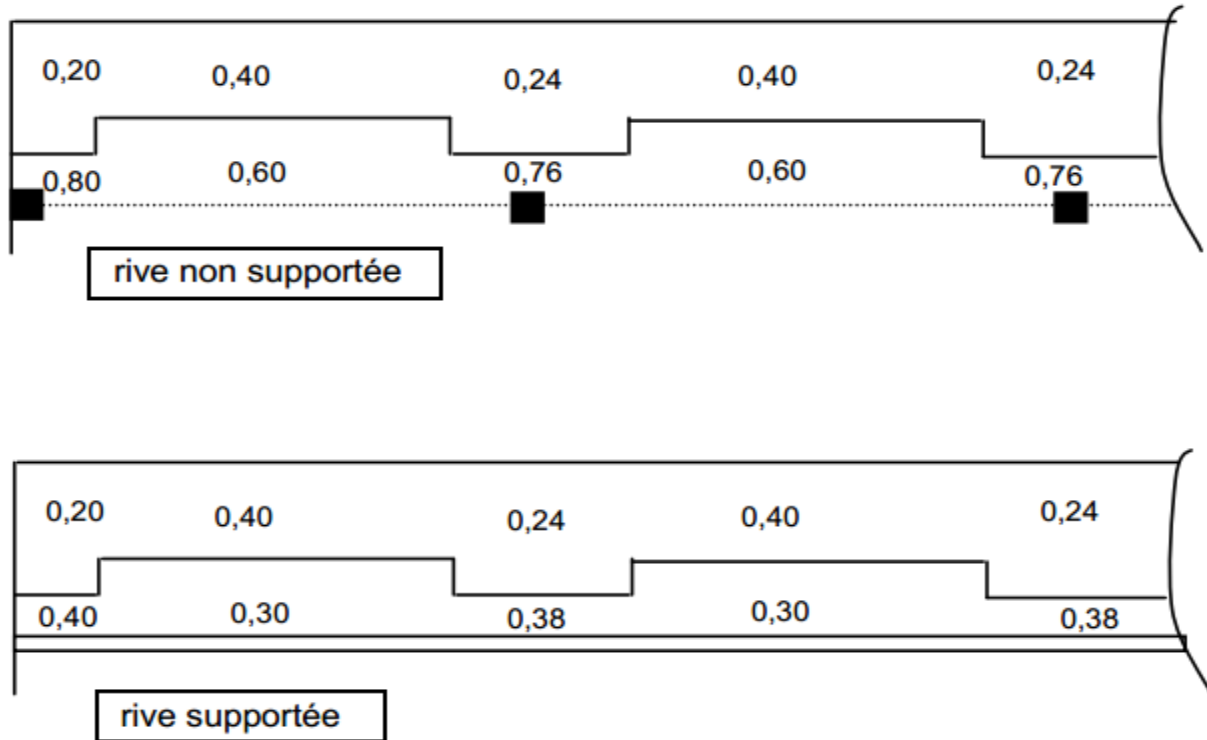


FIGURE 47 : REPARTITION DES MOMENTS SUR LE PLANCHER DALLE EN CAS DE PORTE-A-FAUX

2.1.5. Effort tranchant :

L'effort tranchant à prendre en compte pour la justification est :

$$V_u = p \frac{l_x - a}{8} (l_{y1} + l_{y2} + 2b)$$

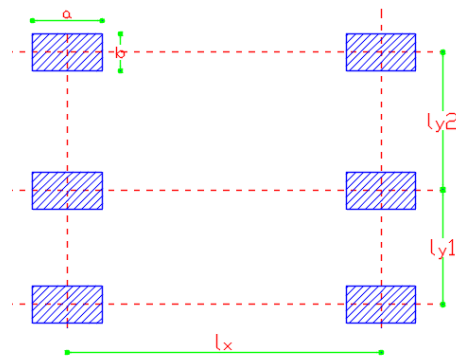


FIGURE 48 : NOTATIONS EFFORT TRANCHANT DANS LE PLANCHER DALLE

On applique une majoration si l'appui est voisin de rive. Cette majoration est de :

- 1,15 si la poutre comporte deux travées.
- 1,10 si la poutre comporte trois travées ou plus.

La contrainte tangente est calculée par : $\tau_u = \frac{V_u}{(b+h)*d}$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si $\tau_u \leq 0.05f_{c28}/\gamma_b$, sinon augmenter l'épaisseur de la dalle ou placer des armatures transversales de façon à limiter la contrainte de cisaillement à :

- $\min (0.2f_{cj}/\gamma_b, 5MPa) k$ pour la FPP
- $\min (0.15f_{cj}/\gamma_b, 4MPa) k$ pour la FP ou la FTP

où : $k = \min (10h/3, 1)$ (h en m).

2.2. Poinçonnement :

La réaction P_u du poteau doit vérifier la condition :

$$P_u(MN) \leq 0.045 \cdot u_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}(MPa)}{\gamma_b}$$

Avec : u_c : périmètre critique (périmètre du poteau dans le cas du plancher dalle) en m

h : épaisseur de la dalle en m

Lorsque cette vérification n'est pas satisfaite, on augmente l'épaisseur de la dalle ou on met en place un plancher champignon (augmente le périmètre critique).

2.3. Etat limite de déformation :

Il n'est pas nécessaire de justifier l'état limite de déformation lorsque :

- Pour une plancher supportant des revêtements ou cloisons fragiles $l < 22 \cdot h$
- Pour les autres cloisons : $l < 30 \cdot h$

2.4. Dimensionnement et ferrailage :

2.4.1. Prédimensionnement :

Le Prédimensionnement se fait en respectant l'état limite de déformation (cf. 2.3. Etat limite de déformation)

2.4.2. Armatures longitudinales :

- la détermination de la section de ces armatures et la vérification de la résistance du béton sont faites par les méthodes générales du BAEL.
- Armatures minimales demi-bandes sur appuis :

$$\frac{A_x}{l'_y \cdot h} \geq \frac{0.4}{f_e} ; \frac{A_y}{l'_x \cdot h} \geq \frac{0.4}{f_e}$$

Avec : A_x correspond à l'armature de la demi-bande de largeur l'_y (parallèle à L_x). On prendra l'_{ya} ou l'_{yt} suivant que l'on se situe sur appui ou en travée.

A_y correspond à l'armature de la demi-bande de largeur l'_x (parallèle à L_y). On prendra l'_{xa} ou l'_{xt} suivant que l'on se situe sur appui ou en travée.

- Armatures minimales demi-bandes centrales :

$$\frac{A_{inf}}{A_{sup}} \geq \frac{1}{4} \text{ (si charges réparties uniquement)}$$

$$\frac{A_{inf}}{A_{sup}} \geq \frac{1}{3} \text{ (si charges concentrées)}$$

$$\text{Avec : } A_{sup} = \max\left(\frac{A_x}{l_y - 2l'_{yt}} ; \frac{A_y}{l_x - 2l'_{xt}}\right) \text{ et } A_{inf} = \min\left(\frac{A_x}{l_y - 2l'_{yt}} ; \frac{A_y}{l_x - 2l'_{xt}}\right)$$

A_x : armatures dans la demi-bande centrale parallèle à L_x .

A_y : armatures dans la demi-bande centrale parallèle à L_y .

- Dispositions des armatures :

- Les armatures inférieures sont constituées :

- au centre des panneaux, par un quadrillage d'armatures orthogonales.
- dans les bandes sur appuis dans les deux sens, par des armatures dont la moitié peut ne pas être prolongée jusqu'aux appuis, mais dans ce cas, ce sont toujours les plus gros diamètres qui doivent être prolongés (s'il y a des diamètres différents).

- Les armatures supérieures sont constituées :

- au voisinage des appuis, par des armatures formant chapeaux des bandes sur appuis dans les deux sens.
- dans la zone centrale des bandes sur appuis, par des armatures formant chapeaux disposées perpendiculairement aux axes de ces bandes.

- Les aciers de chapeaux doivent se croiser sur appuis avec une longueur au moins égale à la longueur de recouvrement.

- La répartition des armatures doit être uniforme dans chaque bande.

- Contrairement au cas des panneaux de dalle reposant sur quatre appuis continus (murs ou poutres), les armatures de plus forte section doivent être dans le sens de la plus grande portée et en premier lit.

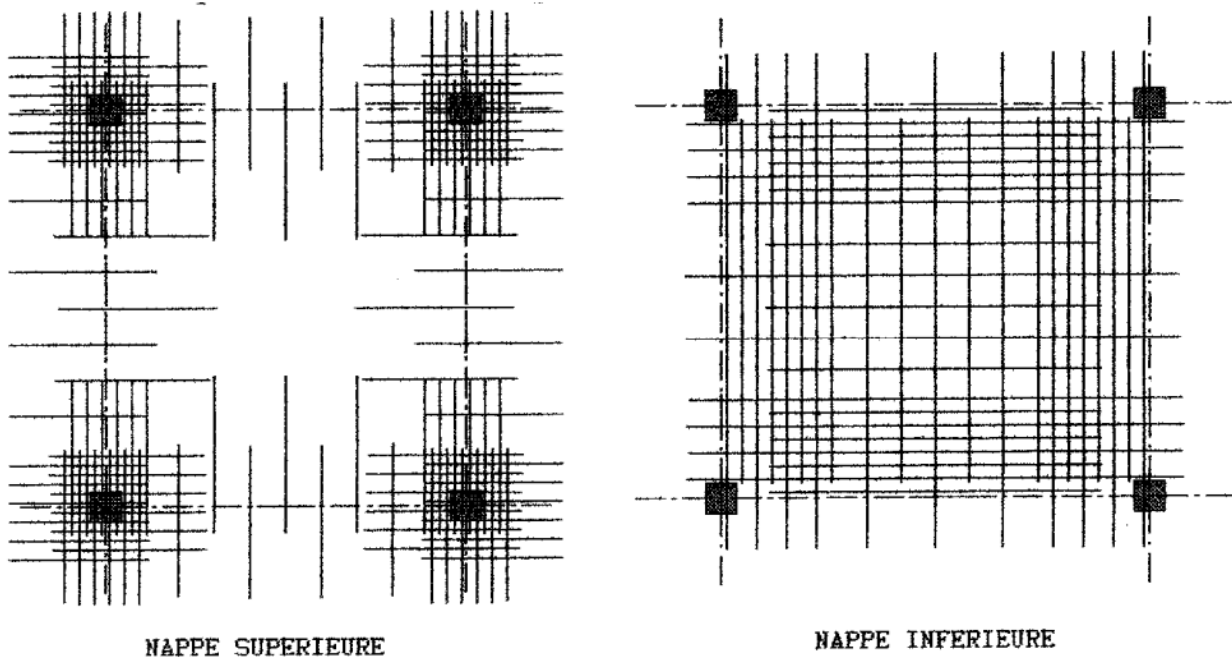


FIGURE 49 : DISPOSITIONS DES NAPPES SUPERIEURES ET INFERIEURES DES ARMATURES D'UN PLANCHER DALLE

3. Plancher poutrelles et entrevous :

3.1. Calcul des sollicitations :

La section d'acier des poutrelles en béton armé est calculée comme une poutre isostatique supportant les charges permanentes et d'exploitation sur une largeur de chargement égale à l'entraxe des poutrelles.

Pour tenir compte de la continuité, on peut prendre le moment en travée égal au moment isostatique multiplié par un coefficient selon que :

- Si on a une continuité de part et d'autre : $M_t = 0.75 M_0$
- Si on a une continuité d'un seul côté : $M_t = 0.85 M_0$

Les justifications d'effort tranchant dans la poutrelle sont à effectuer tenant compte uniquement des dimensions de la section de la poutrelle.

3.2. Dispositions constructives :

C'est un plancher constitué de :

- poutrelles préfabriquées en béton armé ou en béton précontraint, disposées parallèlement et espacées de 0.50 m à 0.70 m
- entrevous de forme adaptée aux poutrelles (corps creux) en béton, en terre cuite ou en polystyrène
- Le hourdis (ou dalle de compression) doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm en cas d'entrevous de coffrage résistant (béton ou terre cuite) sinon une épaisseur minimale de 5 cm. Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 barres /ml) pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
- 33 cm (3 barres /ml) pour les armatures parallèles aux nervures.

Les sections des armatures doivent normalement satisfaire aux conditions définies ci-après :

- Si $l \leq 50 \text{ cm}$ alors $A(\perp \text{ aux nervures en } \text{cm}^2/\text{ml}) \geq 200/f_e(\text{MPa})$
 - Si $50 \text{ cm} \leq l \leq 80 \text{ cm}$ alors $A(\perp \text{ aux nervures en } \text{cm}^2/\text{ml}) \geq 4l(\text{cm})/f_e(\text{MPa})$
- Avec l est l'entraxe des nervures

En général, on prend des $\emptyset 5 \times \emptyset 3.5$ avec un espacement de 20 cm dans les deux directions.

Les chapeaux sont disposés sur une longueur de :

- $\text{Max}(L/4 ; L_s)$: pour les chapeaux de rive avec L longueur de la travée adjacente de l'appui
- $\text{Max}(\frac{L_1}{5} ; \frac{L_2}{5} ; L_s)$: pour appui intermédiaire avec L_1 et L_2 les longueurs des travées adjacentes de l'appui

Des armatures supérieures doivent être disposées sur appuis pour équilibrer un moment égal à 0,15 M_0 .

3.3. Flèche :

Pour calculer les flèches des poutrelles de planchers à entrevous, on peut utiliser les méthodes indiquées pour les poutres.

Lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de donner une justification de la déformabilité si :

- $h/L \geq 1/22.5$
- $h/L \geq M_t/15M_0$
- $A/b_0d \leq 3.6/f_e$

Où : M_t est le moment fléchissant en travée

M_0 est le moment isostatique

b_0 est la largeur des nervures

h est la hauteur totale (épaisseur de dalle comprise)

L est la portée entre nus

A acier longitudinal

d est la hauteur utile.

3.4. Réserve :

- Si les dimensions de la trémie sont inférieures à l'entraxe des poutrelles, il faut disposer des armatures de part et d'autre de la trémie :

- Parallèles aux poutrelles : $\text{section} = A_s(\text{cm}^2) \geq 0.5 b(m)$ et $\text{longueur} = l = 100 \emptyset + a + b$
- Perpendiculaires aux poutrelles : $\text{section} = A_s(\text{cm}^2) \geq 1.0 a$ et $\text{longueur} = l = 100 \emptyset + a + b$

Avec : a : dimension de la trémie parallèle aux poutrelles
b : dimension de la trémie perpendiculaire aux poutrelles

- Sinon, il faut prévoir une poutre chevêtre pour porter la poutrelle coupée et doubler les poutrelles de part et d'autre de la trémie.

3.5. Logiciel de calcul :

Ci-dessus l'interface des données du plancher poutrelles entrevous dans le logiciel CAPRO :

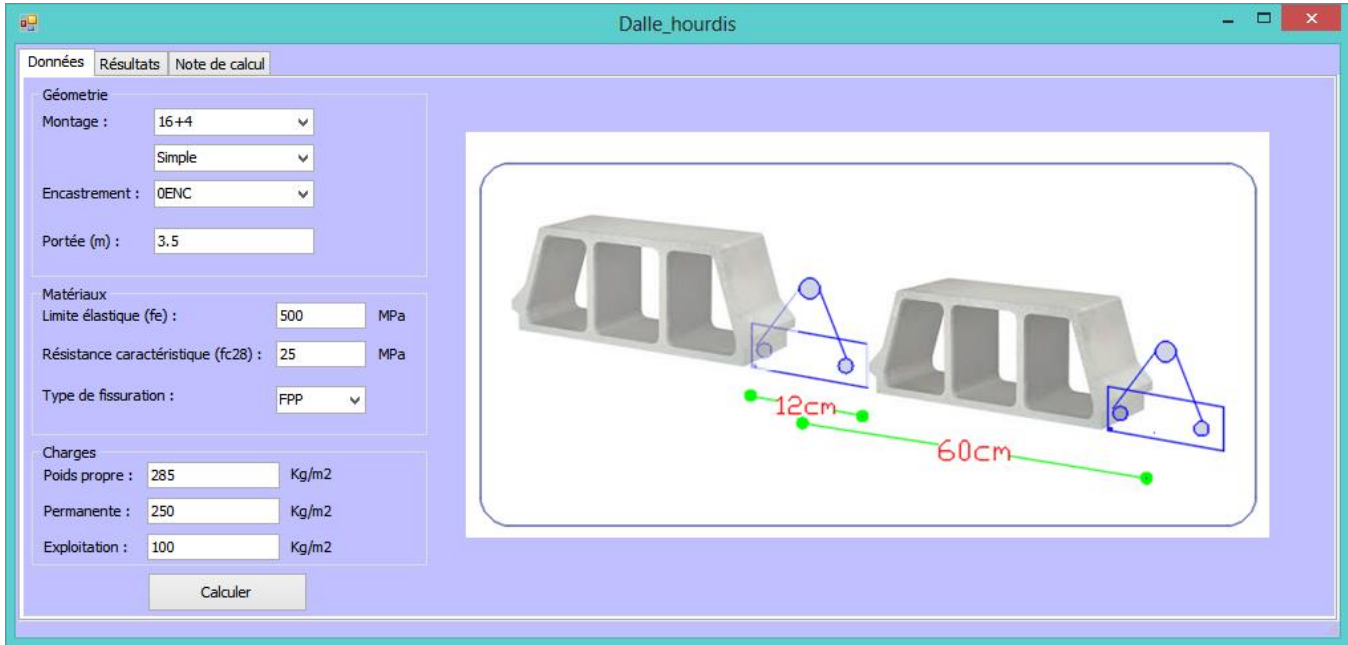


FIGURE 50 : INTERFACE DES DONNEES DALLE POUTRELLE ENTREVOUS

Ci-dessus l'interface des données du plancher poutrelles entrevous dans le logiciel CAPRO :



FIGURE 51 : INTERFACE DES RESULTATS DALLE POUTRELLES ENTREVOUS

4. Plancher nervuré :

4.1. Description :

Plancher constitué par une dalle générale d'épaisseur relativement faible (4 à 10 cm) et des poutrelles d'entraxe variant de 0.40 m à 4 m et une retombée H au maximum égal à 90 cm.

4.2. Calcul des sollicitations :

La table de compression est calculée en flexion comme une poutre-dalle continue s'appuyant sur les nervures. Les moments sur appuis et en travée sont déterminés par la méthode forfaitaire ou de Caquot.

Les nervures se calculent comme des poutres en T continues, La largeur de table à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement, est limitée à la plus faible des valeurs indiquées ci-après :

- la moitié de la distance entre les faces voisines de 2 nervures consécutives
- le dixième de la portée de la travée
- les deux tiers de la distance de la section considérée à l'axe de l'appui extrême le plus rapproché

Les moments sur appuis et en travée sont aussi déterminés par la méthode forfaitaire ou de Caquot.

4.3. Dimensionnement et ferrailage :

On doit respecter les mêmes dispositions constructives et de ferrailage des dalles sur appuis continues pour la table de compression et les mêmes dispositions constructives et de ferrailage des poutres pour les nervures.

III. LES POUTRES :

1. La méthode forfaitaire :

On utilise le plus souvent la « **méthode forfaitaire** » pour calculer rapidement des moments sur des poutres ou des dalles portantes suivant une seule direction.

1.1. Domaine d'application :

- Applicable pour :
- des charges telle que $Q \leq 2G$ et $Q \leq 5 \text{ kN/m}^2$,
 - des charges concentrées $\leq \max(2 \text{ kN}, \frac{1}{4} Q_{\text{totale}})$
 - une inertie constante sur les différentes travées,
 - des portées successives ayant un rapport compris entre 0,8 et 1,25,
 - une fissuration peu préjudiciable

1.2. Calcul des moments :

Soit : M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la " travée de comparaison " c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux même charges.

$$M_0 = \frac{Pl^2}{8}$$

M_w et M_e : respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.

M_t : le moment maximal constaté en travée qui est pris en compte dans le calcul de la travée considérée.

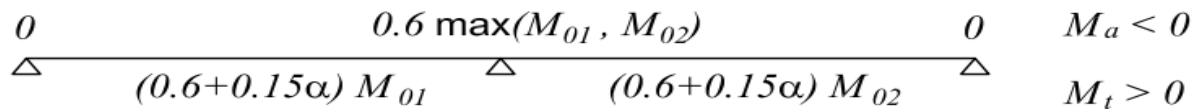
Les valeurs de M_t , M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

- Les moments en travée doivent vérifier :
 - $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max(1 + 0.3\alpha; 1.05) M_0$

Avec : $\alpha = \frac{q}{g+q}$ est le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

 - $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$ pour une travée intermédiaire
 - $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$ pour une travée de rive
- La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire n'est pas inférieure à :
 - $0.6 M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées
 - $0.5 M_0$ dans le cas des appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées
 - $0.4 M_0$ dans le cas des autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées
- Sur un appui de rive, les aciers en chapeaux sont dimensionnés pour équilibrer un moment de $0.15 M_0$

Deux travées



Plus de deux travées

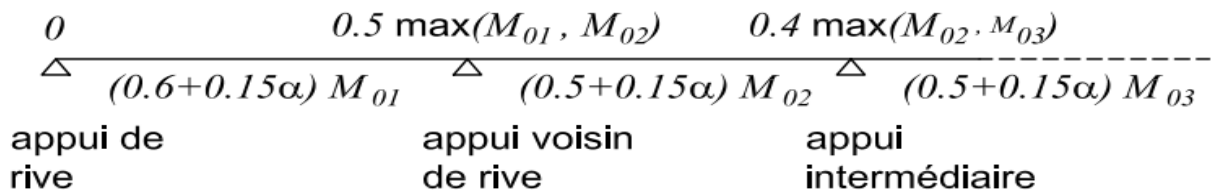
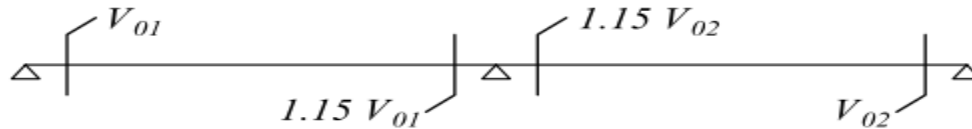


FIGURE 52 : DISTRIBUTION DES MOMENTS DANS LA METHODE FORFAITAIRE

1.3. Effort tranchant :

L'effort tranchant est calculé en faisant abstraction de la continuité sauf pour les appuis voisins des appuis de rive. La figure suivante donne les valeurs absolues de l'effort tranchant :

Deux travées



Plus de deux travées

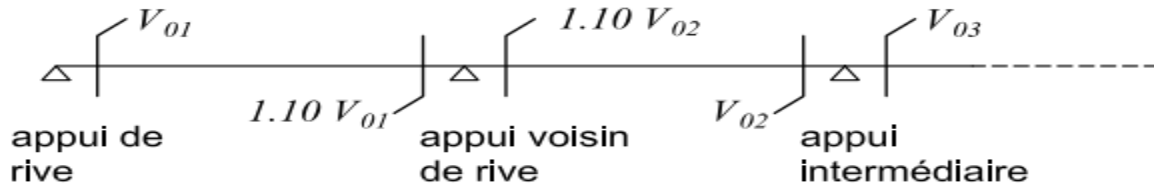


Figure 53 : Effort tranchant (méthode forfaitaire)

1.4. Longueur de chapeaux et arrêt des barres :

Lorsque $Q \leq G$, les charges sont réparties, l'arrêt des barres peut se faire de la façon forfaitaire présentée dans la figure suivante :

Dans le cas contraire, il faut tracer la courbe enveloppe des moments fléchissants.

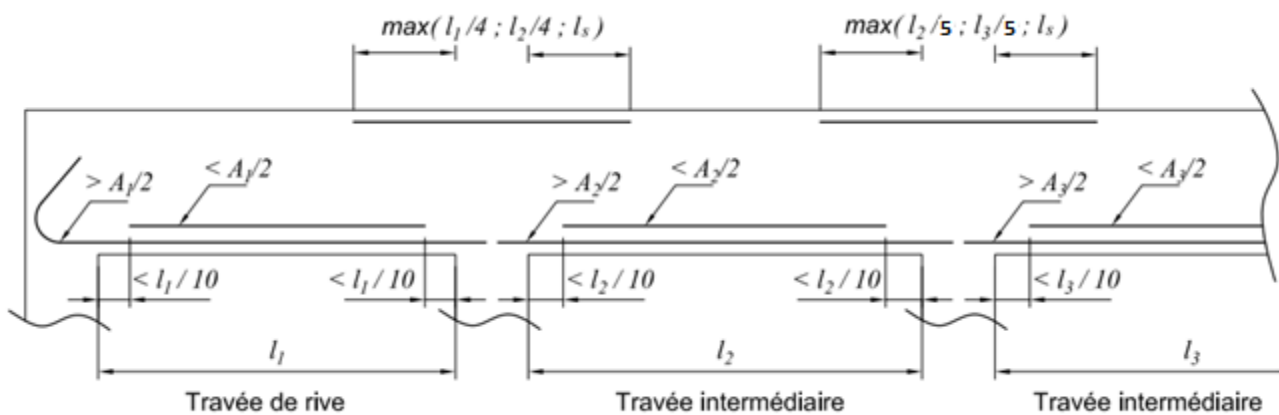


FIGURE 54 : ARRÊT DES BARRES FORFAITAIRE

2. Méthode de Caquot :

2.1. Domaine d'application :

S'applique essentiellement pour des charges telles que $Q > 2G$ ou $Q > 5 \text{ kN/m}^2$.

Lorsque les charges sont telles que $Q \leq 2G$ et $Q \leq 5 \text{ kN/m}^2$ mais l'inertie n'est pas constante sur les différentes travées ou bien les portées n'ont pas un rapport compris entre 0,8 et 1,25 ou bien la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, on applique la méthode de Caquot minorée (qui consiste à prendre $g' = 2/3g$ pour le calcul des moments aux appuis).

La méthode de Caquot minorée peut être utilisée au lieu de la méthode forfaitaire, ce qui conduira à un ferrailage mieux dimensionné mais des calculs plus longs.

2.2. Calcul des moments :

2.2.1. Moments aux appuis :

Dans le cas des charges réparties, les moments sur appuis sont calculés par la formule :

$$M_a = - \frac{p_w l'_w{}^3 + p_e l'_e{}^3}{8.5(l'_w + l'_e)}$$

Dans le cas des charges concentrées, les moments sur appuis sont calculés par la formule :

$$M_a = - \frac{k_w(a_w)P_w l'_w{}^2 + k_e(a_e)P_e l'_e{}^2}{l'_w + l'_e}$$

Avec : $l' = l$ pour les deux travées de rive et $l' = 0.8l$ pour les travées intermédiaires

Et $k(a) = \frac{1}{2.125} \left(1 - \frac{1}{l'}\right) \frac{1}{l'} \left(2 - \frac{a}{l'}\right)$

Et les notations définies sur la figure suivante :

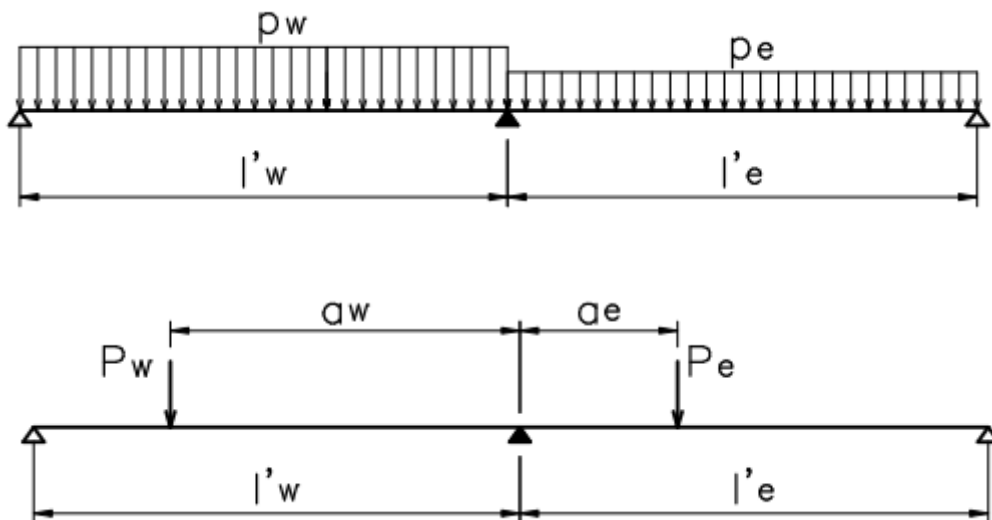
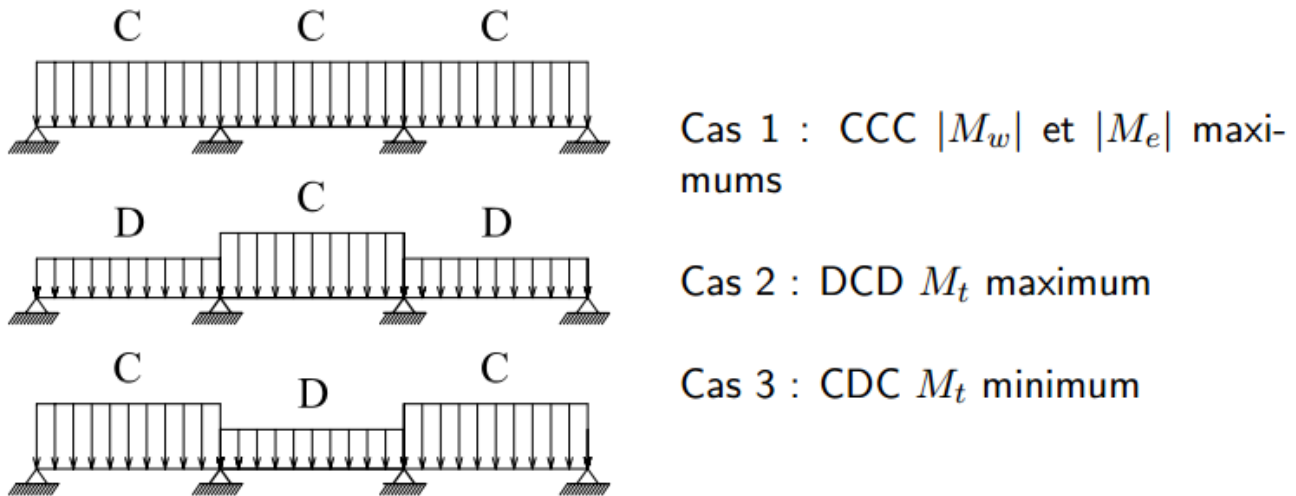


FIGURE 55 : NOTATIONS DE LA METHODE DE CAQUOT

2.2.2. Moments en travée :

Pour le calcul du moment maximal sur la travée on utilise la formule suivante en considérant les trois cas de charge de la figure :

$$M(x) = \mu(x) + M_w \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \frac{x}{l}$$


FIGURE 56 : CAS DE CHARGES DE LA METHODE DE CAQUOT

A l'ELU : $C = 1.35 g + 1.5 q$ et $D = 1.35 g$

A l'ELS : $C = g + q$ et $D = g$

2.2.3. Courbe enveloppe:

La courbe enveloppe reproduit le contour des moments maximums et minimums en se basant sur le tracé des trois courbes de moment fléchissant correspondant aux trois cas de charge.

A partir de cette courbe, il est maintenant possible de calculer les sections d'acier et de tracer l'épure d'arrêt des barres.

Il est à noter qu'il faut respecter les longueurs d'ancrage et la règle de décalage de la courbe des moments de $0.8 h$ dans le sens le plus défavorable dans la détermination de l'épure d'arrêt des barres, ce qui revient dans la plupart des cas, à rajouter $0.8 h$ aux barres longitudinales.

2.3. Efforts tranchants :

Les valeurs à gauche et à droite de l'effort tranchant sont :

$$V_{wi} = V_{0w} - \frac{M_{a_i} - M_{a_{i-1}}}{l_{i-1}}$$

$$V_{ei} = V_{0e} - \frac{M_{a_i} - M_{a_{i-1}}}{l_{i-1}}$$

Où :

- ✓ V_{0w} et V_{0e} sont les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui i des travées isostatiques de référence $i-1$ et i , respectivement
- ✓ $M_{a_{i-1}}, M_{a_i}, M_{a_{i+1}}$ sont les moments sur les appuis $i-1, i, i+1$, respectivement
- ✓ l_{i-1} et l_i sont les portées des travées $i-1$ et i , à droite des appuis $i-1$ et i , respectivement.

Le cas de charge conduisant à la valeur maximale de l'effort tranchant est illustré dans la figure suivante :

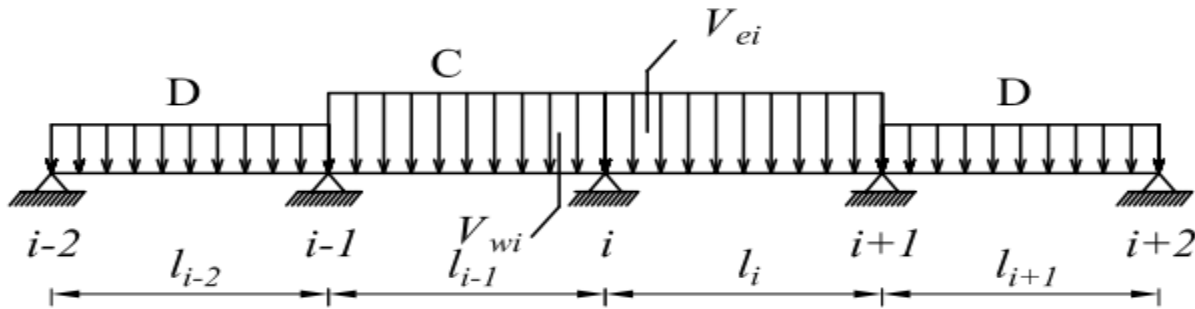


FIGURE 57 : CAS DE CHARGE CONDUISANT A LA VALEUR MAXIMALE DE L'EFFORT TRANCHANT

3. Flexion simple :

3.1. Prédimensionnement rapide :

Soit L la portée entre nus de la poutre :

	Poutres sur appuis simples	Poutre continue
Hauteur totale h	L/10 à L/16	L/14 à L/18
Largeur b (section rectangulaire)	0.3h à 0.6h	
Largeur de l'âme b ₀ (section en Té)	0.2h à 0.4h	

TABLEAU 57 : PREDIMENSIONNEMENT RAPIDE DES POUTRES

3.2. Dimensionnement en fonction des sollicitations :

Soit g et q les charges permanentes et variables respectivement en MN/m, on a :

Le moment pour une poutre continue : $M = 0.8 * M_0 = 0.8 * (g + q) * L^2 / 8$

Généralement b est déterminée par l'épaisseur du mur ou la largeur du poteau, on doit vérifier $bh^2 \geq 0.5M$.

Pour satisfaire la condition de flèche, on vérifie également : $bh^3 \geq 0.05ML$ avec L est la portée en mètres.

3.3. Largeur de la table de compression d'une poutre en Té prise en compte dans le calcul :

Elle est la minimale des valeurs suivantes :

- la moitié de la distance entre les faces voisines de 2 nervures consécutives
- le dixième de la portée de la travée
- les deux tiers de la distance de la section considérée à l'axe de l'appui extrême le plus rapproché

3.4. Organigramme de calcul :

Notations :

Ces notations sont valables pour tous les organigrammes de calcul des poutres.

ELU :

- $\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 f_{c28}}{1.5}$

$f_{c28} (MPa)$	20	25	30	35	40	45	50	55	60
$\sigma_{bc} (MPa)$	11.3	14.17	17	19.8	22.7	25.5	28.3	31.17	34

TABLEAU 58 : VALEURS DE σ_{bc} SELON f_{c28}

- $\frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 MPa$

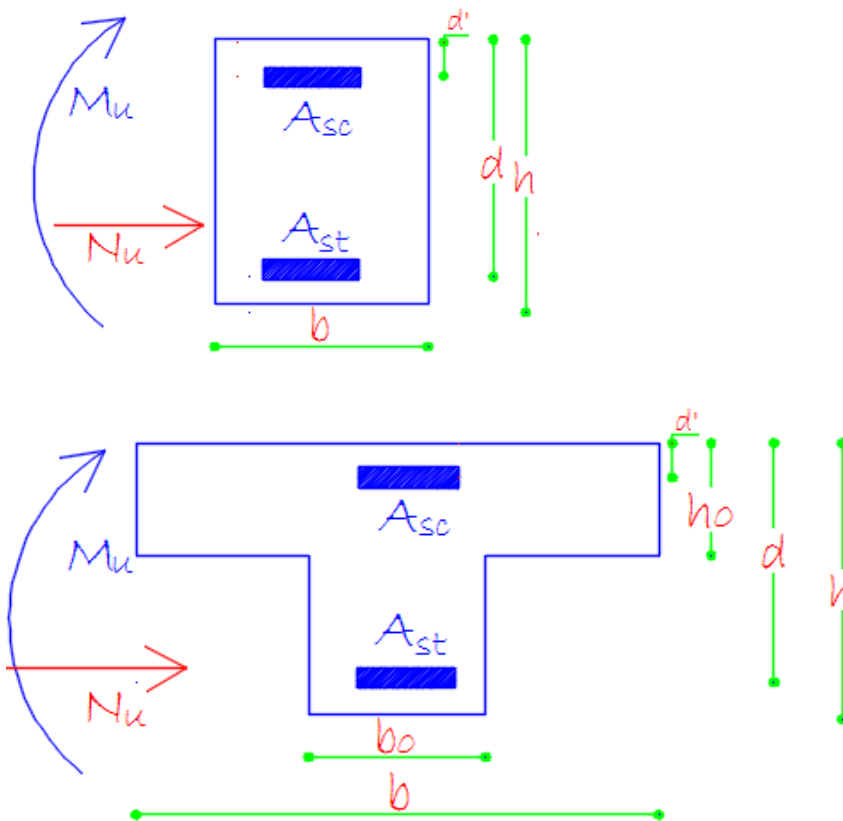


FIGURE 58 : NOTATIONS ORGANIGRAMME ELU

ELS :

- $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28}$

$f_{c28} (MPa)$	20	25	30	35	40	45	50	55	60
$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	12	15	18	21	24	27	30	33	36

TABLEAU 59 : VALEURS DE $\bar{\sigma}_{bc}$ SELON f_{c28}

Fissuration	Peu préjudiciable	Préjudiciable	Très préjudiciable
$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	500	$\min\left(\frac{2}{3} f_e; \max\left(0.5 f_e; 110 \sqrt{1.6 f_{tj}}\right)\right)$ = 250	$\min\left(\frac{1}{2} f_e; \max\left(200; 90 \sqrt{1.6 f_{tj}}\right)\right)$ = 200

TABLEAU 60 : CONTRAINTE DE L'ACIER SELON LA FISSURATION

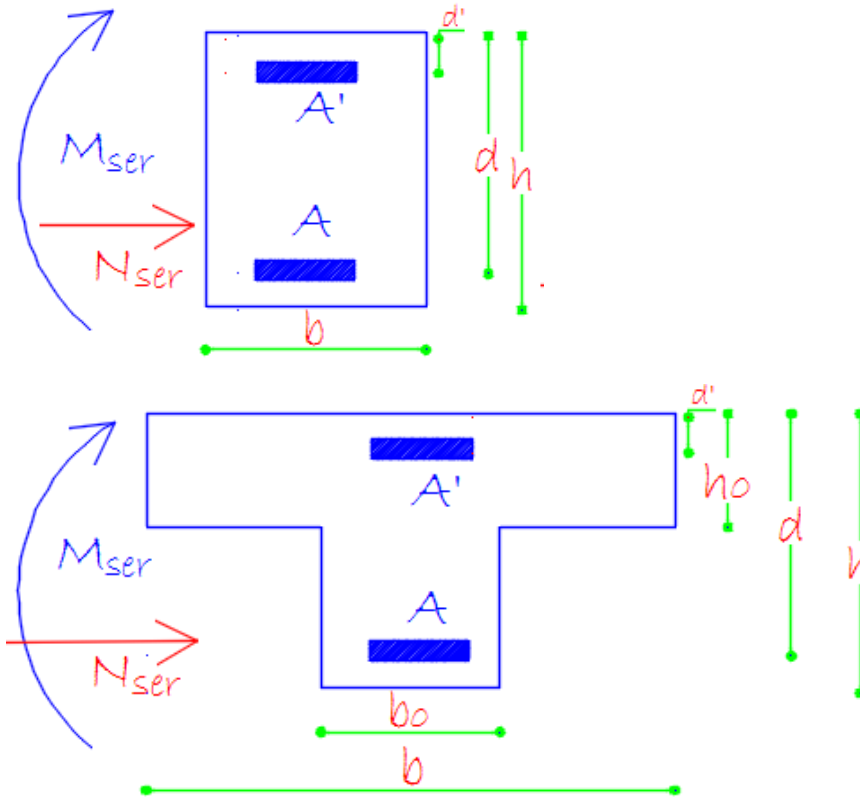


FIGURE 59 : NOTATIONS ORGANIGRAMME ELS

Remarque :

Le moment (M_u ou M_{ser}) est le moment par rapport aux armatures inférieures.

Section rectangulaire soumise à une flexion simple aux E.L.U

 Données : $M_u, b, d, d', f_{c28}, \gamma_b, f_e, \gamma_s$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} * b * d^2}$$

$$\mu \leq 0.372$$

Non

Nécessité des armatures comprimées

$$\varepsilon_{sc} = 5.67 * 10^{-3} * \frac{d - d'}{d} - 2.17 * 10^{-3}$$

$$\begin{aligned} \text{si } \varepsilon_{sc} \leq 2.17 * 10^{-3} : \sigma_{sc} &= 200000 * \varepsilon_{sc} \\ \text{si } \varepsilon_{sc} \geq 2.17 * 10^{-3} : \sigma_{sc} &= 434.78 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$M_R = 0.372 * b * d^2 * \sigma_{bc}$$

$$z_R = 0.753 * d$$

$$A_{sc} = \frac{M_u - M_R}{(d - d') * \sigma_{sc}}$$

$$A_{st} = \left(\frac{M_R}{z_R} + A_{sc} * \sigma_{sc} \right) / 434.78$$

Oui

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z * 434.78}$$

Section en T soumise à une flexion simple aux E.L.U

Données : $M_u, b, d, d', b_0, h_0, f_{c28}, \gamma_b, f_e, \gamma_s$

$$M_b^T = bh_0(d - \frac{h_0}{2})\sigma_{bc}$$

$$M_u \leq M_b^T$$

Non

Oui

Section en T

Section rectangulaire b*d

$$M_d = (b - b_0) * h_0 * (d - \frac{h_0}{2}) * \sigma_{bc}$$

$$\mu = \frac{M_u - M_d}{\sigma_{bc} * b * d^2}$$

Non

Oui

$$\mu \leq 0.372$$

$$\epsilon_{sc} = 5.67 * 10^{-3} * \frac{d - d'}{d} - 2.17 * 10^{-3}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

si $\epsilon_{sc} \leq 2.17 * 10^{-3}$: $\sigma_{sc} = 200000 * \epsilon_{sc}$
 si $\epsilon_{sc} \geq 2.17 * 10^{-3}$: $\sigma_{sc} = 434.78 \text{ MPa}$

$$z = d(1 - 0.4\alpha)$$

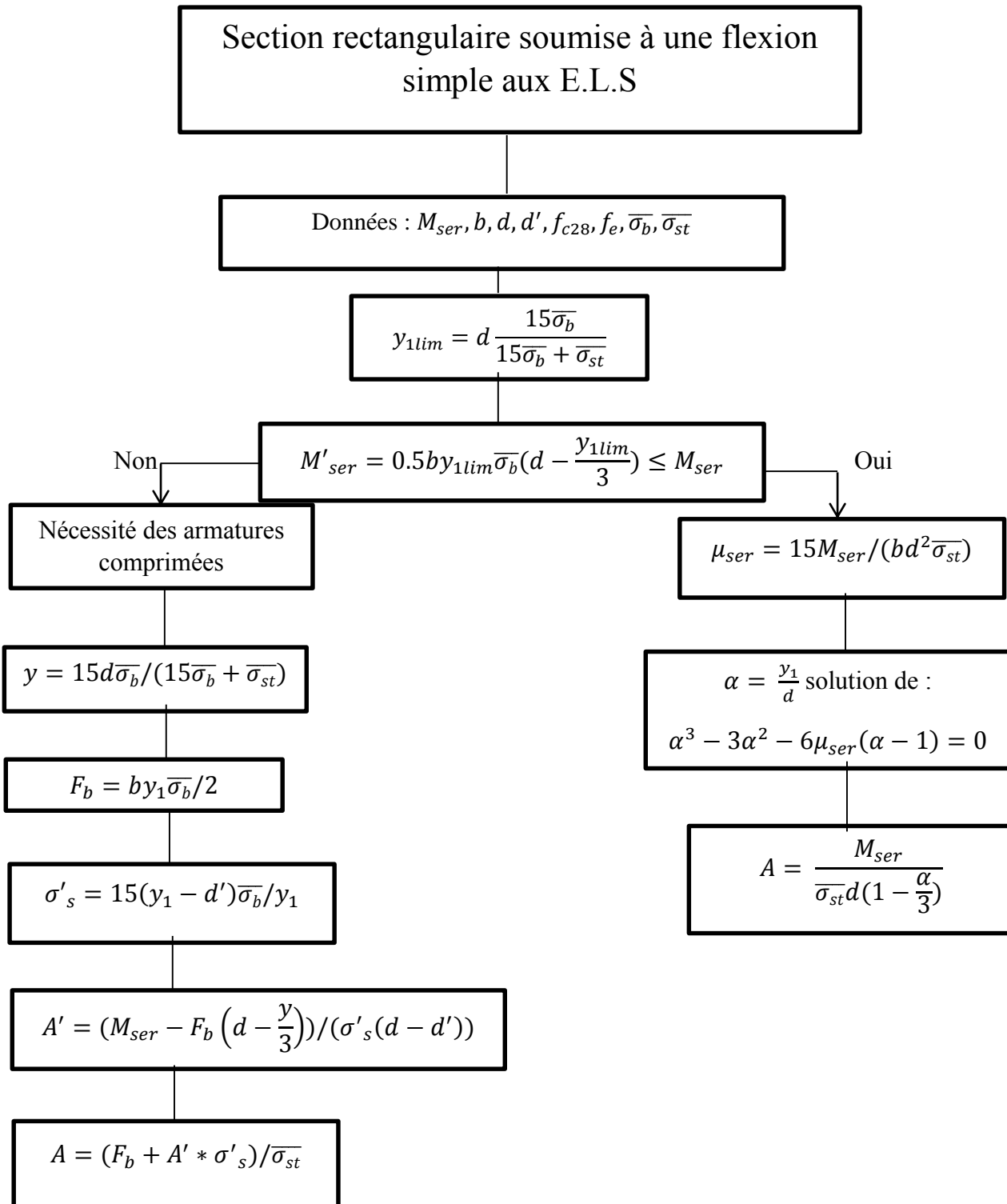
$$M_R = 0.372 * b * d^2 * \sigma_{bc}$$

$$z_R = 0.753 * d$$

$$A_{sc} = \frac{M_u - M_d - M_R}{(d - d') * \sigma_{sc}}$$

$$A_{st} = \left(\frac{M_u - M_d}{z} + \frac{M_d}{d - \frac{h_0}{2}} \right) / 434.78$$

$$A_{st} = \left(\frac{M_d}{d - \frac{h_0}{2}} + \frac{M_R}{z_R} + A_{sc} * \sigma_{sc} \right) / 434.78$$



Section en T soumis à une flexion simple
aux E.L.S

Données : $M_{ser}, b, b_0, h_0, d, d', f_{c28}, f_e, \bar{\sigma}_b, \bar{\sigma}_{st}$

$$M_b^T = bh_0^2 \left(d - \frac{h_0}{3} \right) \bar{\sigma}_{st} / (30(d - h_0))$$

$$M_{ser} \leq M_b^T$$

Non

Oui

Section en T

Section rectangulaire $b \cdot d$

$$\mu_{ser} = M_{ser} / (bd^2 \bar{\sigma}_{st})$$

$$\alpha \text{ solution de : } \mu_{ser} = (\alpha^2(3 - \alpha) - (1 - \frac{b_0}{b}) \left(\alpha - \frac{h_0}{d} \right)^2 \left(3 - \frac{2h_0}{d} - \alpha \right)) / (90(1 - \alpha))$$

Non

Oui

$$\bar{\sigma}_{st} \alpha / (15(1 - \alpha)) \leq \bar{\sigma}_b$$

$$y = 15d / \left(15 + \frac{\bar{\sigma}_{st}}{\bar{\sigma}_b} \right)$$

$$y = \alpha d$$

$$\sigma'_s = 15(y - d') \bar{\sigma}_b / y$$

$$z = d - \frac{h_0}{2} + \frac{bh_0^3 - b_0(y - h_0)^2(2y + h_0)}{6(by^2 - (b - b_0)(y - h_0)^2)}$$

$$z = d - \frac{h_0}{2} + \frac{bh_0^3 - b_0(y - h_0)^2(2y + h_0)}{6(by^2 - (b - b_0)(y - h_0)^2)}$$

$$F_b = \left(b_0 y + (b - b_0) h_0 \left(2 - \frac{h_0}{y} \right) \right) \bar{\sigma}_b / 2$$

$$A' = (M_{ser} - F_b z) / ((d - d') \bar{\sigma}_{st})$$

$$A = M_{ser} / z \bar{\sigma}_{st}$$

$$A = (F_b + A' \sigma'_s) / \bar{\sigma}_{st}$$

Section rectangulaire soumise à une flexion simple : Calcul des contraintes à l'ELS

Données : $M_{ser}, b, d, d', A, A', \bar{\sigma}_b, \bar{\sigma}_{st}$

$$D = \frac{15}{b}(A + A')$$

$$E = \frac{30}{b}(A'd' + Ad)$$

$$y = -D + \sqrt{E + D^2}$$

$$I = \frac{1}{3}by^3 + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2$$

$$K = M_{ser}/I$$

$$\sigma_b = 15Ky \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s = 15K(d - y) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

Section en T soumise à une flexion simple :
Calcul des contraintes à l'ELS

Données : $M_{ser}, b, d, d', b_0, h_0, A, A', \bar{\sigma}_b, \bar{\sigma}_{st}$

$$H_1 = bh_0^2 + 30a'(h_0 - d') - 30a(d - h_0) \leq 0$$

$$D = ((b - b_0)h_0 + 15(A + A'))/b_0$$

Section rectangulaire $b \cdot d$

$$E = ((b - b_0)h_0^2 + 30(A'd' + Ad))/b_0$$

$$y = -D + \sqrt{E + D^2}$$

$$I = \frac{1}{3}by^3 - (b - b_0)h_0(y - h_0)^2/3 + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2$$

$$K = M_{ser}/I$$

$$\sigma_b = 15Ky \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s = 15K(d - y) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

4. Flexion composée :

4.1. Moment par rapport aux armatures inférieures :

Soit une section en béton armé soumise à un effort normal N (traction ou compression) appliqué au centre de gravité du béton et un moment M :

- Si N est un effort de compression ($N > 0$) alors le moment par rapport aux armatures inférieures se calcule par :

$$\text{si } M \geq 0 : M_{calc} = M + N * \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$\text{si } M < 0 : M_{calc} = M - N * \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

- Si N est un effort de traction ($N < 0$) et $\left| \frac{M}{N} \right| > d - \frac{h}{2}$ alors le moment par rapport aux armatures inférieures se calcule par :

$$\text{si } M \geq 0 : M_{calc} = M + N * \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$\text{si } M < 0 : M_{calc} = M - N * \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

- Si N est un effort de traction ($N < 0$) et $\left| \frac{M}{N} \right| \leq d - \frac{h}{2}$ alors la section est entièrement tendue

Remarque :

- Si le moment est négatif, les armatures seront inversées.
- L'effort normal est introduit avec son signe dans les calculs (positif pour la compression et négatif pour la traction)

4.2. Type de section :

- Une section en béton armé est entièrement tendue si :
 - Un effort de traction dont le centre de pression est entre les armatures
 - Un effort de traction appliqué au centre de gravité du béton et un moment tel que :

$$\left| \frac{M}{N} \right| \leq d - \frac{h}{2}$$

4.2.1. ELU :

- Une section rectangulaire est partiellement comprimée si elle est soumise à :
 - Un effort normal de traction dont le centre de pression est en dehors des armatures
 - Un effort normal de compression et

$$(0.337h - 0.81d')bh\sigma_{bc} \leq N_u(d - d') - M_u$$
- Une section rectangulaire est entièrement comprimée si elle est soumise à :
 - Un effort normal de compression et

$$(0.337h - 0.81d')bh\sigma_{bc} < N_u(d - d') - M_u$$
- Une section en T est partiellement comprimée si elle est soumise à :
 - Un effort normal de traction dont le centre de pression est en dehors des armatures
 - Un effort normal de compression et

$$(0.337h - 0.81d')bh\sigma_{bc} \geq N_r(d - d') - M_r$$

avec : $M_r = M_u - (b - b_0)h_0(d - \frac{h_0}{2})\sigma_{bc}$

$$N_r = N_u - (b - b_0)h_0\sigma_{bc}$$

- Une section en T est entièrement comprimée si elle est soumise à :

- Un effort normal de compression et $(0.337h - 0.81d')bh\sigma_{bc} < N_r(d - d') - M_r$

4.2.2. ELS :

- Une section rectangulaire est partiellement comprimée si elle est soumise à :
 - Effort normal de traction dont le centre de pression est en dehors des armatures
 - Effort normal de compression dont le centre de pression est en dehors du noyau central
- Une section rectangulaire est entièrement comprimée si elle est soumise à :
 - Effort normal de compression dont le centre de pression est sensiblement à l'intérieur du noyau central (puisque les armatures ne sont pas prises en compte dans le calcul)

4.3. Section entièrement tendue :

4.3.1. ELU :

$$A = \frac{N_u}{434.78} \left(1 - \frac{e}{d - d'}\right)$$

$$A' = \frac{N_u}{434.78} * \frac{e}{d - d'}$$

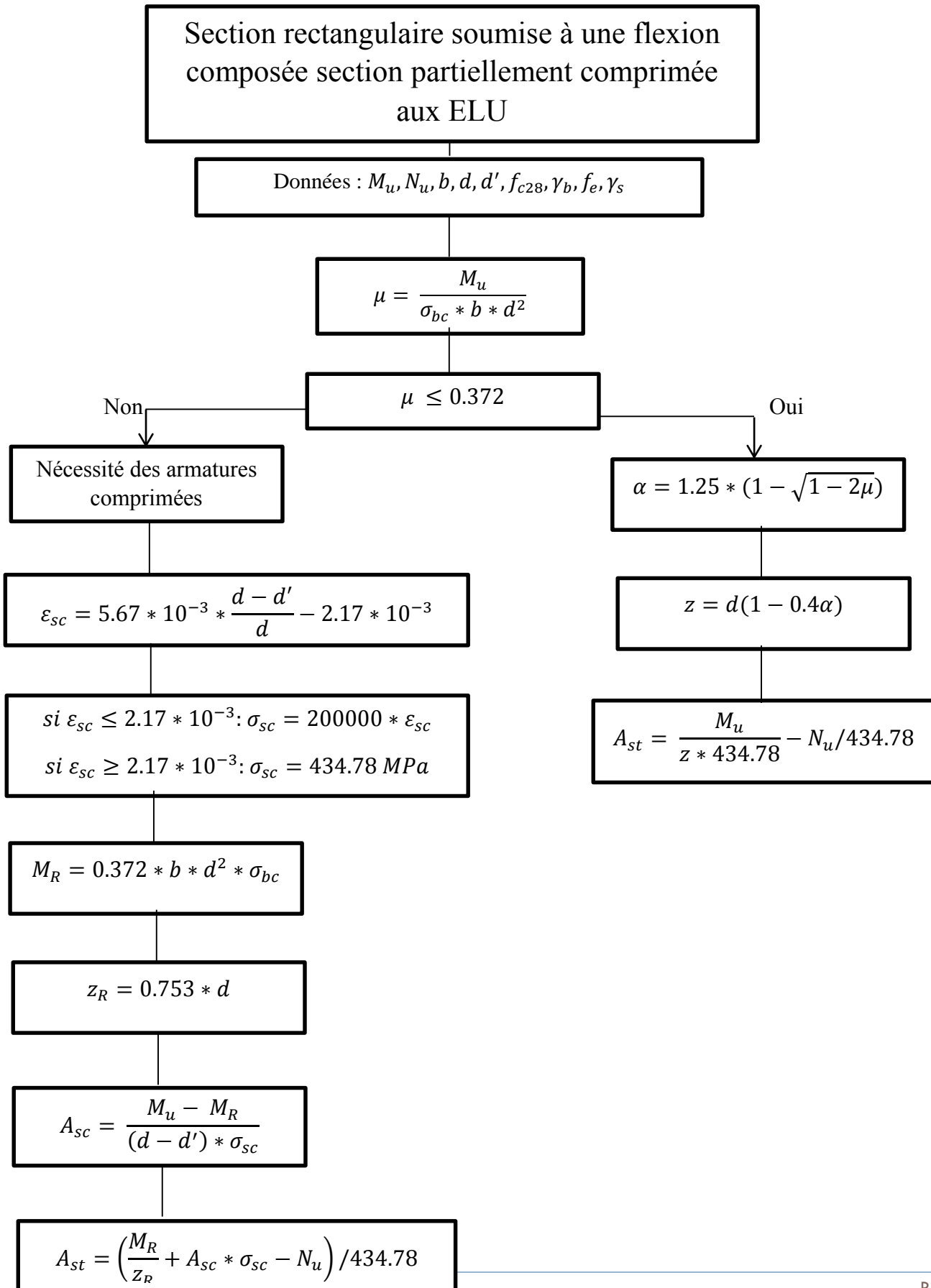
4.3.2. ELS :

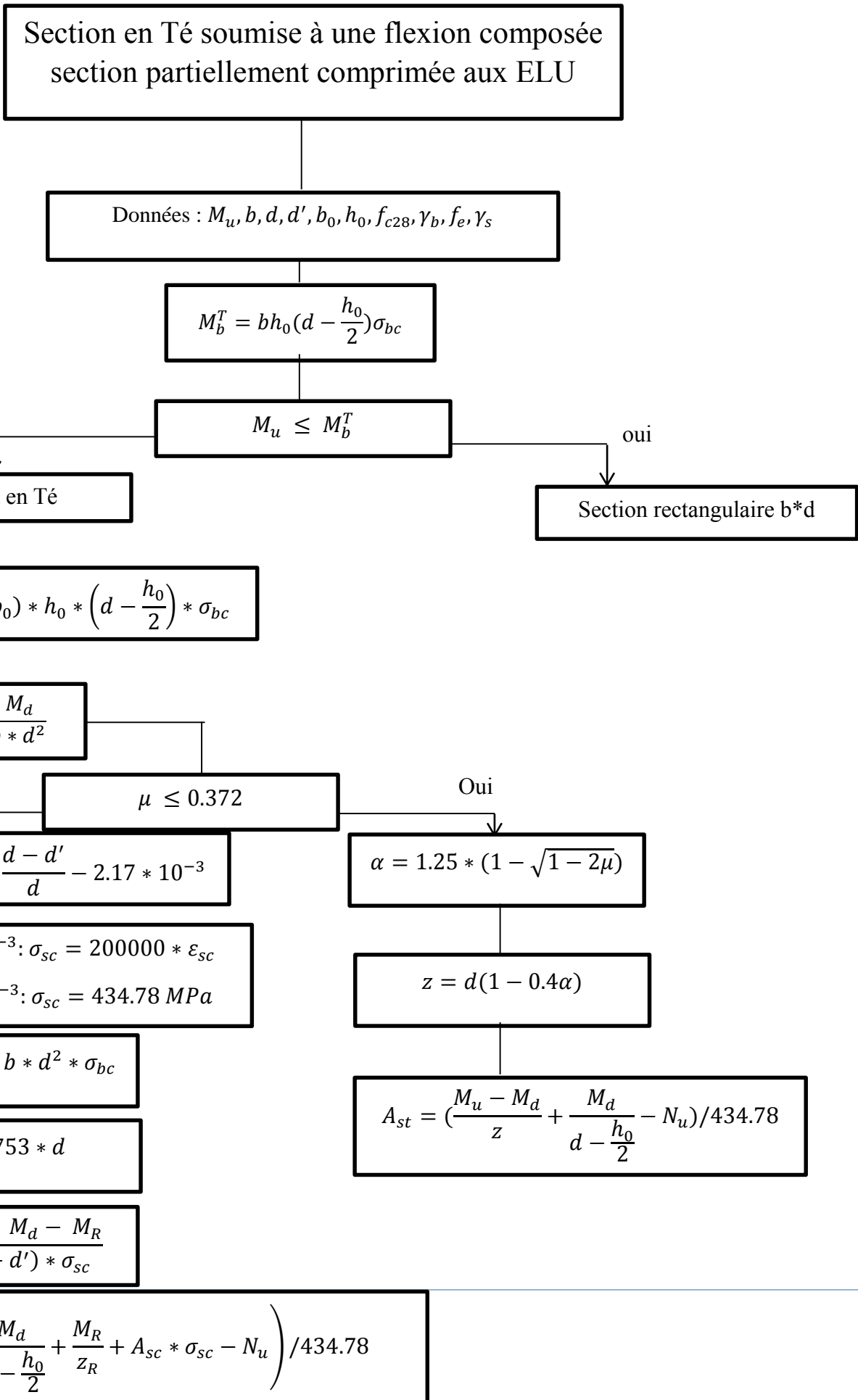
$$A = \frac{N_{ser}}{\sigma_s} \left(1 - \frac{e}{d - d'}\right)$$

$$A' = \frac{N_{ser}}{\sigma_s} * \frac{e}{d - d'}$$

e : distance entre le centre de pression de l'effort de traction et le centre de gravité des armatures inférieures.

4.4. Section partiellement comprimée :





Section rectangulaire soumise à une flexion composée section partiellement comprimée E.L.S

Données : $M_{ser}, N_{ser}, b, d, d', f_{c28}, f_e, \bar{\sigma}_b, \bar{\sigma}_{st}$

$$y_{1lim} = d \frac{15\bar{\sigma}_b}{15\bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}_{st}}$$

$$M'_{ser} = 0.5by_{1lim}\bar{\sigma}_b(d - \frac{y_{1lim}}{3}) \leq M_{ser}$$

Non

Oui

Nécessité des armatures comprimées

$$y = 15d\bar{\sigma}_b / (15\bar{\sigma}_b + \sigma_s)$$

$$F_b = by_1\bar{\sigma}_b/2$$

$$\sigma'_s = 15(y_1 - d')\bar{\sigma}_b/y_1$$

$$A' = (M_{ser} - F_b(d - \frac{y}{3})) / (\sigma'_s(d - d'))$$

$$A = \frac{F_b + A' * \sigma'_s}{\bar{\sigma}_{st}} - N_{ser} / \bar{\sigma}_{st}$$

$$\mu_{ser} = 15M_{ser} / (bd^2\bar{\sigma}_{st})$$

$$\alpha = \frac{y_1}{d} \text{ solution de :}$$

$$\alpha^3 - 3\alpha^2 - 6\mu_{ser}(\alpha - 1) = 0$$

$$A = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_{st}d(1 - \frac{\alpha}{3})} - N_{ser} / \bar{\sigma}_{st}$$

Section en T soumis à une flexion composée
section partiellement comprimée aux E.L.S

Données : $M_{ser}, N_{ser}, b, b_0, h_0, d, d', f_{c28}, f_e, \bar{\sigma}_b, \bar{\sigma}_{st}$

$$M_b^T = bh_0^2 \left(d - \frac{h_0}{3} \right) \bar{\sigma}_{st} / (30(d - h_0))$$

$$M_{ser} \leq M_b^T$$

Non

Oui

Section en T

Section rectangulaire $b \cdot d$

$$\mu_{ser} = M_{ser} / (bd^2 \bar{\sigma}_{st})$$

$$\alpha \text{ solution de : } \mu_{ser} = (\alpha^2(3 - \alpha) - (1 - \frac{b_0}{b}) \left(\alpha - \frac{h_0}{d} \right)^2 \left(3 - \frac{2h_0}{d} - \alpha \right)) / (90(1 - \alpha))$$

Non

Oui

$$\bar{\sigma}_{st} \alpha / (15(1 - \alpha)) \leq \bar{\sigma}_b$$

$$y = 15d / \left(15 + \frac{\bar{\sigma}_{st}}{\bar{\sigma}_b} \right)$$

$$y = \alpha d$$

$$\sigma'_s = 15(y - d') \bar{\sigma}_b / y$$

$$z = d - \frac{h_0}{2} + \frac{bh_0^3 - b_0(y - h_0)^2(2y + h_0)}{6(by^2 - (b - b_0)(y - h_0)^2)}$$

$$z = d - \frac{h_0}{2} + \frac{bh_0^3 - b_0(y - h_0)^2(2y + h_0)}{6(by^2 - (b - b_0)(y - h_0)^2)}$$

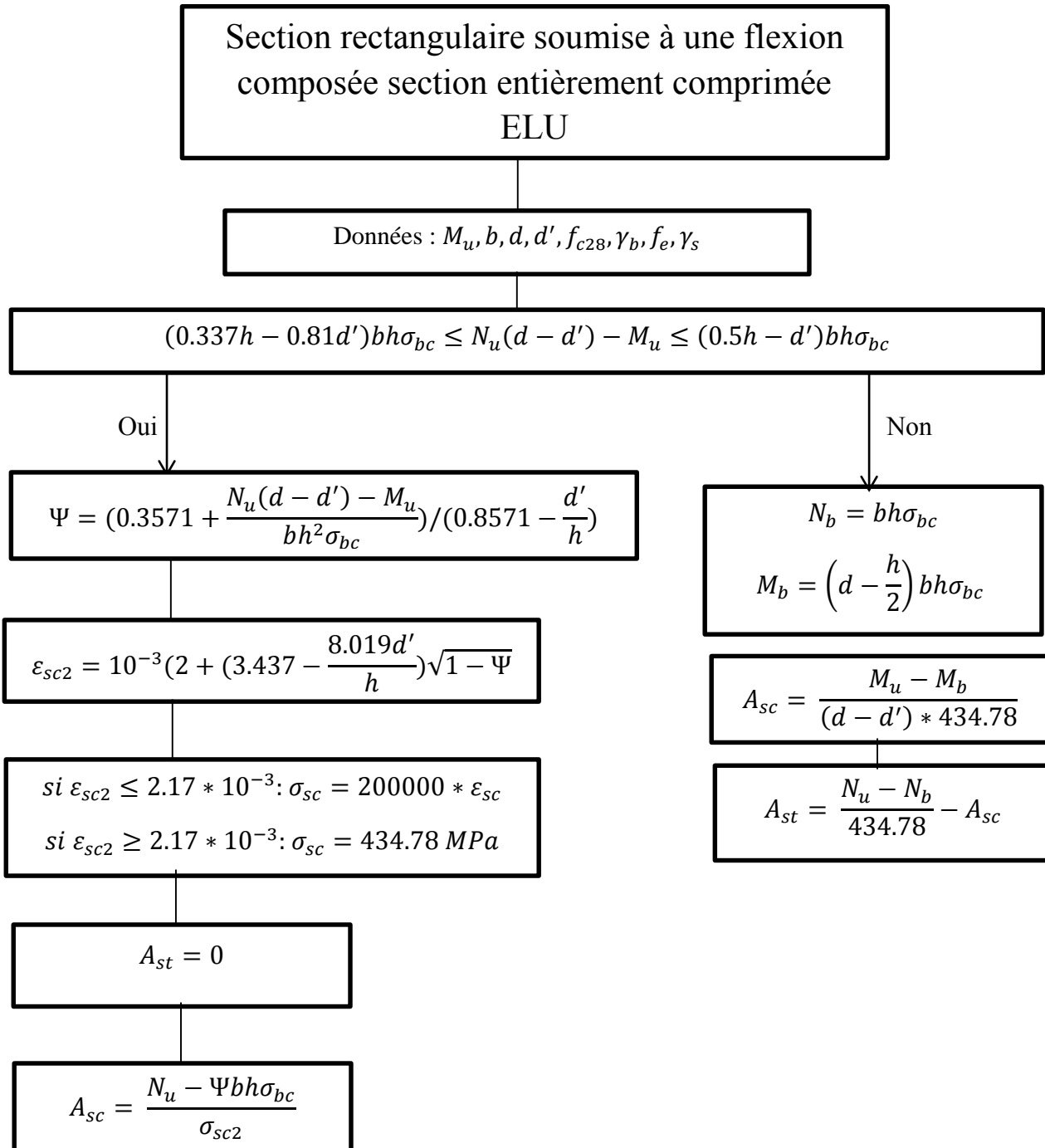
$$A = \frac{M_{ser}}{z \bar{\sigma}_{st}} - N_{ser} / \bar{\sigma}_{st}$$

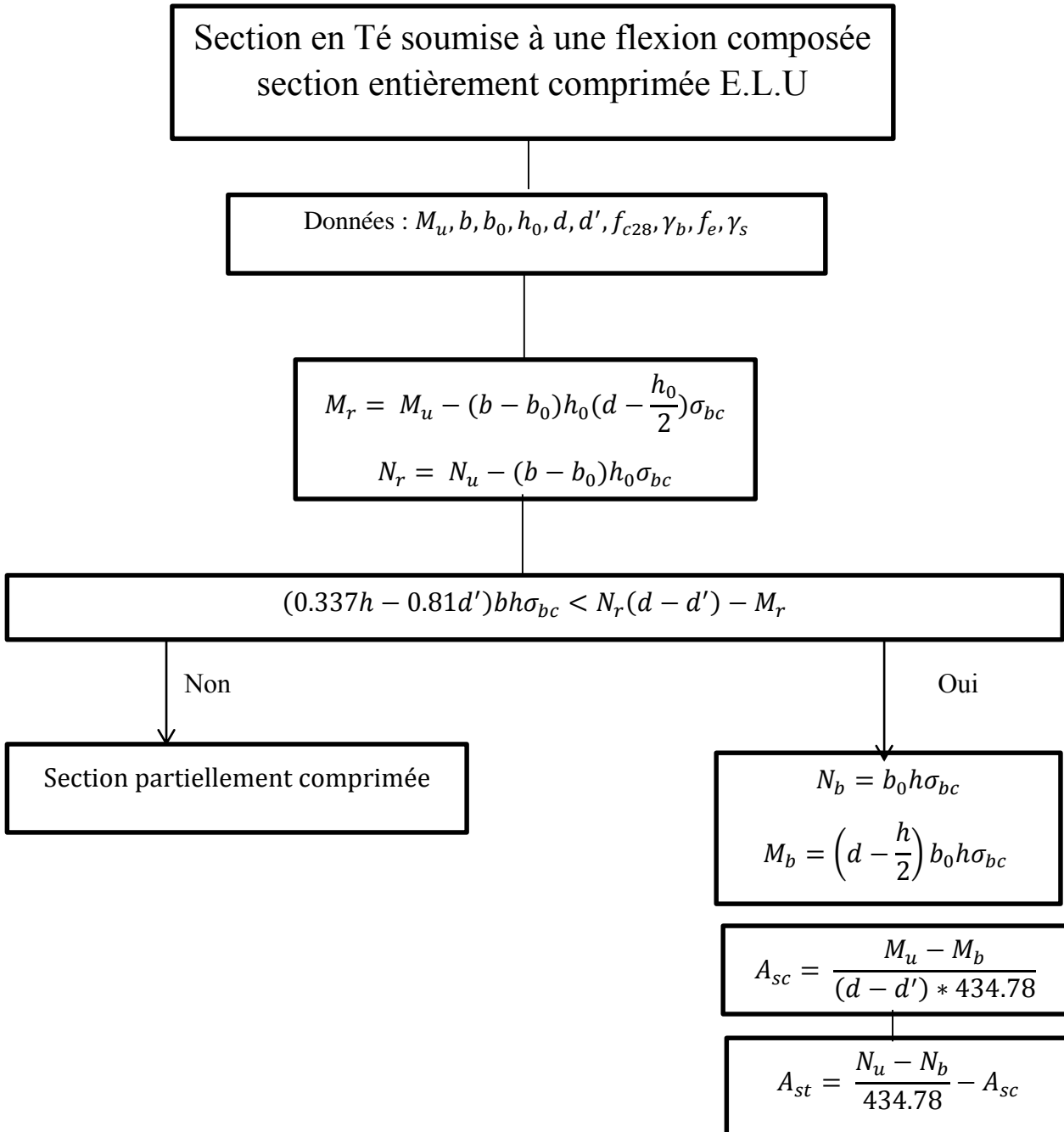
$$F_b = \left(b_0 y + (b - b_0) h_0 \left(2 - \frac{h_0}{y} \right) \right) \bar{\sigma}_b / 2$$

$$A' = (M_{ser} - F_b z) / ((d - d') \bar{\sigma}_{st})$$

$$A = (F_b + A' \sigma'_s) / \bar{\sigma}_{st} - N_{ser} / \bar{\sigma}_{st}$$

4.5. Section entièrement comprimée :





Section rectangulaire soumise à une flexion composée section entièrement comprimée :
Calcul des contraintes à l'ELS

Données : $M_{ser}, N_{ser}, b, d, d', A, A', \overline{\sigma}_{bc}, \overline{\sigma}_{st}$

$$B = bh + 15(A + A')$$

$$v_1 = \frac{1}{B} \left(\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad) \right); v_2 = h - v_1$$

$$I = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A'(v_1 - d')^2 + A(d - v_1)^2)$$

$$K = M_{ser}/I$$

$$\sigma_0 = N_{ser}/B$$

$$\begin{aligned} \sigma_{b1} &= \sigma_0 + K v_1 \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{b2} &= \sigma_0 - K v_2 \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s &= 15(\sigma_0 - K(d - v_1)) \leq \overline{\sigma}_{st} \end{aligned}$$

2. Ferrailage :

2.1. Condition de non-fragilité :

La section minimale d'armatures tendues pour une dimension de coffrage donnée est : $A_{min} = \frac{0.23 f_{t28} b d}{f_e}$

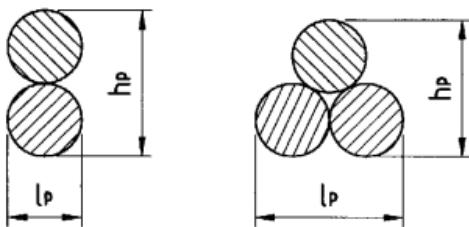
2.2. Protection des armatures et bétonnage correct :

L'épaisseur de béton suffisante pour l'enrobage des aciers est :

- 5 cm : fissuration très préjudiciable
- 3 cm : fissuration préjudiciable
- 2 cm : fissuration peu préjudiciable

L'enrobage doit aussi vérifier les conditions de la figure suivante :

Paquets d'armatures



- $h_p < 2 l_p$
- enrobage correct : $c > l_p$
- espacement correct :
 horizontalement : $e_h > \text{Max} (l_p, 1,5 C_g)$
 verticalement : $e_v > \text{Max}(l_p, C_g)$
 avec C_g le diamètre du plus gros granulat

Sens de coulage

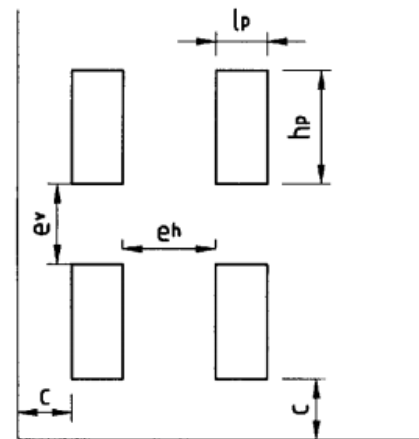
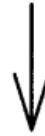


FIGURE 60 : ENROBAGE DES ARMATURES

2.3. Etat limite de service :

2.3.1. Fissuration préjudiciable :

- $\Phi_l \geq 6 \text{ mm}$
- Si la hauteur de la poutre est supérieure à 50 cm, on prévoit des armatures de peau de $3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ de parement
- Si $\Phi_l \geq 20 \text{ mm}$ la distance entre axes de barres consécutives doit être inférieure à $4 \Phi_l$
- En pratique, ces dispositions sont utilisées pour le cas de la fissuration peu préjudiciable.

2.3.2. Fissuration très préjudiciable :

- $\Phi_l \geq 8 \text{ mm}$
- Si la hauteur de la poutre est supérieure à 50 cm, on prévoit des armatures de peau de $5 \text{ cm}^2/\text{ml}$ de parement
- Si $\Phi_l \geq 20 \text{ mm}$ la distance entre axes de barres consécutives doit être inférieure à $3 \Phi_l$

3. Choix du dimensionnement :

Le choix entre ELU et ELS pour dimensionner la section d'acier dépend du type de fissuration :

Type de fissuration	Fissuration peu préjudiciable	Fissuration préjudiciable	Fissuration très préjudiciable
Dimensionnement	ELU	ELU (ELS)	ELS
Vérification	ELS	ELS (ELS)	ELU

TABLEAU 61 : CHOIX DU DIMENSIONNEMENT

4. Effort tranchant :

Tous les calculs sont menés à l'ELU.

4.1. Contrainte tangente conventionnelle :

La contrainte tangente utilisée pour le calcul à l'effort tranchant est : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$ où : V_u est l'effort tranchant à l'ELU et b_0 la largeur de l'âme et $d=0.9 h$ la position des aciers tendus.

4.2. Calcul des armatures de l'âme :

Soit A_t la section et S_t l'espacement des armatures transversales, on doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 s_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} k)}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Où : α est l'angle d'inclinaison des armatures transversales (90° si elles sont droites)

k est un coefficient qui vaut :

- 1 en flexion simple
- 0 si fissuration est très préjudiciable ou reprise de bétonnage non traités
- ≤ 1 si la reprise de bétonnage est munie d'indentations dont la saillie atteint au moins 5mm.
- $k = 1 + \frac{3\sigma_{cm}}{f_{cj}}$ en flexion composée avec compression (σ_{cm} contrainte moyenne)
- $k = 1 - \frac{10\sigma_{tm}}{f_{cj}}$ en flexion composée avec traction (σ_{tm} contrainte moyenne)

En flexion simple (traction du béton négligée et armatures droites), on utilise la formule suivante :

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{\gamma_s V_u}{0.9 d f_e}$$

4.3. Contrainte limite :

La contrainte tangente conventionnelle doit vérifier :

- Armatures droites : FPP : $\tau_u \leq \min \left(\frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$

$$FP \text{ et FTP} : \tau_u \leq \min\left(\frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

- Armature inclinées à 45° : $\tau_u \leq \min\left(\frac{0.27f_{cj}}{\gamma_b}; 7 \text{ MPa}\right)$ (on interpole linéairement pour des valeurs de α entre 45° et 90°)

4.4. Méthode de Caquot :

La méthode s'applique aux bâtiments courants avec charges uniformément réparties

- On fixe la valeur de la section d'armatures d'âme
- Le premier espacement est calculé à partir de la formule de calcul des armatures de l'âme
- On choisit l'espacement le plus proche S_{t0} de l'espacement calculé dans la suite de Caquot :
7 – 8 – 9 – 10 – 11 – 13 – 16 – 20 – 25 – 35 – 40
- On répète l'espacement autant de fois qu'il y a de mètres dans la 1/2 portée
- On passe à l'espacement suivant et on le répète autant de fois qu'il y a de mètres dans la 1/2 portée
- Le premier cadre est placé à $S_{t0}/2$ du nu de l'appui

Dans le cas charges concentrées ou des bâtiments non courants, On détermine la répartition des armatures transversales suivantes de façon à avoir un effort tranchant résistant $V_{ur}(x)$ qui enveloppe la courbe de l'effort tranchant à reprendre $V_u(x)$.

4.5. Dispositions constructives :

Il faut vérifier :

- $S_t \leq \text{Min} (0.9d ; 40 \text{ cm})$
- $\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \leq 4 \text{ MPa}$
- $\Phi_t \leq \min\left(\Phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right)$

4.6. Justification des appuis :

- On doit prolonger les armatures inférieures au-delà de l'appui et y ancrer une section d'armatures :
 $A_{st \text{ ancrée}} \geq V_{u0} \gamma_s / f_e$
- La longueur de l'ancrage droit nécessaire : $l = V_{u0} / (n_s \pi \Phi \tau_{su})$ (si $l > a$ il faut prévoir un ancrage courbe)
- La largeur de l'appui doit vérifier : $\frac{2V_{u0}}{ab_0} \leq \frac{0.8f_{cj}}{\gamma_b}$ où a est définie sur la figure :
- Section de l'appui : $\frac{R_u}{\text{section d'appui}} \leq \frac{1.3f_{cj}}{\gamma_b}$ où R_u est la réaction totale de l'appui

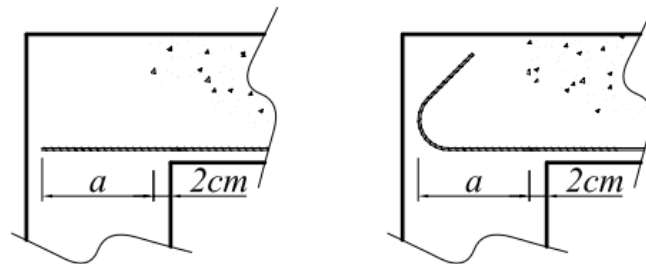


FIGURE 61 : LARGEUR DE LA BIELLE DE COMPRESSION AU NIVEAU DE L'APPUI

5. Logiciel de calcul :

Le logiciel calcule les armatures longitudinales et transversales des poutres rectangulaire ou en T en flexion simple et composée :

Données Résultats Note de calcul

Type de la section transversale

Section rectangulaire
 Section en T

Type de flexion

Flexion simple
 Flexion composée

Paramètres de la section

Largeur de la table (bt): 0 m
Largeur de l'âme (b): 1 m
Hauteur (h): 1 m
Hauteur de la table (t): 0 m

Matériau :

Résistance caractéristique (fc28): 25 MPa
Limite élastique (fe): 500 MPa
Type de fissuration: FPP

Solllicitations et Charges

Moment ultime (Mu): 1 MN.m
Moment de service (Mser): 1 MN.m
Effort normal ultime (Nu): MN
Effort normal de service (Nser): MN
Effort tranchant (Vu): 0 MN

Portée (l): 0 m

Charges:

Charge répartie:
q (MN/m): permanente 0 exploitation 0

Charge concentrée:
P (MN): permanente 0 exploitation 0 x: 0 m

Conditions d'appui: Appui simple

Calculer Prédimensionner

M

N

Asc

Ast

b

d

h

FIGURE 62 : INTERFACE DES DONNEES POUTRE



FIGURE 63 : INTERFACE DES RESULTATS POUTRE

I. CALCUL DES FLECHES DES POUTRES ET DES DALLES :

- La vérification de la flèche n'est pas nécessaire :
 - Pour une dalle pleine si :
 - $h \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{tx}}{20M_{0x}}\right) \cdot l_x$
 - $A_{sx} \leq \frac{2bd_x}{f_e}$ avec : $b=1.00$ m et f_e en MPa
 - Pour une poutre si :
 - $h/l \geq \max(1/16; M_t/(10M_0))$
 - $A/(b_0d) \leq 4.2/f_e$
- Pour les éléments reposant sur deux appuis ou plus (poutre et dalle) :
 - $l/500$ si la portée $l_x \leq 5.00$ m
 - $0.005 + l/1000$ si $l_x > 5.00$ m
 - Pour les éléments en console, les flèches sont limitées à $l/250$ si la portée de la console : $l \leq 2.00$ m
- La flèche calculée par :
 - $f = \frac{M_t l^2}{10E_b I}$ pour les poutres simplement appuyées ou continues
 - $f = \frac{M_t l^2}{4E_b I}$ pour les consoles

Avec : $E_b = E_{bi}$ et $I = I_{fi}$ si la charge est de courte durée

$$E_b = E_{bv} \text{ et } I = I_{fv} \text{ si la charge est de longue durée}$$

L'expression de l'inertie fissurée I_f est donnée dans le règlement BAEL (B.6.5,2 commentaires) :

$$I_f = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda\mu}$$

Où I_0 est le moment d'inertie de la section non fissurée homogénéisée par rapport au béton avec un coefficient d'équivalence $n = 15$

$$\lambda = \lambda_i = 0.05 \frac{bf_{t28}}{[(2b + 3b_0)\rho]} \text{ Pour les déformations instantanées}$$

$$\lambda = \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i \text{ Pour les déformations de longue durée}$$

$$\mu = \max(0; 1 - 1.75f_{t28}/(4\rho\sigma_s + f_{t28}))$$

$$\rho = \frac{A}{b_0d} : \text{ Le pourcentage d'armatures tendues}$$

σ_s : La contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré

IV. LES POTEAUX :

1. Effort normal centrée :

1.1. Domaine d'application :

Un poteau est soumis à une compression centrée si :

- L'excentricité de l'effort normal est petite (de l'ordre de grandeur de la moitié de la dimension du noyau central)
- L'imperfection de rectitude est inférieure à $\max\left(1 \text{ cm}, \frac{l}{500}\right)$
- L'élancement λ est inférieur à 70.

1.2. Longueur de flambement :

Pour un bâtiment à ossature en béton armé la longueur de flambement est déterminée à partir de la figure suivante :

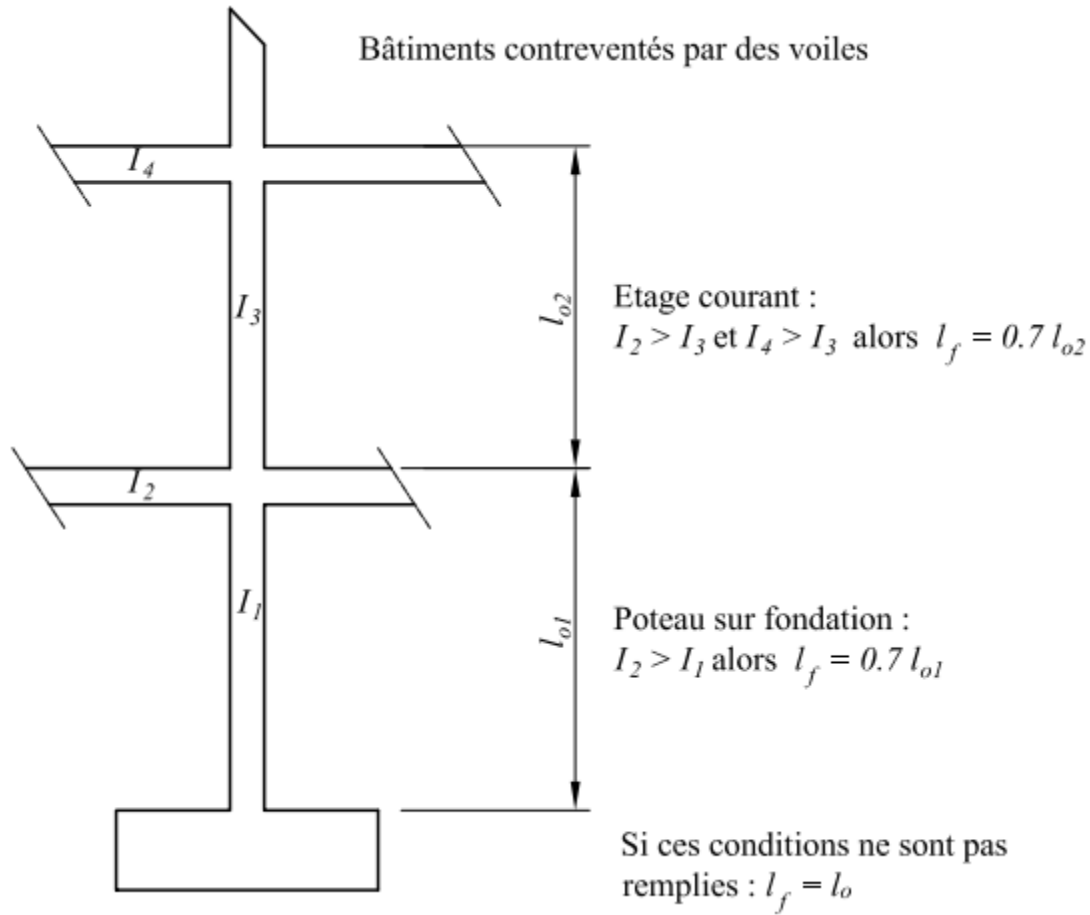


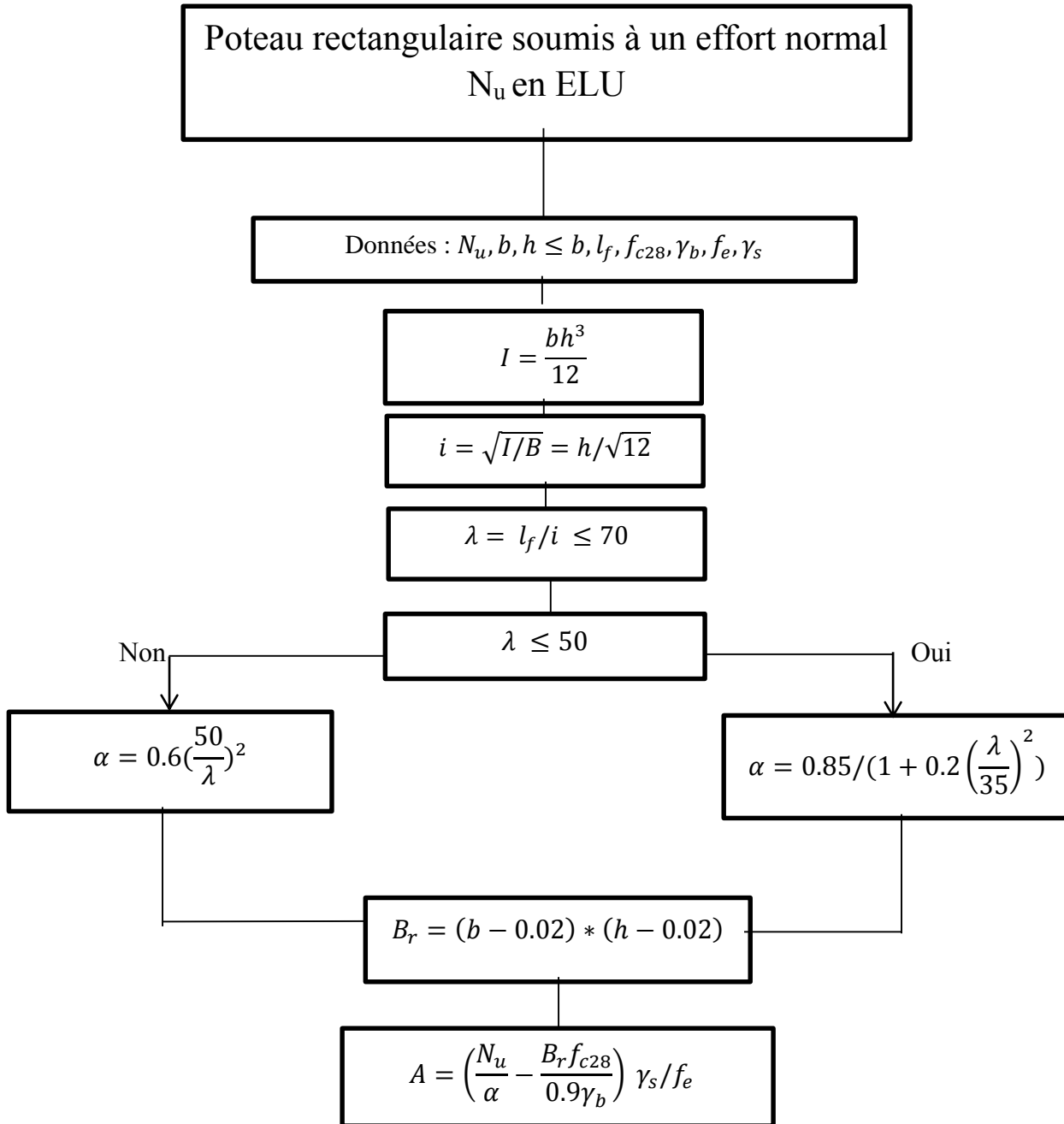
FIGURE 64 : LONGUEUR DE FLAMBEMENT DE POTEAUX EN BATIMENTS

1.3. Prédimensionnement :

Soit un poteau soumis à un effort normal N_u , la formule suivante permet un prédimensionnement rapide de la section du poteau : $a * b = \frac{N_u}{0.6 * f_{c28}}$

1.4. Calcul des armatures :

Les poteaux en béton armé sont calculés en ELU, le calcul des armatures longitudinales se fait selon l'organigramme suivant :



2. Flexion composée :

Un poteau soumis à la flexion composée où $l_f/h \leq \max\left(15; \frac{20e_1}{h}\right)$ peut être justifié en flexion composée vis-à-vis de l'ELU de résistance avec les conditions complémentaires suivantes :

- L'excentricité e_1 est égale à : $e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a$ tel que : $e_a = \max\left(\frac{l}{250}, 2cm\right)$

- L'excentricité e_2 est égale à : $e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} \left(2 + 2 \frac{M_g}{M_g + M_q} \right)$

Tel que : M_g : le moment du aux charges permanentes

M_q le moment du aux charges d'exploitation

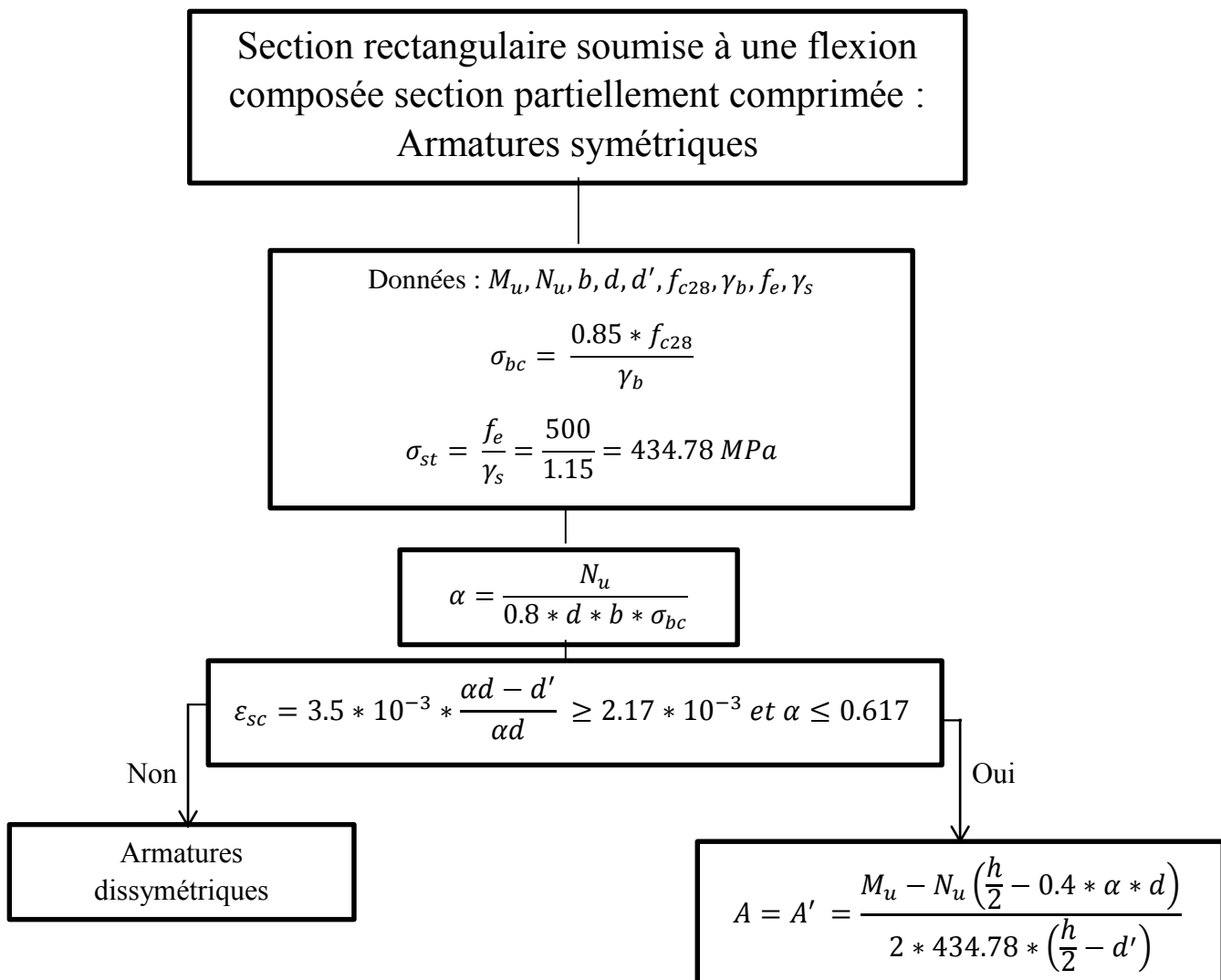
l_f la longueur de flambement

h dimension du poteau suivant la direction de l'excentricité

Donc les sollicitations de calcul sont :

- Effort normal : N_u
- Moment de flexion : $N_u * (e_1 + e_2)$

Le calcul des armatures se fait de la même façon d'une poutre soumise à un effort normal et un moment de flexion, toutefois, l'organigramme suivant permet de déterminer les armatures symétriques dans le cas d'une section partiellement comprimée :



3. Ferrailage :

- La petite dimension de la section d'un poteau doit être supérieure à 25 cm et sa section supérieure à 625 cm²
- Les armatures prises en compte dans A sont :
 - ✓ Les barres maintenues par des cadres espacés au maximum de 15 fois le diamètre des barres longitudinales
 - ✓ Les barres qui augmentent la rigidité dans le plan de flambement lorsque $\lambda \geq 35$

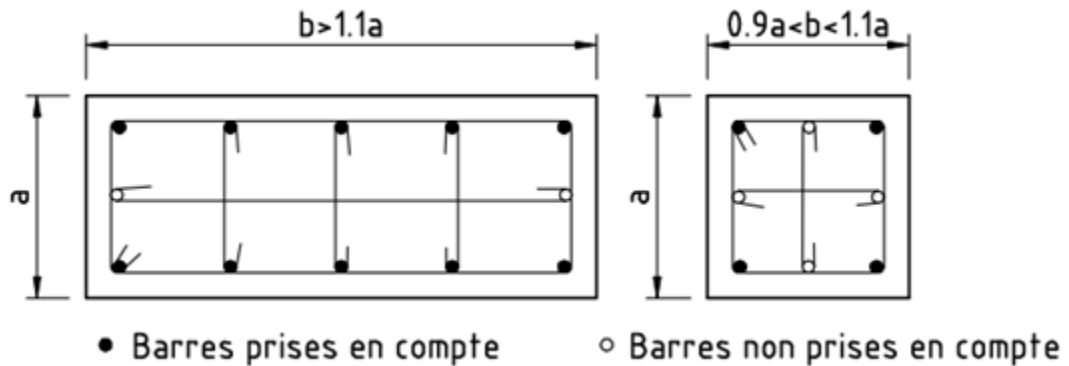


FIGURE 65 : BARRES PRISES EN COMPTE DANS LE CALCUL D'UN POTEAU

- La valeur de A doit vérifier :

$$\max\left(4 \text{ cm}^2 \text{ par mètre linéaire de parement}, \frac{0.2B}{100}\right) \leq A \leq \frac{5B}{100}$$

- L'espacement c entre deux armatures longitudinales :

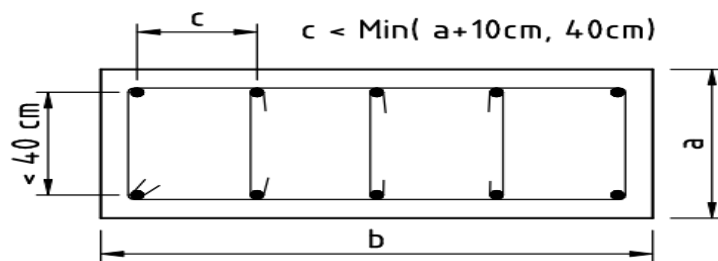


Figure 66 : espacement des armatures dans un poteau

- La longueur de recouvrement est au moins égale à $l_r = 0.6 l_s$ où l_s est la longueur de scellement droit.
- Le diamètre des armatures transversales est au moins égal au tiers du diamètre des armatures longitudinales : $\Phi_t \geq \Phi_l/3$
- Les armatures transversales sont espacées au maximum de $\{15\Phi_t, 40\text{cm}, a + 10\text{cm}\}$
- Il faut placer au moins 3 nappes d'armatures transversales dans les zones de recouvrement

4. Logiciel de calcul :

Le logiciel calcule les armatures des voiles et des poteaux de section rectangulaire soumis à un effort normal centré ou à la flexion composée. Le logiciel est présenté dans le paragraphe 5.6 (Logiciel de calcul voile).

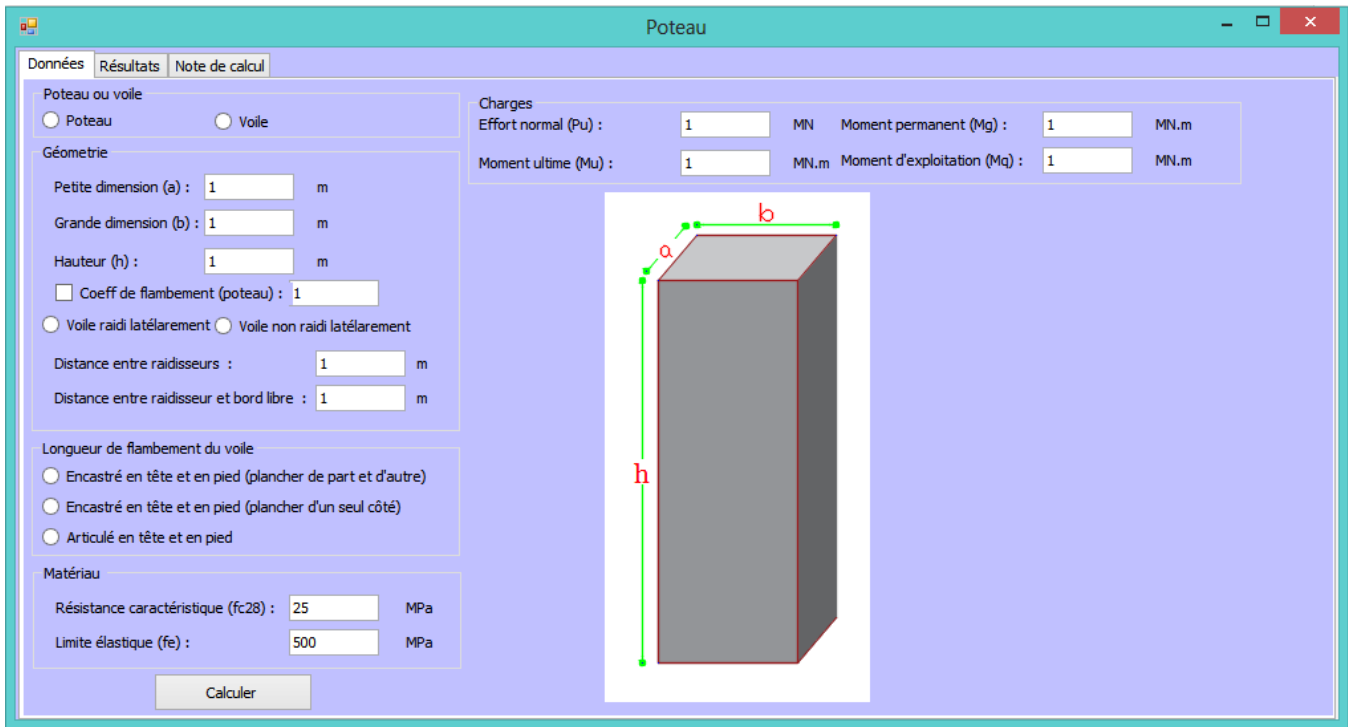


FIGURE 67 : INTERFACE D'ENTREE DES DONNEES POUR POTEAU

V. LES VOILES :

On entend par « voiles » ou « murs », les porteurs verticaux qui se distinguent des poteaux par le rapport entre sa longueur « L » et son épaisseur « a » vérifiant $L/a \geq 4$

1. Longueur de flambement :

On calcule la longueur de flambement du voile par la démarche suivante :

Si le mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour :

La longueur de flambement se déduit du tableau suivant :

Liaison du mur	l_f/l	
	mur armé verticalement	mur non armé verticalement
mur encastré en tête et en pied	Avec un plancher de part et d'autre	0.80
	Avec un plancher d'un seul côté	0.85
mur articulé en tête et en pied	1.00	1.00

Tableau 62 : Longueur de flambement d'un voile non raidi latéralement

Si le mur est raidi latéralement par des murs :

Un raidisseur ne peut être pris en compte que si sa largeur est 3 fois l'épaisseur du mur.

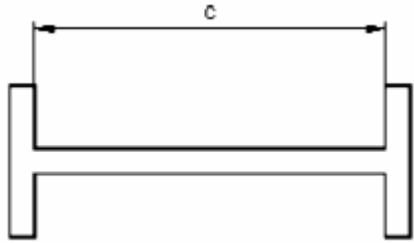
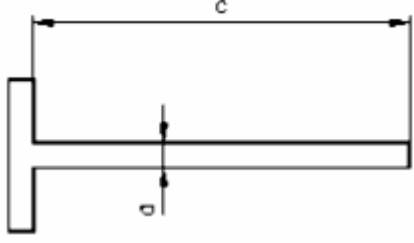
La valeur obtenue par application des règles du tableau précédent sera une valeur intermédiaire que l'on note l'_f

La longueur libre de flambement l_f est obtenue à partir de l'_f comme suit :

	mur non armé horizontalement	mur armé horizontalement
$l'_f \leq b$	$l_f = \frac{l'_f}{1 + \frac{1}{2} \left(\frac{l'_f}{b} \right)^2}$	$l_f = \frac{l'_f}{1 + \left(\frac{l'_f}{b} \right)^2}$
$l'_f > b$	$l_f = \frac{b}{1.5}$	$l_f = \frac{b}{2}$

Tableau 63 : longueur de flambement d'un voile raidi latéralement

Avec b se calcule comme suit :

mur raidi à ses deux extrémités	mur raidi à une seule extrémité
Si on note c la distance entre nus intérieurs des raidisseurs : 	Si on note c la distance entre le nu intérieur du raidisseur et le bord libre : 
$b = c$	$b = 2,5 c$

2. Justification aux sollicitations normales :

Le calcul se fait comme pour les poteaux avec les hypothèses suivantes :

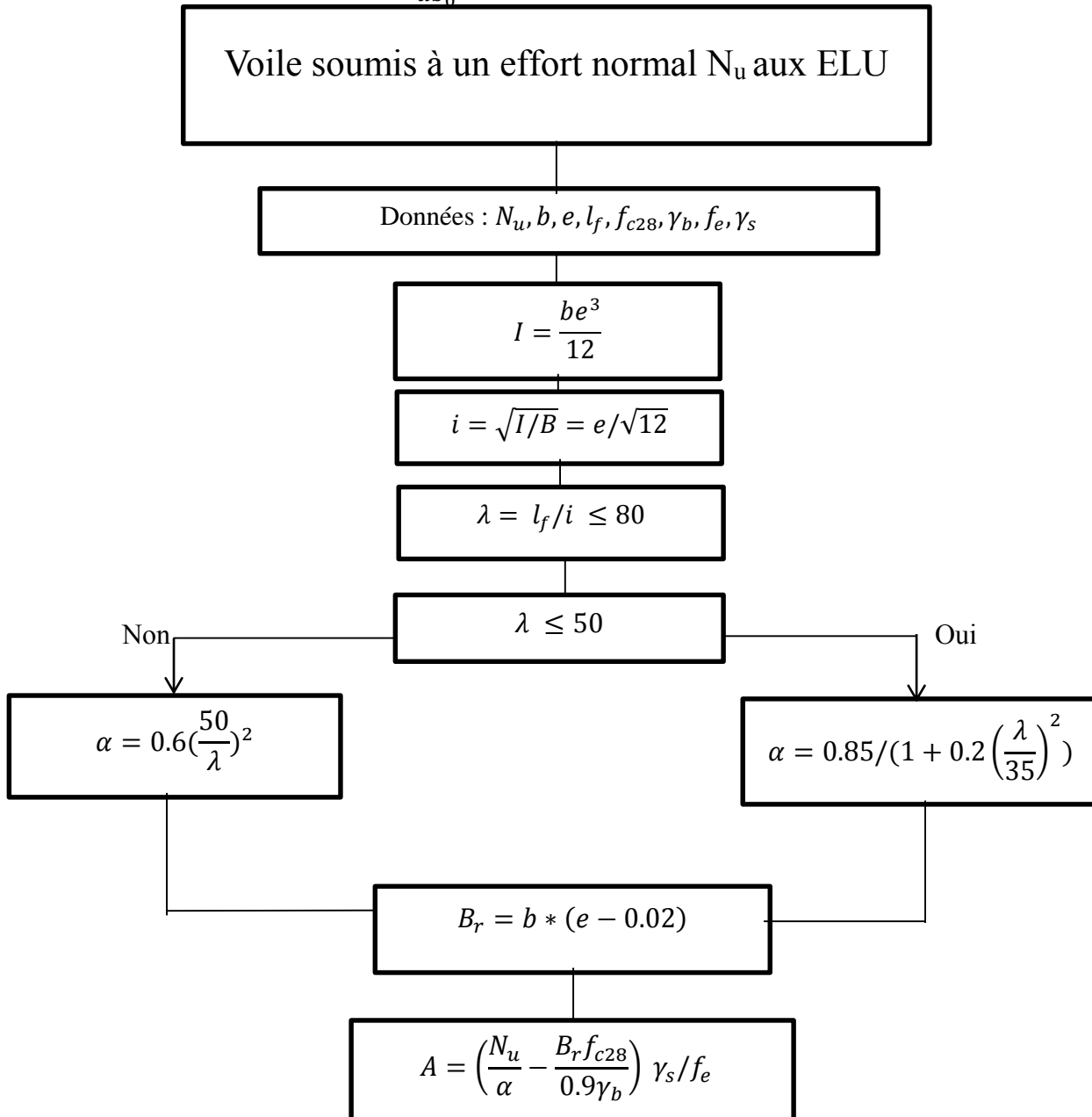
- La longueur du voile $l \geq 4$ fois son épaisseur e ;
- l'épaisseur du mur $e \geq 10$ cm ;
- l'élancement mécanique ≤ 80 ;
- l'excentricité initiale $\leq \max(2 \text{ cm}, l_f/300)$
- $f_{c28} \leq 40$ MPa.
- Les sollicitations principales résultent de forces s'exerçant dans le plan de mur

La justification des voiles doit être effectuée à mi-hauteur et au niveau du plancher, il faut vérifier :

- A mi-hauteur : $\sigma_u \leq \sigma_{ulim}$
- Sous le plancher : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{ulim}}{\alpha}$ avec α : donnée en fonction de l'élanement du voile (organigramme)

Il faut tenir compte du supplément de contraintes engendré par les charges localisées sur le voile qui est donné pour une charge Q_u de largeur b_0 à la face supérieure du voile par :

- A mi-hauteur : $\Delta\sigma_u = \frac{Q_u}{e(b_0 + l \tan(\varphi))}$
- Sous le plancher : $\Delta\sigma_u = \frac{Q_u}{ab_0}$ Avec : $\tan(\varphi) = \frac{2}{3}$



3. Calcul à la flexion composée :

En calcul sismique, les voiles sont soumis à des efforts horizontaux à chaque niveau, les moments à chaque section sont calculés en considérant le voile comme une console encastrée à sa fondation soumise à ces efforts.

Le calcul des aciers se fait comme pour un poteau de dimensions a (petite dimension) et h (grande dimension) soumis à ces moments et à l'effort normal calculé par la descente de charge. Toutefois, le calcul à la flexion composée n'est conduit que si l'effort normal $N \geq 0.10 a h f_{c28}$ (RPS2011), si non le calcul est conduit en flexion simple.

Les aciers longitudinaux calculés sont en outre regroupés dans deux « potelet » de rive (voir figure) de dimensions minimales a et d' :

$$d' = \max \left(a, a q \frac{\sigma_u}{\sigma_{bc}}, \frac{l_f}{15} \frac{\sigma_u}{\sigma_{bc}} \right)$$

avec :

q : coefficient de comportement

$\sigma_u = N_u / ah$: tel que N_u est l'effort normal maximal.

$\sigma_{bc} = \min \left(\frac{0.85 f_c}{\gamma_b}, \sigma_{ulim} \right)$ et $\sigma_{ulim} = \frac{N_{ulim}}{ah}$ tel que N_{ulim} : est l'effort normal limite

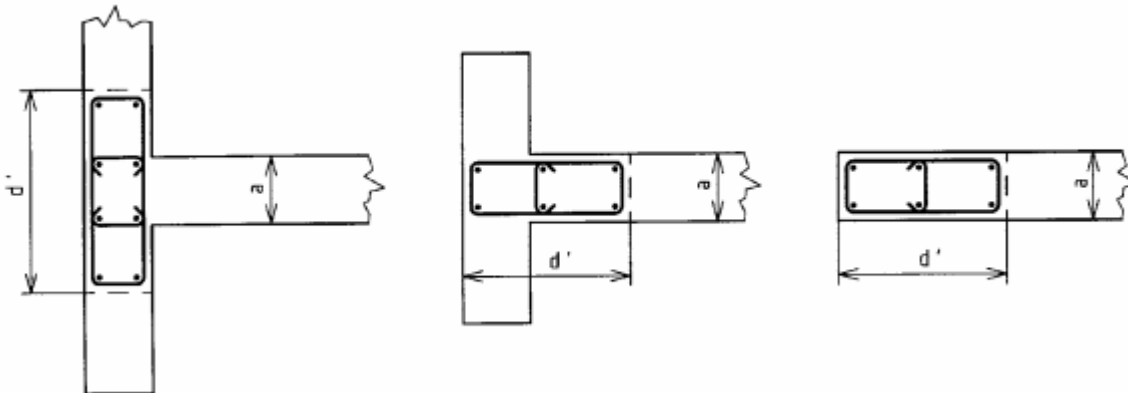


FIGURE 68 : LARGEUR MINIMALE DU POTELET DE RIVE D'UN VOILE

4. Justifications aux sollicitations tangentés :

Etant donné une section droite $a \times b$ de hauteur utile d armée d'une section A_f sollicitée par un effort normal N , un moment de flexion M et un effort tranchant V , on définit :

- la contrainte normale de compression : $\sigma = N / a \cdot b$

Lorsque $\sigma = \frac{N}{ab} > 0.5 f_{cj}$, le voile doit être considéré comme un poteau et vérifié comme tel, sinon on calcule :

- la sollicitation tranchante de calcul : $V^* : V^* = V(1 + q)/2$

- le cisaillement conventionnel de calcul associé : $\tau^* = V^* / a \cdot d$
- le paramètre d'élanement de calcul : $\alpha_v = M / (bV^*)$
- le moment limite de fissuration en flexion composée, associé à l'effort normal N :

$$M_{lim} = \frac{ab^2}{6} (N/a \cdot b + f_{tj}/1.5)$$

- le cisaillement conventionnel associé par : $\tau_1 = \tau^* \cdot M_{lim}/M$
- la contrainte limite de fissuration à l'effort tranchant :

$$\tau_2 = 0.45 \sqrt{f_{tj} \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \frac{N}{ab} \right)}$$

- la contrainte limite de résistance à l'effort tranchant après fissuration, compte tenu des armatures longitudinales : $\tau_3 = \min(\tau_1, \tau_2) (1 + 3\varpi f) + 0,15 \frac{N}{ab}$ avec $\varpi f \leq 2\%$
Avec : $\varpi f = 100 A_f / ad$

→ Si $\tau^* \leq \tau_{lim} = \max(\tau_3, 0.5f_{tj})$, alors il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures d'effort tranchant, sinon, il y a lieu de prévoir des **armatures d'effort tranchant** calculées par la formule :

$$A_t / as_t \geq \frac{\tau^* - \tau_{lim}}{0.9f_e / \gamma_s}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} s_t : \text{l'espacement entre les lits d'armatures } A_t \text{ avec } s_t \leq b/3 \\ \gamma_s = 1 \\ f_e : \text{la limite élastique des aciers } A_t \end{cases}$$

Les armatures de l'effort tranchant A_t sont disposées :

- horizontalement si $\alpha_v \geq 1.5$
- Verticalement si $\alpha_v \leq 0.5$
- Verticalement et horizontalement si $0.5 < \alpha_v < 1.5$

5. Vérification au non glissement :

On doit vérifier : $V^* \leq 0.35 f_{tj} a x + 0.7 (F_b + A f_e)$ avec :

- x : largeur comprimée du voile sous l'effet de M et N
- A : section d'armatures verticales réparties hors potelets d'extrémité à laquelle associée une section d'armatures horizontales de même densité
- F_b : résultante des contraintes de compression

6. Dispositions constructives :

- Chaque armature longitudinale résultant du calcul en flexion composée ou des dispositions constructives minimales est ligaturée transversalement par des épingles de diamètre \emptyset_t et d'espacement S_t vérifiant les conditions suivantes :

$$S_t \leq \min(10 \emptyset_l; 20 \text{ cm})$$

$$\emptyset_t \geq \max(\emptyset_l/3; 6 \text{ mm})$$

- Pour les armatures verticales :

$$\rho_v \geq \max\left(0.001; 0.0015 \frac{400\theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{ulim}} - 1\right)\right) \text{ où } \theta = 1 : \text{voile intermédiaire}$$

$$\theta = 1.4 : \text{voile de rive}$$

- L'espacement maximal : $s_v \leq \min(2e; 33 \text{ cm})$
- Si $\emptyset_v \leq 12 \text{ mm}$, prévoir 4 épingles/m² au minimum.
- Si $\emptyset_v \geq 12 \text{ mm}$, prévoir un espacement des épingles inférieur ou égal à $15 \emptyset_v$.
- Le diamètre \emptyset_t des épingles est :
 - $\emptyset_t = 6 \text{ mm}$ lorsque $\emptyset_v \leq 20 \text{ mm}$
 - $\emptyset_t = 8 \text{ mm}$ lorsque $\emptyset_v \geq 20 \text{ mm}$.
- Pour les armatures horizontales :
 - $\rho_h \geq \max\left(\frac{2}{3}\rho_v; 0.001\right)$
 - L'espacement maximal : 33 cm
- L'espacement maximal des armatures quand $e \leq 40 \text{ cm}$:
 - En cas de FP : $\min(2h, 25 \text{ cm})$
 - En cas de FTP : $\min(1.5 h, 25 \text{ cm})$
- En outre, le ferrailage du voile doit respecter les exigences du RPS 2011.

7. Logiciel de calcul :

Le logiciel calcule les armatures des voiles et des poteaux de section rectangulaire soumis à un effort normal centré ou à la flexion composée.

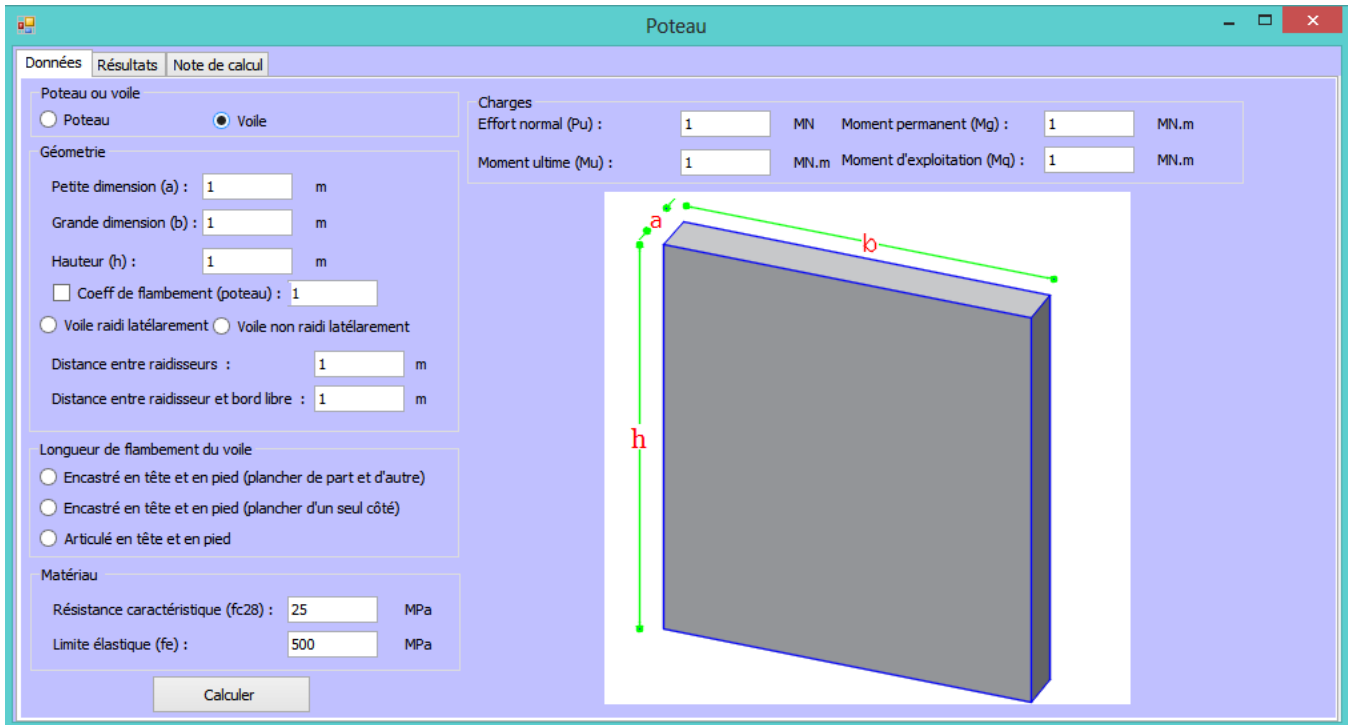


FIGURE 69 : INTERFACE DES DONNEES POTEAU ET VOILE

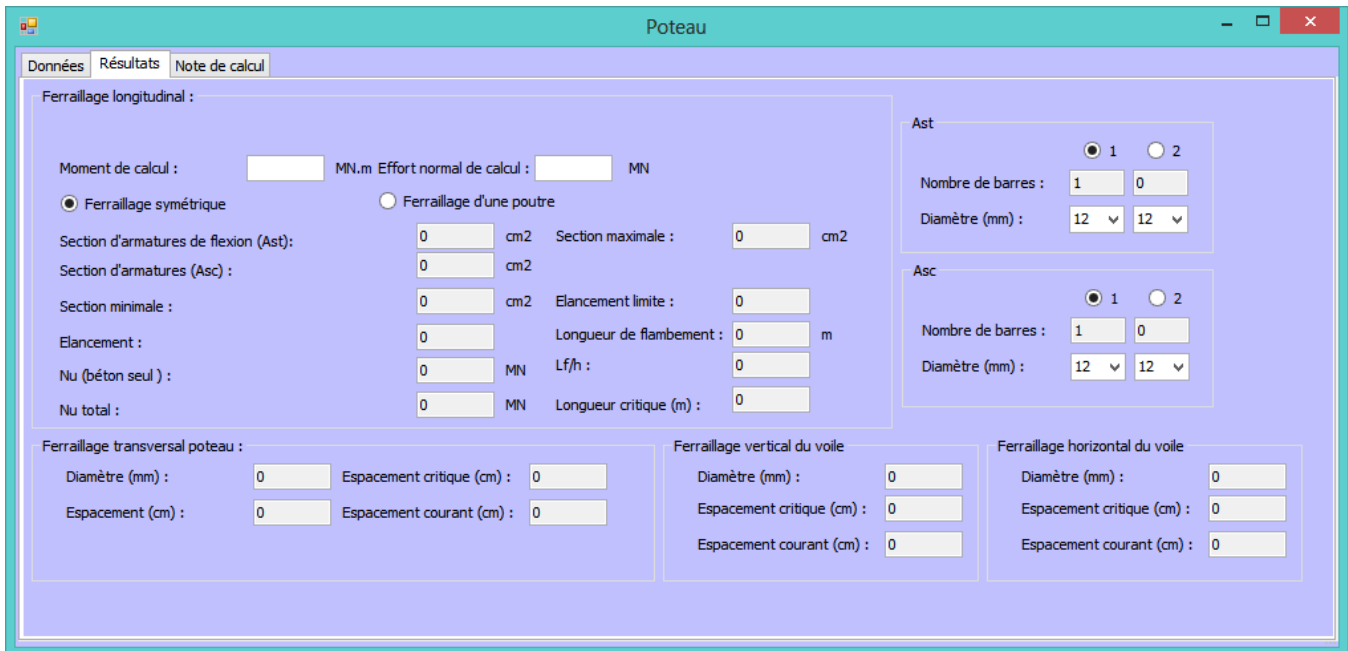


FIGURE 70 : INTERFACE DES RESULTATS POTEAU ET VOILE

VI. LES FONDATIONS :

1. Notations

On note :

- P_u et P_s : l'effort normal à la tête de la semelle à l'ELU et à l'ELS respectivement
- M_u et M_s : moments de flexion sollicitant la semelle à l'ELU et à l'ELS respectivement
- σ_{sol} : la contrainte du sol
- Les autres notations sont présentées sur le schéma suivant

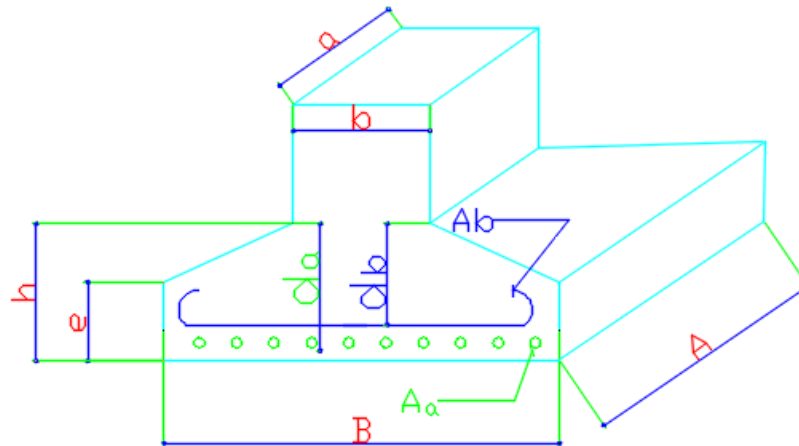


FIGURE 71 : NOTATIONS D'UNE SEMELLE SUPERFICIELLE

2. Semelle filante :

2.1. Semelle filante soumise à un effort normal:

2.1.1. Coffrage :

- La largeur de la semelle doit vérifier : $B(m) \geq \frac{P_s(MN)}{\sigma_{sol}(Mpa)}$ Avec :
- La hauteur utile d doit vérifier : $\frac{B-b}{4} \leq d \leq B - b$ et donc : $h \sim d + 5 \text{ cm}$
- Les dimensions sont des multiples de 5 cm

2.1.2. Ferrailage :

- La section des armatures principales (parallèles à la petite dimension) est calculée par :

$$A_b = \max\left(\frac{P_u(B-b)\gamma_s}{8df_e}, \frac{P_s(B-b)}{8d\sigma_s}\right)$$

- La section des armatures de répartition (parallèles à l'axe du mur) est calculée par :

$$A_a = \frac{A_b}{4}$$

Ces armatures sont placées en lit inférieur.

2.2. Semelle filante soumise à un effort normal et un moment M :

On traite le cas où le moment de flexion M est suivant la direction de B (c.-à-d. le moment M qui fléchit les fibres qui sont parallèles à B et par la suite les armatures qui vont l'équilibrer sont parallèles à B)

2.2.1. Coffrage :

- La largeur B de la semelle doit vérifier :

- Si $e_0 = \frac{M_s}{P_s} \leq \frac{B}{6} : B \geq \frac{P_s(1+\frac{3e_0}{B})}{\sigma_{sol}}$
- Si $e_0 > \frac{B}{6} : B \geq 2 \left(\frac{P_s}{2\sigma_{sol}} + e_0 \right)$ dans les cas courants et $B \geq 2 \left(\frac{2P_s}{3\sigma_{sol}} + e_0 \right)$ dans le cas de vent dominant

En pratique, on prend $B = (1.10 \text{ à } 1.15) \frac{P_s(MN)}{\sigma_{sol}(Mpa)}$ et on revérifie selon la valeur de e_0 .

- La hauteur utile d doit vérifier : $\frac{B-b}{4} \leq d \leq B - b$ et donc : $h \sim d + 5 \text{ cm}$

- Les dimensions sont des multiples de 5 cm

2.2.2. Ferrailage :

- La section des armatures principales (parallèles à la petite dimension) est calculée par :

- si $e_0 \leq \frac{b}{6}$ et $e_0 \leq \frac{B}{24} : A_b = \max\left(\frac{P_u(1+\frac{3e_0}{B})(B-b)\gamma_s}{8df_e}; \frac{P_s(1+\frac{3e_0}{B})(B-b)}{8d\sigma_s}\right)$
- si $e_0 > \frac{b}{6}$ et $e_0 > \frac{B}{24} : A_b$ est la section d'armatures nécessaire pour que la section $A \cdot h$ équilibre le moment :

$$M_1 = A \left(\frac{B}{2} - 0.35b \right)^2 \left(\frac{\sigma_1 + 2\sigma_M}{6} \right)$$

Avec :

- si $e_0 \leq \frac{B}{6} : \sigma_1 = \frac{P}{B} \left(1 + \frac{4.2e_0b}{B^2} \right)$ et $\sigma_M = \frac{P}{B} \left(1 + \frac{6e_0}{B} \right)$
- si $e_0 > \frac{B}{6} : \sigma_1 = 2P \frac{B+0.35b-3e_0}{9\left(\frac{b}{2}-e_0\right)^2}$ et $\sigma_M = \frac{2P}{3\left(\frac{B}{2}-e_0\right)}$

Le dimensionnement se fait à l'ELU et à l'ELS en prenant $P = P_u$ respectivement $P = P_s$, la section utilisée est la section la plus grande.

- La section des armatures de répartition (parallèles à l'axe du mur) est calculée par :

$$A_a = \frac{A_b}{4}$$

3. Semelle isolée :

3.1. Semelle isolée soumise à un effort normal:

3.1.1. Coffrage :

- Les dimensions de la semelle doivent vérifier : $AB \geq \frac{P_s}{\sigma_{sol}}$ et $A - a = B - b$ ou $\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$, la première a l'avantage de permettre d'avoir un ferrailage identique suivant les deux directions

- La hauteur utile d doit vérifier : $\frac{B-b}{4} \leq d_a \leq B - b$ et donc : $h \sim d + 5 \text{ cm}$

- Les dimensions sont des multiples de 5 cm

3.1.2. Ferrailage :

- La section des armatures parallèles à la grande dimension est calculée par :

$$A_b = \max\left(\frac{P_u(B-b)\gamma_s}{8d_b f_e}, \frac{P_s(B-b)}{8d_b \sigma_s}\right)$$

- La section des armatures parallèles à la petite dimension est calculée par :

$$A_a = \max\left(\frac{P_u(A-a)\gamma_s}{8d_a f_e}, \frac{P_s(A-a)}{8d_b \sigma_s}\right)$$

3.2. Semelle isolée soumise à un effort normal et un moment :

3.2.1. Coffrage :

- Les dimensions de la semelle doit vérifier :

- Si $e_0 = \frac{M_s}{P_s} \leq \frac{B}{6}$: $AB \geq \frac{P_s(1+\frac{3e_0}{B})}{\sigma_{sol}}$
- Si $e_0 > \frac{B}{6}$: $2A\left(\frac{B}{2} - e_0\right)\sigma_{sol} \geq P_s$ et $1.5A\left(\frac{B}{2} - e_0\right)\sigma_{sol} \geq P_s$ dans le cas de vent dominant

En pratique, on prend $B = (1.10 \text{ à } 1.15) \sqrt{\frac{b \cdot P_s(MN)}{a \cdot \sigma_{sol}(Mpa)}}$ et on vérifie selon la valeur de e_0 .

- La hauteur utile d doit vérifier : $\frac{B-b}{4} \leq d \leq B - b$ et donc : $h \sim d + 5 \text{ cm}$

- Les dimensions sont des multiples de 5 cm

3.2.2. Ferrailage :

- La section des armatures principales (parallèles à la petite dimension) est calculée par :

- si $e_0 \leq \frac{b}{6}$ et $e_0 \leq \frac{B}{24}$:

$$A_b = \max\left(\frac{P_u\left(1 + \frac{3e_0}{B}\right)(B-b)\gamma_s}{8d_b f_e}; \frac{P_s\left(1 + \frac{3e_0}{B}\right)(B-b)}{8d_b \sigma_s}\right)$$

$$A_a = \max\left(\frac{P_u\left(1 + \frac{3e_0}{B}\right)(A-a)\gamma_s}{8d_a f_e}; \frac{P_s\left(1 + \frac{3e_0}{B}\right)(A-a)}{8d_a \sigma_s}\right)$$

- si $e_0 > \frac{b}{6}$ et $e_0 > \frac{B}{24}$: A_b est la section d'armatures nécessaire pour que la section $A \cdot h$ équilibre le moment :

$$M_1 = A \left(\frac{B}{2} - 0.35b \right)^2 \left(\frac{\sigma_1 + 2\sigma_M}{6} \right)$$

Avec :

$$\begin{aligned} - \text{ si } e_0 \leq \frac{B}{6} : \sigma_1 &= \frac{P}{AB} \left(1 + \frac{4.2e_0b}{B^2} \right) \quad \text{et} \quad \sigma_M = \frac{P}{AB} \left(1 + \frac{6e_0}{B} \right) \\ - \text{ si } e_0 > \frac{B}{6} : \sigma_1 &= 2P \frac{B+0.35b-3e_0}{9\left(\frac{b}{2}-e_0\right)^2 A} \quad \text{et} \quad \sigma_M = \frac{2P}{3\left(\frac{B}{2}-e_0\right)A} \end{aligned}$$

Le dimensionnement se fait à l'ELU et à l'ELS en prenant $P = P_u$ respectivement $P = P_s$, la section utilisée est la section la plus grande.

$$A_a = \max \left(\frac{P_u \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) (A - a) \gamma_s}{8d_a f_e}; \frac{P_s \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) (A - a)}{8d_a \sigma_s} \right)$$

4. Dispositions constructives :

- Les dimensions minimales d'une semelle superficielle sont données dans la figure suivante :

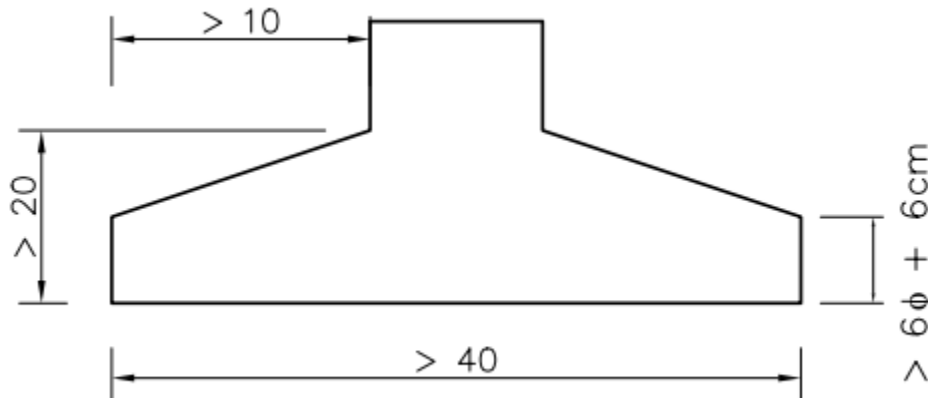
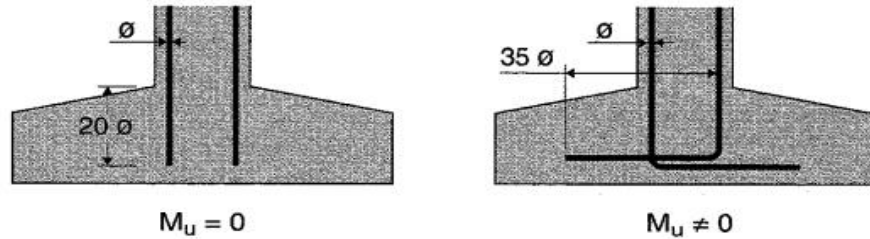


FIGURE 72 : DIMENSIONS MINIMALES D'UNE SEMELLE SUPERFICIELLE

- La section minimale des armatures de répartition est : $A_{min} = \max \left(1.6 \text{ cm}^2 / \text{m}; \frac{A}{1000}; A_{fl} / 4 \right)$ Où A est la section transversale de la semelle.

- L'espacement maximal des armatures est : $s_t = 33 \text{ cm}$

- L'ancrage des armatures en attente pour le poteau peut se limiter à 20Φ si le moment est nul et en recouvrement sur 35Φ avec l'armature de la semelle si le moment est non nul.


FIGURE 73 : ANCRAGE DES ARMATURES D'UN POTEAU DANS UNE SEMELLE

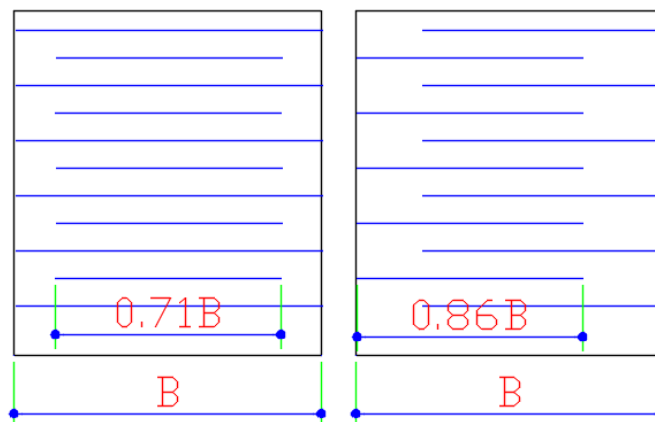
- La base de la fondation est arrêtée à un niveau tel que l'eau incluse dans le sol ne gèle pas. Selon la région $50 \text{ cm} \leq D \leq 90 \text{ cm}$ et il faut ajouter $5 \text{ cm}/200 \text{ m}$ pour des altitudes supérieures à 150 m . Ces dispositions ne sont pas valables pour les sols gonflants (argiles).

- Pour les semelles filantes :

- Si $l_s < \frac{B}{8}$: On peut arrêter une barre sur deux (figure)
- Si $\frac{B}{8} \leq l_s < \frac{B}{4}$: Tous les barres sont prolongées sans crochets aux extrémités
- Si $\frac{B}{4} \leq l_s$: Tous les barres sont prolongées avec des crochets aux extrémités

- Pour les semelles isolées :

- Si $l_s < \frac{B}{10}$: On peut arrêter une barre sur deux (figure)
- Si $\frac{B}{10} \leq l_s < \frac{B}{5}$: Tous les barres sont prolongées sans crochets aux extrémités
- Si $\frac{B}{5} \leq l_s$: Tous les barres sont prolongées avec des crochets aux extrémités


FIGURE 74 : LONGUEUR DE SCELLEMENT DES ARMATURES D'UNE SEMELLE SUPERFICIELLE

5. Semelle excentrée :

Une semelle est dit excentrée lorsque son centre de gravité se trouve à une distance noté e de l'axe vertical du poteau ou mur. Elle se dimensionne et se calcule pour reprendre l'effort normal qui lui est appliquée, quant au moment induit par l'excentricité de la charge, il sera équilibré par un autre élément de la structure :

5.1. Excentrement équilibré par mur :

Le moment $M_e = Pe$ dû à l'excentricité de la semelle est équilibré par un moment constant dans le mur, qui doit être calculé pour le reprendre

5.2. Excentrement équilibré par plancher :

Admettre le moment $M_e = Pe$, dans la mesure où le plancher supérieur est capable de reprendre une poussée $H1 := \frac{Pe}{h}$:

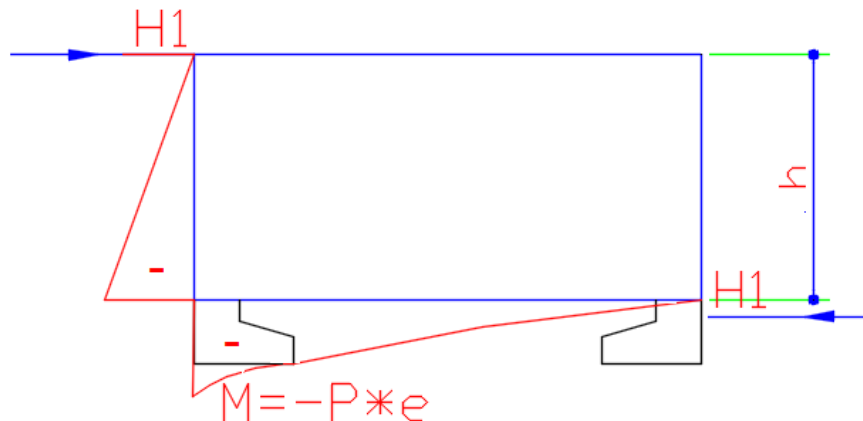


FIGURE 75 : EXCENTREMENT EQUILIBRE PAR PLANCHER

Au niveau de la semelle cette réaction $H1$ est équilibrée par les contraintes de frottements de la semelle sur le sol

- Il est conseillé néanmoins dans ce cas de prévoir une longrine liant les deux poteaux voisins ou au minimum un renforcement du dallage existant au niveau le plus bas
- En outre, il faut vérifier que le poteau a une raideur suffisante afin de négliger la rotation du poteau sous l'effet du moment

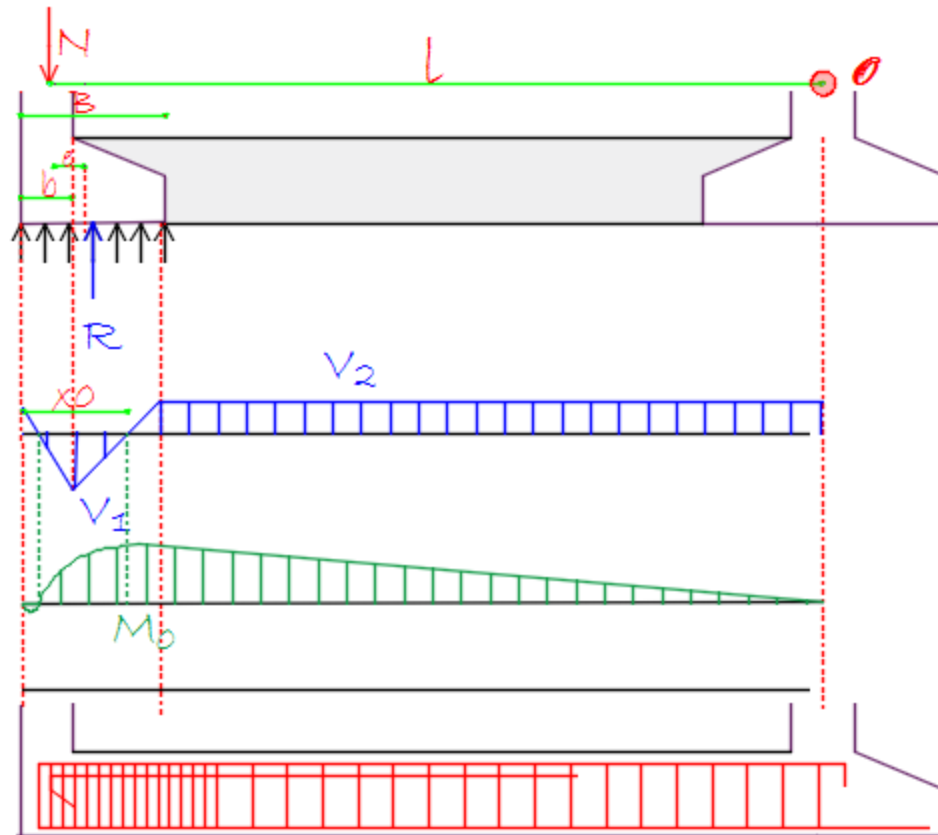
5.3. Excentrement équilibré par poutre de redressement

Consiste à créer une poutre rigide dite poutre de redressement reliant la semelle à construire à la semelle existante, c'est la solution la plus utilisée.

5.3.1. Condition de rigidité :

Il faut que la hauteur de la poutre vérifie : $h \geq \frac{l}{10}$ avec : l est la portée entre axes des poteaux sur les deux semelles.

5.3.2. Dimensionnement de la semelle :


FIGURE 76 : POUTRE DE REDRESSEMENT

L'équilibre des moments par rapport au point \$O\$ donne la réaction sous la semelle excentrée :

$$R = 2Nl / (2l + b - B)$$

La semelle est dimensionnée pour une pression égale à : R/AB (semelle excentrée de dimension AB)

5.3.3. Effort tranchant :

Les valeurs de l'effort tranchant pour lesquelles les armatures transversales sont calculées sont :

$$\begin{aligned} V_1 &= Rb/B \\ V_2 &= N - V_1 \end{aligned}$$

5.3.4. Moment fléchissant :

Le moment fléchissant pour lequel les armatures longitudinales sont calculées :

$$M_0 = \frac{Rx_0^2}{2B} - N \left(x_0 - \frac{b}{2} \right) \text{ avec } x_0 = \frac{BN}{R}$$

5.3.5. Soulèvement de la semelle :

On vérifie que le poteau de la semelle non excentrée sous les charges permanentes seulement n'est pas soulevé sous l'effet de la composante :

$$-N * \frac{e}{l}$$

6. Calcul sismique des fondations :

6.1. Sollicitations à l'ELA :

Le moment sismique sollicitant une semelle filante sous un voile, s'obtient par la formule suivante :

$$M = \sum_{i=1}^n V_i * h_i$$

Avec : V_i : l'effort horizontal au voile à l'étage i

h_i : hauteur de l'étage i

L'effort normal accidentel, se calcule par : $N_{ELA} = G + E + \psi Q$

Avec : G : Charges permanentes en tête de la semelle

E : Effet du séisme = $\max (E_x + 0.3 * E_y + 0.3 * E_z ; 0.3 * E_x + E_y + 0.3 * E_z ; 0.3 * E_x + 0.3 * E_y + E_z)$

Q : Charges d'exploitation en tête de la semelle

ψ : facteur d'accompagnement pris égal à 0.2

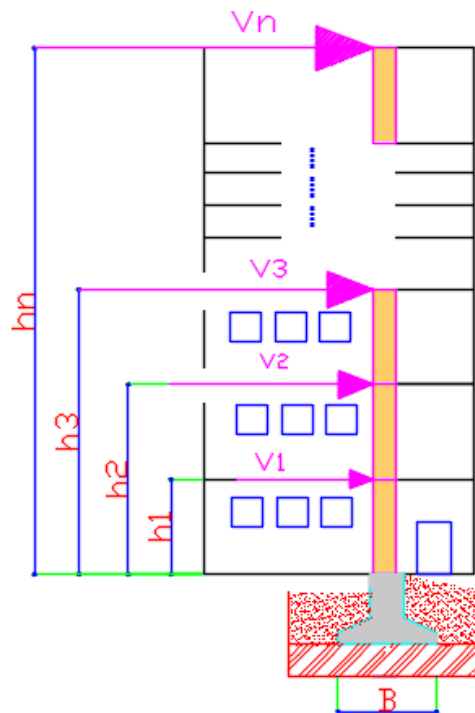


FIGURE 77 : CALCUL DU MOMENT SISMIQUE DANS UNE SEMELLE

6.2. Justification de soulèvement de la semelle :

Lorsque $e_0 = \frac{M_A}{N_{ELA}} > \frac{B}{6}$ le diagramme des contraintes dans le sol est triangulaire et la semelle est partiellement soulevée sur une longueur $L'' = B - 3\left(\frac{B}{2} - \frac{M_A}{N_{ELA}}\right)$

On doit vérifier que : $L''/B < 90\%$, en pratique on vérifie que $L''/B < 40\%$.

6.3. Stabilité au glissement :

D'après Le fascicule 62 titre V, on vérifie que :

$$H_d \leq V_d * \frac{\tan(\varphi')}{\gamma_{g1}} + \frac{c' A'}{\gamma_{g1}}$$

- H_d : la composante verticale de l'effort appliqué à la fondation
- V_d : composantes horizontale de l'effort appliqué
- A' : surface comprimée de la fondation,
- φ' : angle de frottement interne du sol
- c' : cohésion
- γ_{g1} est pris égal à 1,2 et γ_{g2} est pris égal à 1,5

6.4. Vérification des dimensions obtenues en calcul statique :

Lorsque $e_0 = \frac{M}{P} \leq \frac{B}{6}$ on vérifie que : $\sigma = \frac{N_{ELA}}{A B} \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \leq 2\sigma_{sol}$

Lorsque $e_0 = \frac{M}{P} > \frac{B}{6}$ on vérifie que : $\sigma = \frac{2 N_{ELA}}{3 A \left(\frac{B}{2} - e_0\right)} \leq 2\sigma_{sol}$

Si la condition n'est pas vérifiée, on redimensionne la semelle pour la satisfaire

7. Radier :

7.1. Choix de la variante radier:

- On recourt à la variante radier lorsque :

- la surface des semelles isolées ou continues est très importante (supérieure ou égale à 50 % de l'emprise du bâtiment)
- Le terrain est inondable d'une façon permanente, périodique ou accidentelle et qu'il faut protéger des infiltrations d'eau les étages inférieurs de la construction : le radier doit être étanche et s'opposer aux surpressions hydrostatiques par son poids

- Il faut que le sol d'assise ait une résistance régulière (pas de tassements différentiels, pas de points durs). En effet, dans le cas des radiers fondés sur des points durs (lentilles de terrains résistants, roche), où les tassements sont limités, des concentrations de réactions de sol se produiront en ces régions avec efforts de flexion importants et des contraintes de cisaillements dans le radier au droit de la frontière séparant les points durs et points faibles pouvant mener à une rotation du bâtiment ; le radier dans ce **cas n'est pas envisageable**.

- Il faut que la construction ne supporte pas de charges d'exploitations présentant d'importances dissymétries (tassements différentiels entre divers zones de radier)

- Lorsque la compressibilité du sol varie de manière importante ou lorsque la structure présente des différences marquées de rigidité, il y a lieu de prévoir des joints de rupture.

7.2. Types de radiers :

On trouve essentiellement deux types de radiers :

- Le radier plan épais, qui est caractérisé par sa forte épaisseur qui induit une surcharge importante sur le sol et son ferrailage dense. Il peut être débordant ou renforcé au droit d'une charge concentré
- Le radier plan nervuré, qui est constitué d'une dalle mince renforcée par une maille de nervures, ce qui permet une utilisation optimale de la matière et peut être une solution économique pour de grandes surfaces. Cependant, Le ferrailage de ce type de radier est complexe et difficile à mettre en œuvre.

7.3. Fonctionnement du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les murs et les poteaux de l'ossature soumis au chargement $q(x, y) =$ réaction du sol $\sigma(x, y)$ diminuée du poids propre w du radier, augmenté de surpression hydrostatique $u(x, y)$ (présence d'une nappe) :

$$q(x, y) = \sigma(x, y) - w(x, y) + u(x, y)$$

Pour le calculer, les méthodes de calcul des planchers sont valables, le problème reste dans la détermination de la réaction du sol $\sigma(x, y)$ qui fait intervenir à la fois les paramètres du sol et ceux du radier lui-même (interaction sol structure).

Le calcul en plancher renversé n'est valable que sous réserve de vérifier sensiblement l'équilibre entre la descente des charges apportées par la superstructure et les réactions du sol sous chaque poteau.

- a) Cas d'un mauvais terrain. : On considère que le radier fonctionne soit en plancher nervuré renversé soit en plancher-dalle renversé sans interaction avec le sol.
- b) Cas d'un terrain normal. Dans cette méthode, on suppose que le diagramme des réactions du sol est plan sous toute la surface du radier.

7.4. Stabilité globale de l'ouvrage en présence de nappe :

Il faut vérifier que l'effet de la sous-pression hydrostatique $u(x, y)$ soit inférieur au poids à vide (sans surcharges) G de l'ouvrage, sinon l'ouvrage risque de se soulever, il faut que :

$$G_{min} \geq 1.1 B\gamma\Delta h_{max}$$

- Avec : -1,1 = coefficient de sécurité
- γ : poids volumique de l'eau (10 kN/m³)
- G_{min} : poids propre minimal de l'ouvrage à vide.
- B : Surface plane de cuvelage
- Δh_{max} : différence de niveau maximale entre le niveau des plus hautes eaux prévisible, augmenté de 0,50 m, et la face inférieure du radier.

En outre, pour chaque appui il faut vérifier $G_{i_{min}} \geq 1.1 B_i \gamma \Delta h_{max}$

- B_i : surface de l'appui
- $G_{i_{min}}$: la descente des poids arrivant à la base de l'appui

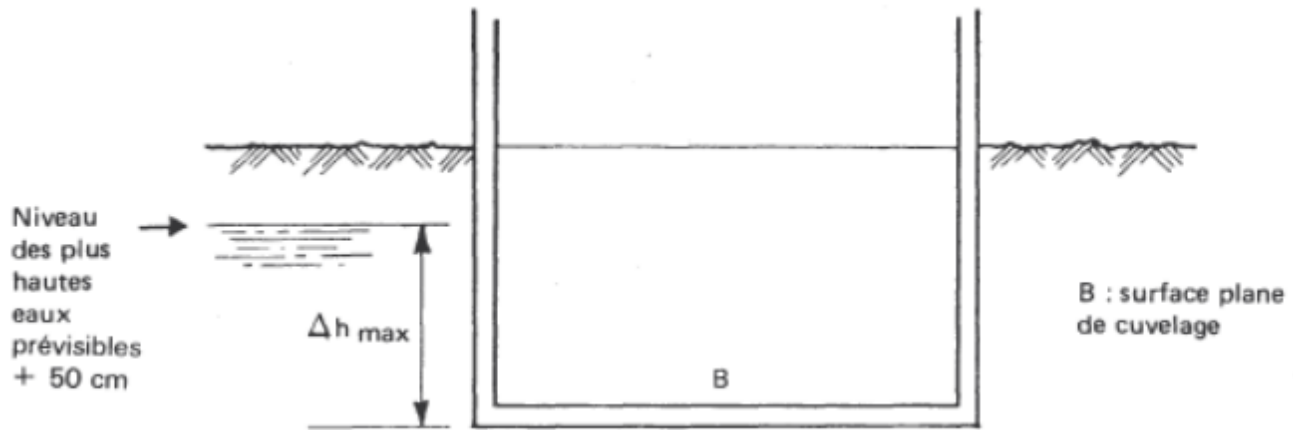


FIGURE 78 : NAPPE SOUS RADIER

7.5. Prédimensionnement du radier

L'épaisseur du radier est calculée à l'aide de la formule de vérification de sa résistance au poinçonnement sous le pilier (poteau ou voile) :

$$Nu \leq 0,045 * Uc * f_{c28}$$

Avec : Nu : l'effort normal à la base de chaque pilier

Uc : périmètre du pilier considéré = $2 * (\text{longueur} + \text{largeur} + 2 * e_{\text{radier}})$

L'épaisseur de nervures : $h \geq \frac{l'}{10}$ avec l' : entre axes des poteaux parallèlement aux nervures.

L'épaisseur de dalle : $h \geq \frac{l}{20}$ avec l : entre axes des poteaux perpendiculairement aux nervures

7.6. Vérification de la surface du Radier

La surface du radier doit satisfaire la condition : $\frac{N_{Total}}{\sigma_{sol}} \leq S_{rad}$

Avec N_{Total} : sommes des efforts normaux à l'ELS transmis au radier

$$N_{Total} = Poids_{terres} + Poids_{radier} + N' \text{ avec } N' = \sum N_{els}$$

On ajoute au radier un débord de largeur minimale $L_d \geq \max(e_{\text{radier}}/2, 30\text{cm})$

7.7. Vérification de rigidité :

Cette condition doit être vérifiée pour les radiers nervurés, Les nervures sont considérées infiniment rigides, elles doivent alors satisfaire les deux conditions suivantes :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e$$

$$d_o \leq d \leq 2 d_o$$

- L_{max} portée maximale (écartement des charges) ;
- L_e Longueur élastique ; donnée par la formule : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{b \times K_s}}$
 - o E : module d'élasticité du béton
 - o I : Inertie de la section ; b : sa largeur ;
 - o d : hauteur utile ; d_o : débord de la semelle par rapport au poteau
 - o K_s : Coefficient de réaction du sol

Nature du sol	K_s (T/m ³)
Terrain légèrement tourbeux et marécageux	500-1000
Terrain essentiellement tourbeux et marécageux	1000-1500
Sable fin	1000-1500
Remblai d'humus, sable et gravier	1000-2000
Sol argileux détrempé	2000-3000
Sol argileux humide	4000-5000
Sol argileux sec	6000-8000
Sol argileux très sec	10000
Terrain compacté contenant de l'humus du sable et peu de pierres	8000-10000
Terrain compacté contenant de l'humus du sable et beaucoup de pierres	10000-12000
Gravier fin et beaucoup de sable fin	8000-10000
Gravier moyen et sable fin	10000-12000
Gravier moyen et sable grossier	12000-15000
Gros gravier et sable grossier	15000-20000
Gros gravier et peu de sable	15000-20000
Gros gravier et peu de sable mais très compacté	20000-25000

TABLEAU 64 : VALEURS DE LA RAIDEUR DU SOL EN FONCTION DE SA NATURE

7.8. Vérification au soulèvement :

On calcule dans le radier les efforts normaux, les efforts horizontaux et les moments, dans la direction x et dans la direction y, sous la combinaison la plus défavorable.

On procède ensuite par un calcul de contraintes sous le radier et on effectue les vérifications à l'ELU et à l'ELA :

A l'ELU :

La résultante des efforts appliqués par le sol sur le radier doit appartenir au tiers central et la réaction du sol doit être positive

On calcule l'excentrement dans chacune des deux directions et on compare au sixième de la longueur dans le sens considéré :

Sens X :

Il faut que $e_x = M_x/N \leq L_x/6$ $\sigma_{x1} = \frac{N}{L_x} \left(1 + \frac{6e_x}{L_x}\right) \geq 0$ et $\sigma_{x2} = \frac{N}{L_x} \left(1 - \frac{6e_x}{L_x}\right) \geq 0$.

Sens Y :

il faut que $e_y = M_y/N \leq L_y/6$ $\sigma_{y1} = \frac{N}{L_y} \left(1 + \frac{6e_y}{L_y}\right) \geq 0$ et $\sigma_{y2} = \frac{N}{L_y} \left(1 - \frac{6e_y}{L_y}\right) \geq 0$.

Avec :

L_x, L_y : dimensions du radier dans la direction x et y

N = La résultante des efforts normaux agissant sur les éléments s'appuyant sur le radier.

M_x et M_y : résultante des moments agissant sur le radier dans la direction x et y

A l'ELA :

Dans ce cas, La vérification du soulèvement consiste à vérifier que la surface comprimée sous les efforts à l'état accidentel dépasse 60% de la surface totale du radier. Pour ce faire, une méthode approchée consiste à vérifier que la longueur de la partie comprimée dans chaque direction dépasse 3/5 de la dimension correspondante du radier

Sens X :

On calcule $e_x := \frac{M_{xELA}}{N_{ELA}}$, $\sigma_{x1} = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{6e_x}{L_x}\right)$ et $\sigma_{x2} = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{6e_x}{L_x}\right)$

Lorsque $e_x > \frac{L_x}{6}$ alors le radier est partiellement soulevé suivant X sur une longueur $L_x'' = L_x - 3\left(\frac{L_x}{2} - \frac{M_A}{N_{ELA}}\right)$

il faut que $L_x''/L_x < 40\%$

Sens-Y :

On procède de la même manière que suivant x

7.9. Calcul des sollicitations :

Considérer le radier comme un plancher renversé avec un chargement caractérisé par :

- Une répartition uniforme dans le cas des roches avec concentration des charges au voisinage des voiles.
- La pression sous le radier est prise égale à $p = \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

Le radier sera divisé en panneaux selon la position des voiles et donc des appuis. Ces panneaux sont ensuite ferrailés selon qu'ils portent dans un sens ou dans deux sens.

7.10. Ferrailage du radier :

Le ferrailage est calculé comme d'une section soumise à une flexion simple et les dispositions sont celles adoptées pour une dalle pleine.

8. Logiciel de calcul :

Le logiciel calcule et détermine les armatures des semelles filantes ou isolées soumises à un effort normal centré ou à la flexion composée.

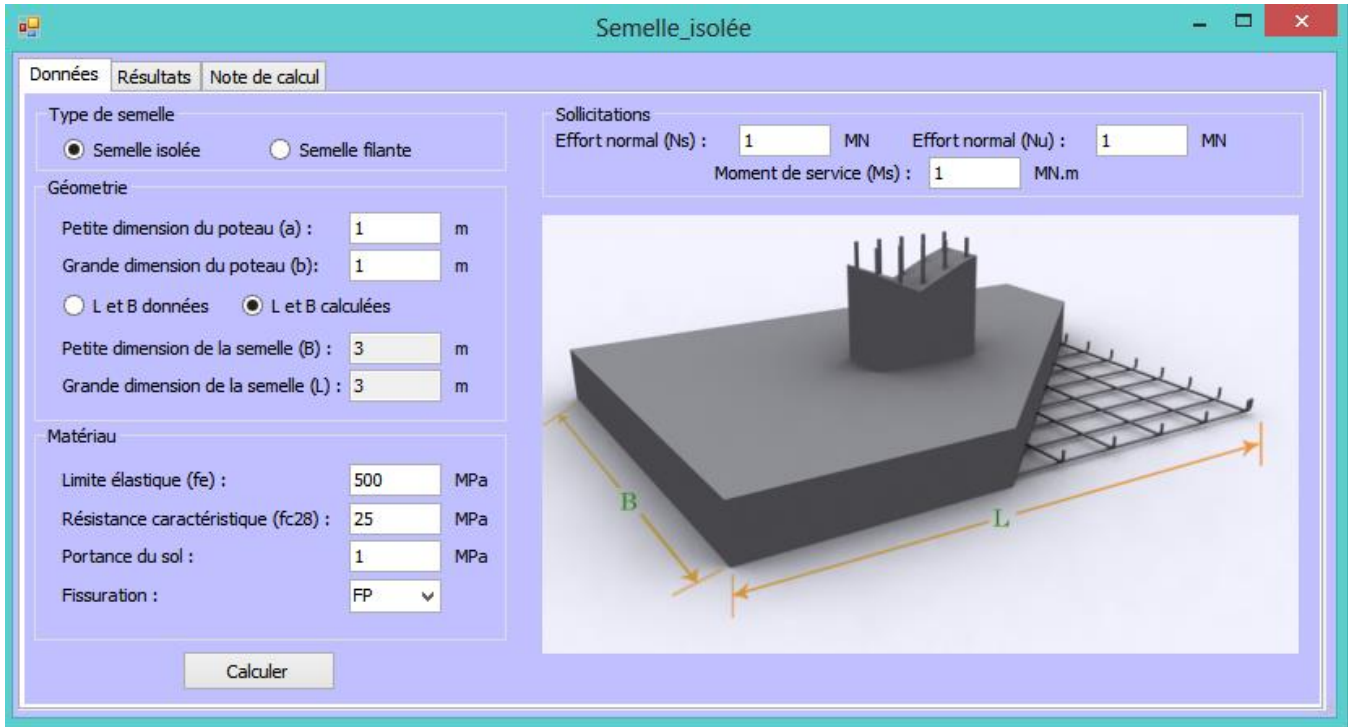


FIGURE 79 : INTERFACE DES DONNEES SEMELLE FILANTE ET ISOLEE

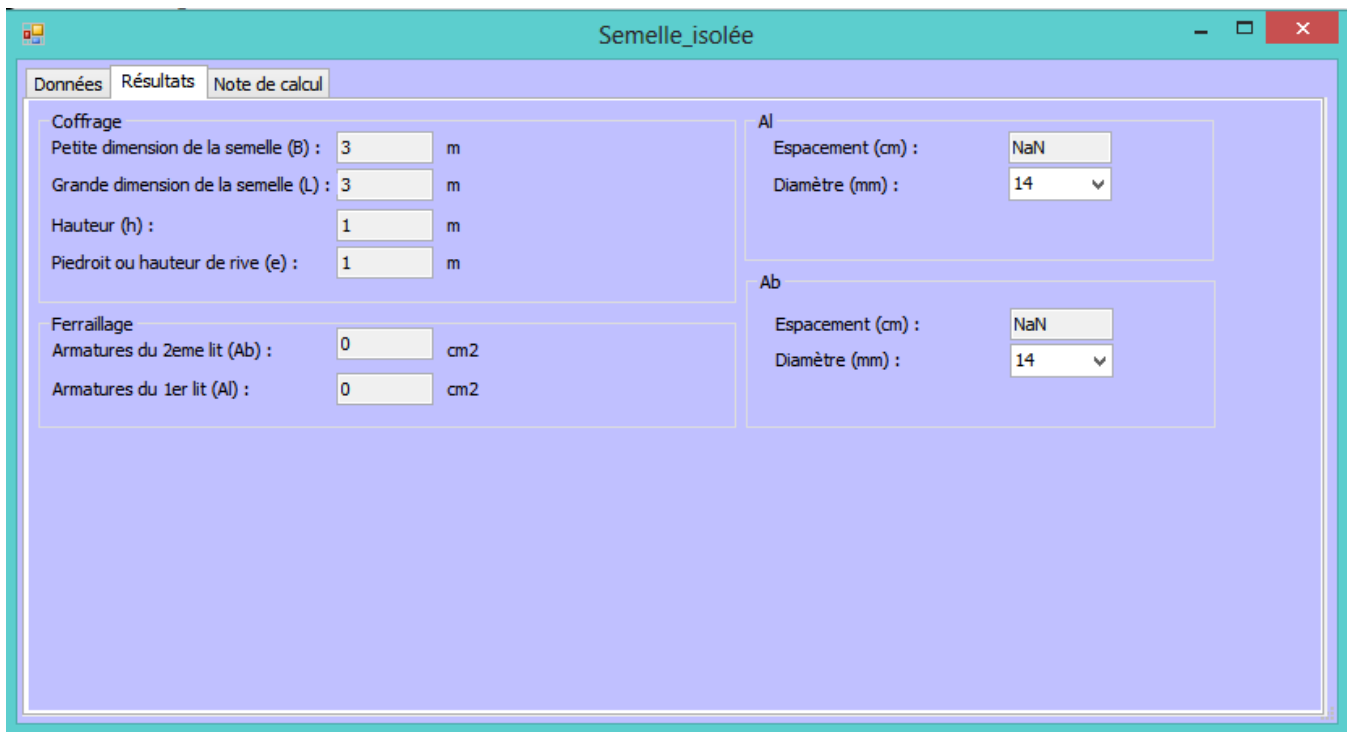


FIGURE 80 : INTERFACE DES RESULTATS SEMELLE FILANTE ET ISOLEE

VII. LES MURS DE SOUTÈNEMENTS :

Les murs de soutènement sont des ouvrages qui permettent de maintenir le sol en place dans le cas où on effectue des remblais ou des déblais, le cas par exemple des sous-sols.

4.1. Notations :

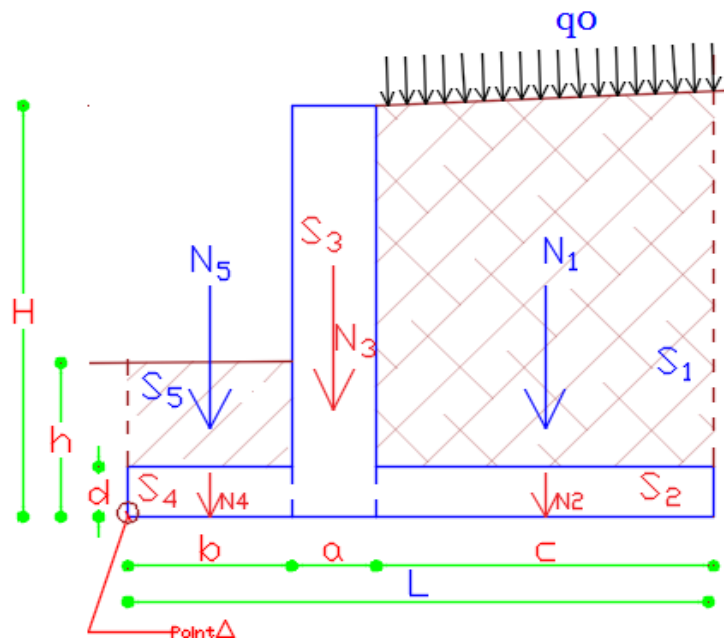


FIGURE 81 : MUR DE SOUTÈNEMENT

- φ : Angle de frottement interne du terrain
- γ_h : Densité humide
- γ_i : poids volumiques $\left\{ \begin{array}{l} \text{sol : } 17 \text{ à } 18 \text{ kN/m}^3 \\ \text{béton : } 25 \text{ kN/m}^3 \end{array} \right.$
- σ_{sol} : Contrainte admissible du sol
- c_u : la cohésion non drainé
- q_0 : surcharges
- Q : résultante des efforts de poussée due à q_0
- p : pression de poussée des terres à droite du mur
- P : résultante de p
- b : pression de butée
- B résultante de b
- N_i : le poids propre de la section i (figure)
- S_i : surface de la section i
- d_i : distance de N_i par rapport au point A
- K_a : coefficient de poussée
- K_p : coefficient de butée

Les sols exercent des pressions verticales sur les couches sous-jacentes, ce qui engendre des pressions horizontales dites « poussée des terres »

Lors d'un déplacement horizontal dans le sens d'une décompression du massif : après un déplacement de l'ordre de $H/1000$, le massif va atteindre la rupture et la force mobilisée est dit poussée active ou poussée

Lors d'un déplacement horizontal du mur dans le sens d'une compression du massif : après un déplacement de l'ordre d' $H/100$, une force dit poussée passive ou butée est mobilisée

4.2. Efforts sur le mur :

Sur le mur s'exercent :

- une poussée horizontale : $p = K_a \gamma_h z$ pour $z < H$ de résultante $P = \frac{1}{2} K_a \gamma_h H^2$
- une poussée passive : $b = \frac{1}{K_a} \gamma_h z$ pour $z < h$ de résultante $B = \frac{1}{2 K_a} \gamma_h h^2$
- une poussée $q = q_0 K_a$ due aux surcharges uniformément répartie sur toute la hauteur H et de résultante : $Q = q_0 K_a H$

Avec $K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

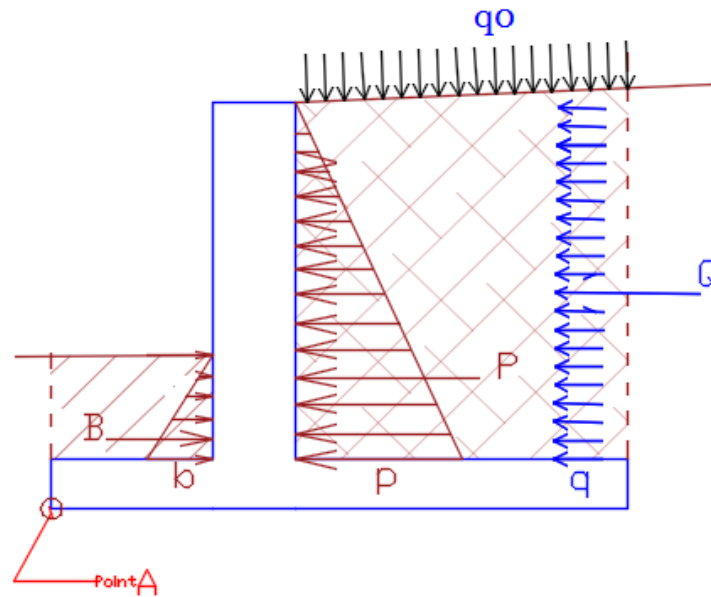


FIGURE 82 : EFFORTS APPLIQUES SUR UN MUR DE SOUTÈNEMENT

4.3. Stabilité du mur au renversement :

On vérifie que :

Le moment de renversement $M_r \leq$ moment de stabilité M_s + moment de butée M_b

Avec:

- $M_r = 1.35P H/3 + 1.5 Q H/2$
- $M_s = \sum_1^n \gamma_i S_i d_i$
- $M_b = B h/3$ (par mesure de prudence il est souvent négligé)

4.4. Stabilité au glissement :

On vérifie que les efforts de poussée des terres P_u restent inférieurs à la somme des efforts de butée B_u et de frottement F : $P_u \leq B_u + F$ (*), avec

- $P_u = 1.35P + 1.5Q$
- $B_u = B$
- $F = \tan\left(\frac{2}{3}\varphi\right) \sum_1^n S_i d_i$

Si le glissement n'est pas vérifié, on prévoit dans la conception du mur une bêche n x n (voir figure) :

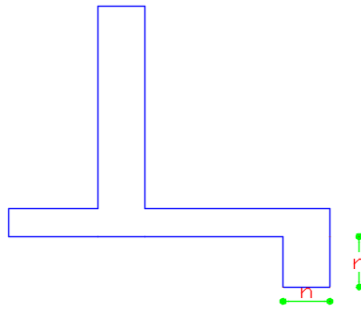


FIGURE 83 : BECHE DU MUR DE SOUTÈNEMENT

Les paramètres intervenant dans (*) deviennent :

- $\varphi = \varphi' = \arctan\left(\frac{(L-n)\tan(\varphi_1) + n\tan(\varphi_2)}{2}\right)$ Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \varphi_1: \text{l'angle de frottement sol - sol} \\ \varphi_2: \text{l'angle de frottement sol - béton} \end{array} \right.$
- $Bu = B'u = \frac{1}{2}K'_p \gamma_h (h + n) * (h + n)$
- $F = F' = \tan\left(\frac{2}{3}\varphi'\right) * \sum_1^n S_i \gamma_i$

4.5. Vérification des contraintes de compression du sol :

On calcule l'excentricité de la résultante verticale :

- Par rapport à A : $e_a = \frac{M}{N}$
 - o $M = \left(\frac{PH}{3} + \frac{QH}{2}\right)$
 - o $N = 1.35 \sum_1^n S_i \gamma_i$
- Par rapport au milieu de la semelle : $e_0 = e_a - L/2$
- Si $e_0 \leq L/6$ alors les contraintes sont positives (compression) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{min} = \frac{N}{L} * \left(1 - \frac{6e_0}{L}\right) \\ \sigma_{max} = \frac{N}{L} * \left(1 + \frac{6e_0}{L}\right) \end{array} \right.$$

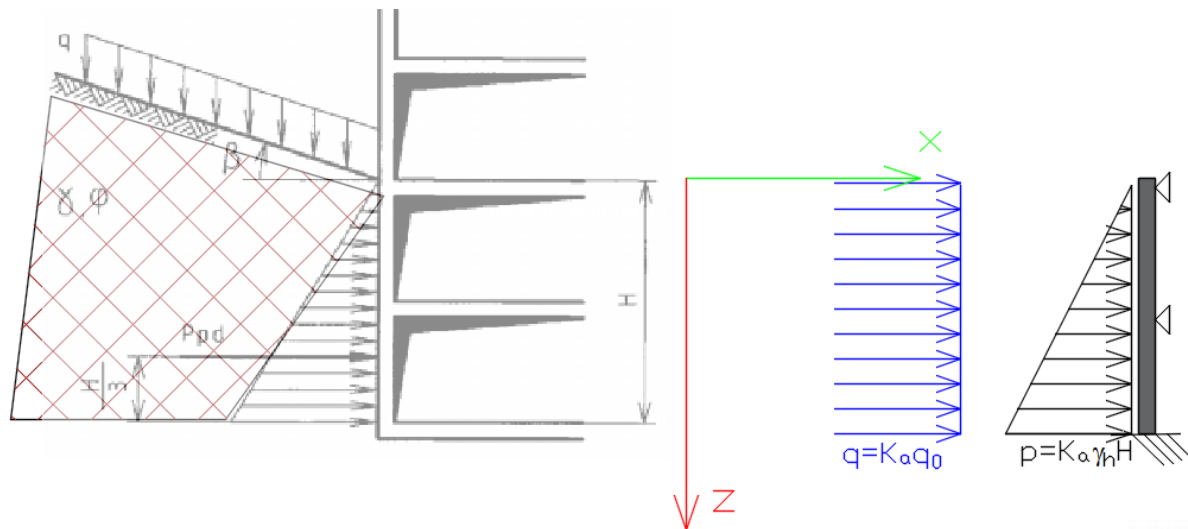
et $\sigma = (3\sigma_{max} + \sigma_{min})/4 = \frac{N}{L} * \left(1 + \frac{3e_0}{L}\right)$

- Sinon ($e_0 > L/6$) le diagramme des contraintes est triangulaire : $\sigma = \frac{2N}{3\left(\frac{L}{2} - e_0\right)}$

Dans les deux cas il faut vérifier que $\sigma \leq \sigma_{sol}$

4.6. Calcul du mur de soutènement dans le cas de sous-sols :

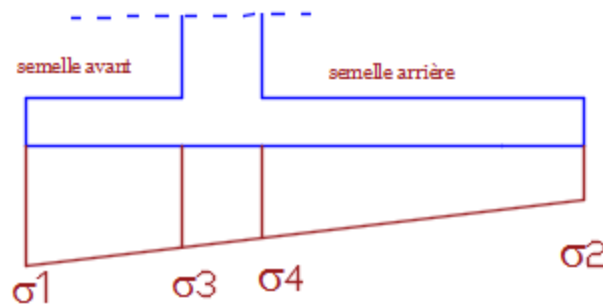
Considérons le cas d'un mur de soutènement pour sous-sols, Il n'y'a lieu de vérifier ni stabilité au glissement ni celle au renversement : le mur est bridé par les planchers et est fortement maintenu par la structure et ne peut donc ni se renverser ni glisser.


FIGURE 84 : MUR DE SOUTÈNEMENT EN CAS DE SOUS-SOL

Le mur se calcule par bandes de largeur un mètre linéaire horizontal et de hauteur H , le calcul est mené comme pour une poutre encastée à sa base et sur appuis simples sur les planchers, sous la charge permanente p des poussées des terres et la surcharge q

4.7. Calcul des semelles avant et arrière :

Les semelles avant et arrière du mur de soutènement se calcule pour la section transversale de largeur un mètre linéaire horizontale et de hauteur d (voir figure) sous l'action du moment fléchissant à l'état limite de service et en fissuration préjudiciable ou très préjudiciable


FIGURE 85 : SEMELLE DU MUR DE SOUTÈNEMENT

- Charges permanentes : $\begin{cases} \sigma_{arr} := (H - d)\gamma_h + d\gamma_b \\ \sigma_{av} := (h - d)\gamma_h + d\gamma_b \end{cases}$
- Contraintes résultantes sur la semelle avant : $\begin{cases} \sigma'_1 = \sigma_1 - \sigma_{av} \\ \sigma'_3 = \sigma_3 - \sigma_{av} \end{cases}$
- Contraintes résultantes sur la semelle arrière : $\begin{cases} \sigma'_2 = \sigma_2 - \sigma_{arr} \\ \sigma'_4 = \sigma_4 - \sigma_{arr} \end{cases}$
- Moments à l'ELS : $\begin{cases} M_{arr} := \sigma'_4 * c^2/2 + (\sigma'_2 - \sigma'_4) * 2c^2/3 \\ M_{av} := \sigma'_3 * b^2/2 + (\sigma'_1 - \sigma'_3) * 2b^2/3 \end{cases}$

4.8. Ferrailage :

- Les armatures sont calculées par :

$$As = Ms / Z \bar{\sigma}_s \text{ avec } Z = 0.9(d - 4cm)$$

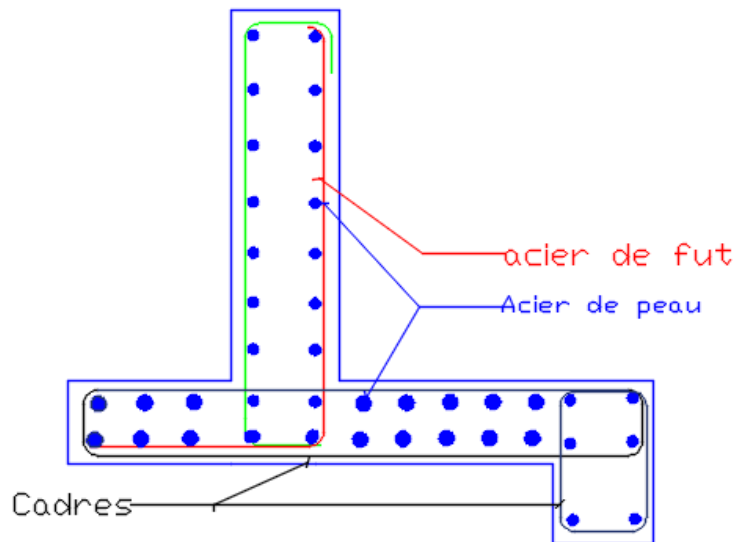


FIGURE 86 : FERRAILAGE DU MUR DE SOUTÈNEMENT

- Armature du voile :
 - Côté remblai : horizontalement disposer $A \geq 0.10 e_1$ (cm²/ml)
 - Face avant : horizontalement disposer $A \geq 0.075 e_1$ (cm²/ml)
Verticalement disposer $A \geq 0.10 e_1$ (cm²/ml)
 - En tête du voile : chaînage de 4 cm²

Avec e_1 : épaisseur du voile à sa base
- Semelle : armatures de répartition dans le sens longitudinal :
 - Patin : $A \geq 0.10 e_2$ (cm²/ml)
 - Talon : $A \geq 0.10 e_3$ (cm²/ml)

Avec e_2 et e_3 épaisseurs correspondantes au niveau de l'encastrement du voile
- L'espacement maximal est de 30 cm.

VIII. ACROTERE :

4.9. Dimensionnement :

Les dimensions courantes sont présentées sur la figure :

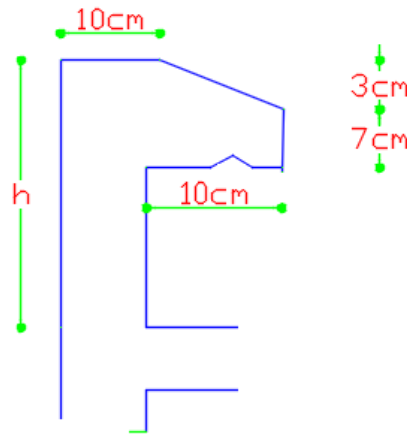


FIGURE 87 : ACROTÈRE

$$h = \begin{cases} 60 \text{ cm si la terrasse est non accessible} \\ 100 \text{ cm si la terrasse est accessible} \end{cases}$$

4.10. Evaluation des charges :

- Poids propre : $S_{acrot} * \gamma_b$
- Surcharges: action de la main courante : $Q=100 \text{ daN/ml}$

4.11. Calcul des sollicitations :

- Effort normal N : dû au poids propre
- Moment M dû à la surcharge : $M=Q*h$

En ELU :

- $N_u = N * 1.35$
- $M_u = 1.5M$

En ELS

- $N_s = N$
- $M_s = M$

4.12. Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait pour la section transversale de l'acrotère de largeur d'un mètre linéaire l'acrotère et de hauteur l'épaisseur de l'acrotère soumise à la flexion composée sous les efforts M et N , tout en tenant compte des effets de second ordre.

Les armatures obtenues A_s sont disposées verticalement sur les deux faces de l'acrotère.

Une section d'armatures de répartition A_{rep} égale au quart de la section précédente est à disposer horizontalement sur toute la hauteur de l'acrotère comme illustré sur la figure :

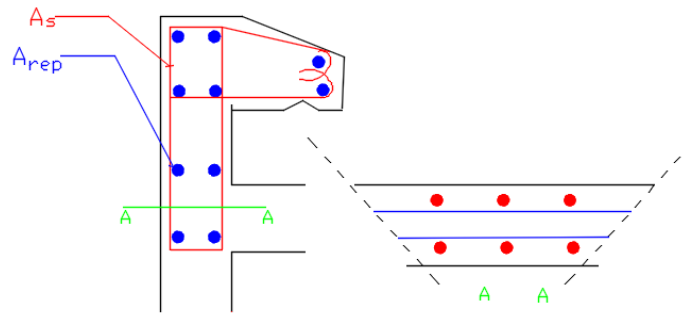


FIGURE 88 : FERRAILAGE ACROTÈRE

IX. CONSOLE :

1. Balcon :

1.1. Charges permanentes :

Au plus des charges réparties (G_1) dues au poids propre de la dalle et de ses constituants (chape, étanchéité, carrelage, enduit), la charge linéique (G_2) dû au garde-corps est estimée à :

- 2.5 kN/m : garde-corps en béton
- 0.5 kN/m : garde-corps léger

1.2. Charges d'exploitation :

- Charges répartie (Q_1) s : 3.5 kN/m²
- Charges linéaires (Q_2) :
 - 0.4 kN/m si largeur balcon : $B < 3.25$ m : locaux privés
 - $1.3/B$ si $B \geq 3.25$ m : locaux privés
 - Cages d'escaliers collectives : 0.6 kN/m
 - Bâtiment recevant du public : 1 kN/m

1.3. Calcul du moment fléchissant :

Le moment de calcul à l'ELU est :

$$M_u = (1.35 G_1 + 1.5Q_1) * \frac{L^2}{2} + 1.5Q_2L' + 1.35G_2L$$

Avec : L : longueur du balcon

L' : hauteur du garde-corps

Les armatures longitudinales sont calculées comme pour une poutre de largeur unité et de hauteur l'épaisseur du balcon.

Les armatures transversales ont une section égale au quart de la section des armatures longitudinales.

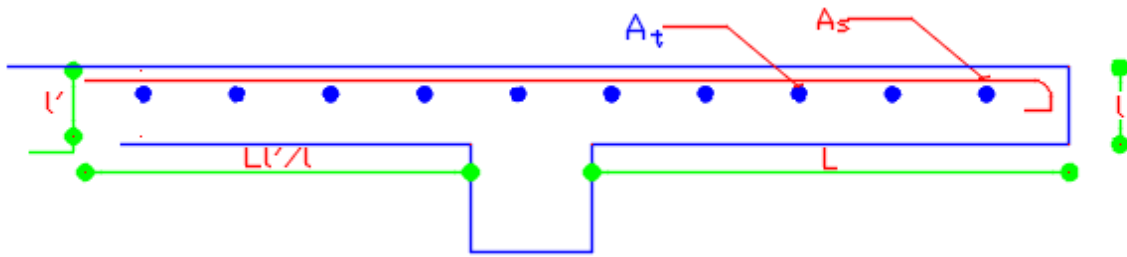


FIGURE 89 : FERRAILLAGE D'UNE DALLE EN PORTE-A-FAUX

2. Console courte :

2.1. Définitions et notations :

On entend par console courte les consoles dans lesquelles la hauteur utile d de la section d'encastrement vérifie $d \geq \max(l, a)$

- a : distance du point d'application de la résultante de la charge au nu de la section d'encastrement
- l : longueur sur laquelle la charge appliquée est répartie.
- b_0 : l'épaisseur de la console

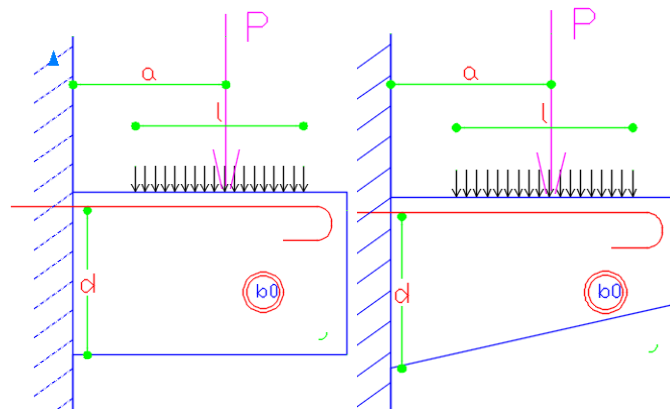


FIGURE 90 : CONSOLE COURTE

2.2. Cisaillement du béton :

On vérifie que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} * \frac{1}{1 - \frac{0.6 H_u}{V_u}} \leq \tau_{lim} = \min(0.03(2 + \delta) * \min(f_{cj}, 30 \text{ MPa}), 4 \text{ MPa})$$

- V_u : l'effort tranchant à l'état limite ultime dans la même section
- H_u : effort horizontal éventuel agissant dans le sens de la portée de la console
- d est plafonné à : $\begin{cases} 4a & \text{si charge concentrée} \\ 4l & \text{si charge répartie} \end{cases}$
- $\delta = \min\left(\frac{d}{a}; 4\right)$

2.3. Ferrailage :

2.3.1. Armatures supérieures:

M_u : le moment de flexion à l'état limite ultime dans la section d'encastrement

$$A_s = \frac{M_u}{z * \frac{f_e}{\gamma_s}} \text{ avec: } M_u = P \cdot a \text{ et } z = \min\left(0.7d \left(1 + \frac{\delta}{10}\right); 1.2 a \left(0.8 + \frac{\delta}{5}\right)\right)$$

2.3.2. Armatures inférieures:

$$A_i = \frac{A_s}{10}$$

2.3.3. Armatures de répartition :

$$A_r = (\lambda - 0.1)A_s \text{ avec: } \lambda = \max\left(0.1; \frac{1}{4} \left(\delta + \frac{12\tau_u}{f_{c28}} - 1\right)\right)$$

si $\frac{d}{a} > 4$: il faut répartir A_r sur une hauteur $\leq 4a + \frac{l}{2}$

2.3.4. Schéma de ferrailage:

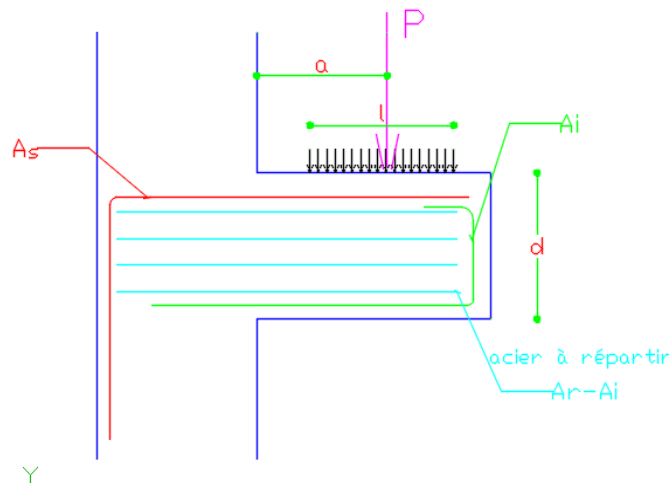


FIGURE 91 : SCHEMA DE FERRAILAGE D'UNE CONSOLE COURTE

X. RAMPE :

Les rampes sont des éléments plats ou courbes reliant deux planchers de niveaux différents. Les rampes droites se calculent comme des dalles inclinées dont la charge permanente de poids est exprimée en unité de longueur de rampe et la charge d'exploitation par unité de longueur horizontale.

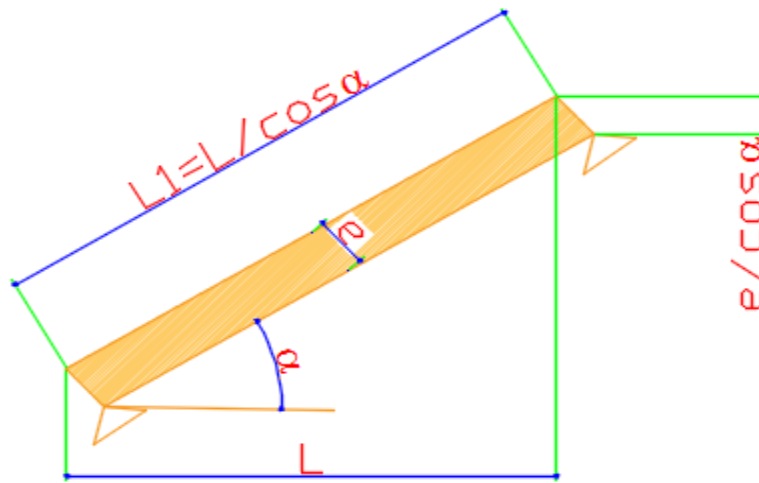


FIGURE 92 : RAMPE

1. Calcul des moments et efforts tranchants sous poids propre de la rampe:

- La réaction d'appui (force verticale) : $Rg = \gamma_{\text{béton}} \frac{eL}{2\cos\alpha}$
- L'effort tranchant (perpendiculaire à la rampe) $Vg = Rg * \cos\alpha = \gamma_{\text{béton}} \frac{eL}{2}$
- Le moment $Mg = Rg \left(\frac{L}{2} - \frac{L}{4} \right) = \gamma_{\text{béton}} \frac{eL^2}{8\cos\alpha}$

2. Calcul des moments et efforts tranchants sous charges d'exploitation q :

- La réaction d'appui (force verticale) : $Rq = \frac{qL}{2}$
- L'effort tranchant (perpendiculaire à la rampe) $Vq = Rq * \cos\alpha = \frac{qL\cos\alpha}{2}$
- Le moment $Mq = Rq \left(\frac{L}{2} - \frac{L}{4} \right) = \frac{qL^2}{8}$

XI. ESCALIERS :

1. Notations :

Les figures ci-dessous présentent les notions structurales et architecturales des escaliers :

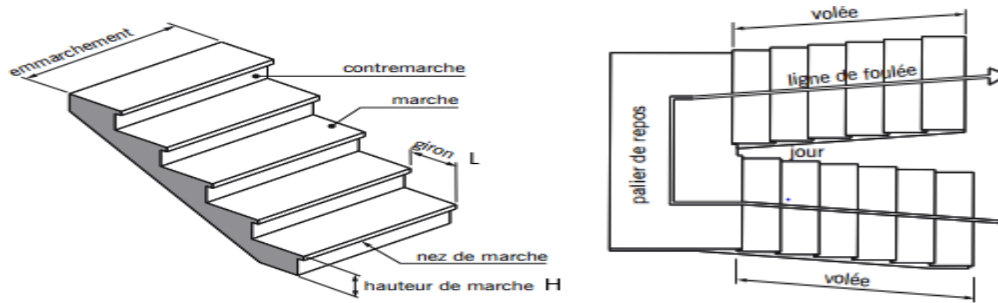


FIGURE 93 : ESCALIERS

On définit aussi :

- e : l'épaisseur de la paillasse
- Limons : poutre inclinée servant d'appui de supports aux extrémités des marches
- Crémaillère : poutre inclinée servant d'appui de supports au milieu des marches
- Mur d'échiffre : limon remplacé par un mur ou voile
- Pente : H/L
- Profondeur de marche : giron + débord du nez de marche

2. Dimensionnement des escaliers :

2.1. Hauteur et giron :

La hauteur H et le giron des marches sont choisis selon le tableau suivant :

	Valeurs courantes	Valeurs extrêmes
H (m)	0.16 à 0.17	0.13 à 0.17
L (m)	0.26 à 0.29	0.29 à 0.36

TABLEAU 65 : VALEURS DE LA HAUTEUR ET DU GIRON

H et L sont liés par la formule de BLONDEL : $0.59 \leq H + 2L \leq 0.66$

2.2. Epaisseur :

Le prédimensionnement de l'épaisseur est identique à celui d'une dalle simplement appuyée à ses deux extrémités.

3. Charge d'exploitation :

On prend une charge d'exploitation qui vaut au moins celle des pièces desservies, soit :

- 250 daN/m² pour les bâtiments d'habitation
- 400 daN/m² pour les locaux recevant du public
- 500 daN/m² pour les salles de spectacle

4. Charges permanentes :

- PP : Le poids propre par m² = $\begin{cases} g_1 = 2500\text{daN} * (e/\cos\alpha + H/2) & \text{pour la volée} \\ g_0 = 2500\text{daN} * H & \text{pour le palier} \end{cases}$ avec $\alpha = \arctan(H/L)$ et e l'épaisseur de la paillasse
- g₂ : Le revêtement sur marche (p₁ en daN/m² horizontal), Le revêtement contremarche (p₂ en daN/m² vertical) et en sous-face de la paillasse (p₃ en daN/m² incliné)

$$g_2 = p_1 + p_2 H/D + p_3/\cos\alpha$$

5. Calcul :

Suivant le type d'escalier, le calcul est effectué en flexion ou torsion :

Type d'escalier :	Se calcule comme	Type de sollicitations	Les marches sont calculées comme
Paillasse	Une Dalle	Flexion	Simplement posées
Limons	Une poutre	flexion	Une dalle appuyée sur les deux limons
Crémaillère	Une poutre	Flexion et torsion	Une dalle en porte à faux des deux côtés de la crémaillère
Console	Dalle ou poutre	Flexion	Comme une dalle en porte à faux

TABLEAU 66 : METHODE DE CALCUL SELON LE TYPE DE L'ESCALIER

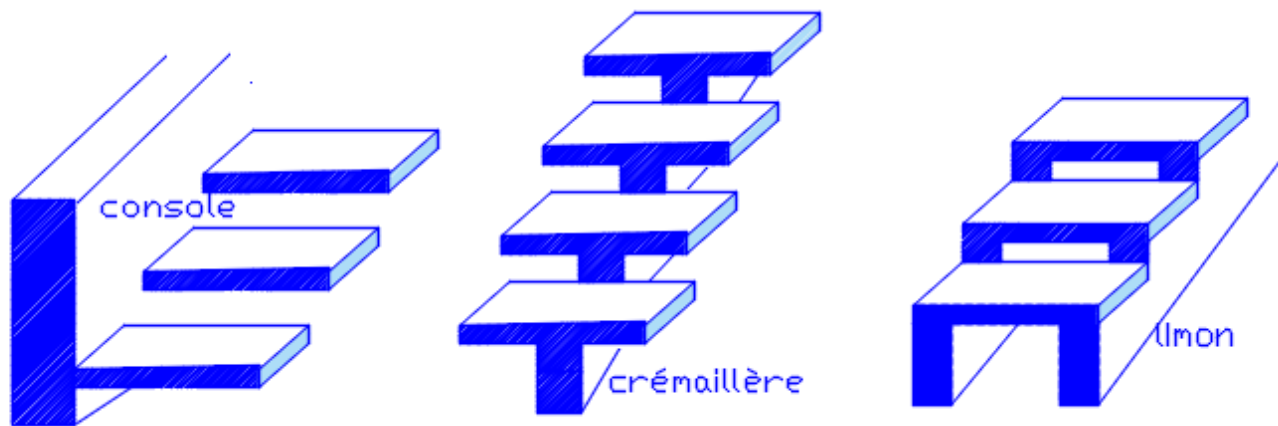


FIGURE 94 : TYPES D'ESCALIERS

6. Exemple de calcul :

La partie palier-volée-palier d'escalier est modélisée comme par une poutre isostatique :

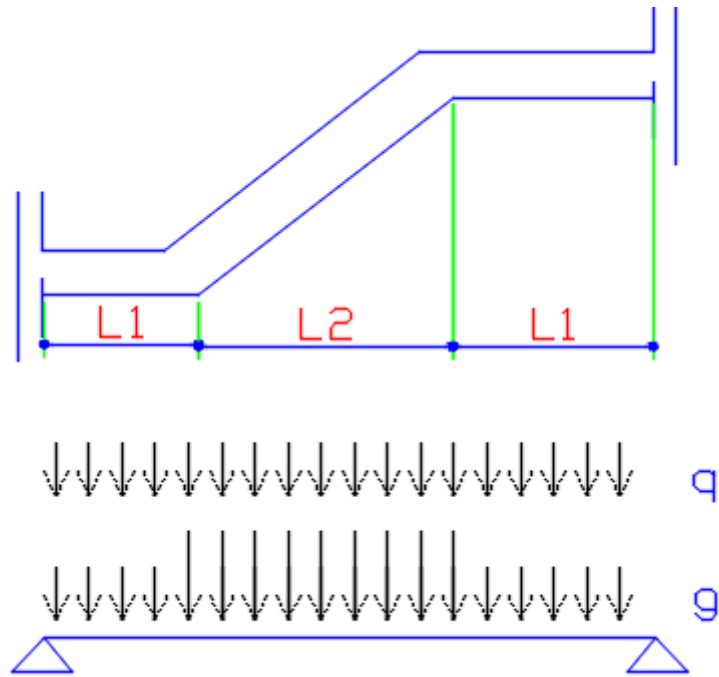


FIGURE 95 : CALCUL PALIER-VOLEE-PALIER

6.1. Calcul des sollicitations :

- Effort tranchant ELU :

$$Vu = 1.35(g0 * L_1 + g1 * \frac{L_2}{2})$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{e-enrobage}$$

- Moment à l'ELU :

$$Mu = 1.35 \left(g0 * \frac{L^2}{2} + g1 * \frac{L_2(2L-L_2)}{8} \right) + \frac{1.5qL^2}{8}$$

- Moment à l'ELS :

$$Ms = \left(g0 * \frac{L^2}{2} + g1 * \frac{L_2(2L-L_2)}{8} + \frac{qL^2}{8} \right)$$

avec $L = 2L_1 + L_2$

6.2. Ferrailage :

Le calcul des aciers longitudinaux A_s est identique à celui d'une section rectangulaire $1m * e$ sollicitée par le moment M_u .

La section des armatures transversales vaut : $A_{tr} = \frac{A_s}{4}$

La section des aciers chapeau : $A_{ch} = 0.15 A_s$

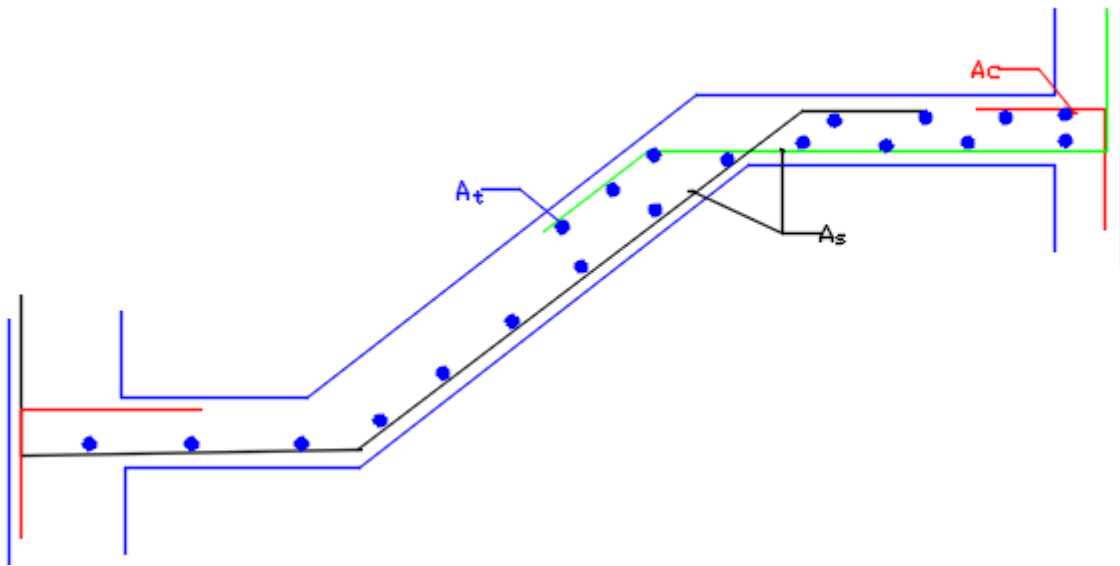


FIGURE 96 : SCHEMA DE FERRAILLAGE D'UN ESCALIER

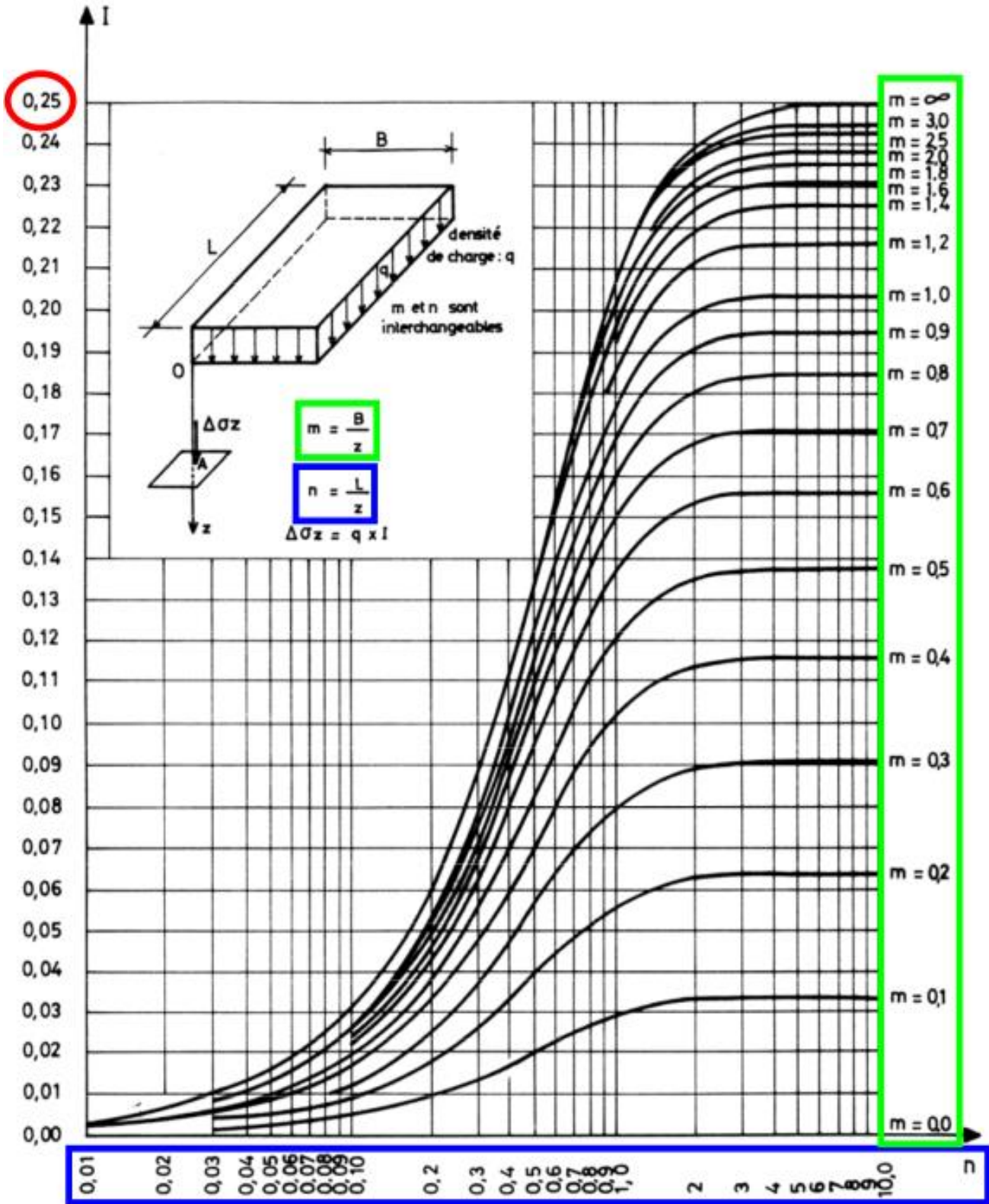
BIBLIOGRAPHIE :

- « Interaction des fondations et des sols gonflants : pathologie, calculs et études expérimentales ». H EJJAAOUANI
- « Fondations et ouvrages en terre » G. PHILIPPONNAT, B. HUBERT
- « Guide de dispositions constructives de construction des fondations dans la région du nord ». Ministère de l'équipement et du transport. Maroc
- « Cours de mécanique des sols », « Cours des fondations ». Pr Jamal BENBOUZIYANE, Pr M. GOUNNOUNI
- « Guide de l'industrie du béton au Maroc ». Association Marocaine de l'Industrie du Béton
- « Recommandations sur la consistance des investigations géotechniques pour la construction de bâtiments ». l'Union Syndicale Géotechnique
- Fascicule 62 titre V
- Principles of Geotechnical Engineering 8th Edition, SI BRAJA M. DAS-
- Soil Mechanics and Foundations , M. Budhu
- « Construire parasismique » M.ZACEK
- « Guide de la construction parasismique du bâtiment ». Association Française du Génie Parasismique »
- « Cours de construction parasismique » D.DE MARTINIQUE
- « Construction en zone sismique » V. DAVIDOVICCI
- « Conception parasismique du bâtiment » H.BACHMAN
- Règles PS 92 (DTU NF P06-013) (décembre 1995, février 2001, novembre 2004) : Règles de construction parasismique - Règles PS applicables aux bâtiments + Amendement A1 et A2
- « Règlement de construction parasismique 2000 révisé 2011 », ministère de l'habitat, Maroc
- Règles BAEL 91 révisées 99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites Fascicule 62, titre 1er du CCTG - Travaux section 1 : béton armé
- DTU 13 .11 : Fondations superficielles
- DTU 23.1 : Murs en béton banché
- « Cours de Béton Armé IUP Génie Civil et Infrastructures option OS – UJF Grenoble » Olivier Gagliardini
- « Pratique du BAEL » J.PERCHAT, J.Roux
- « Maitrise du BAEL » J.PERCHAT, J.Roux
- « Conception et calcul des structures de bâtiment » Tome 1, Tome 2, Tome 3, Tome 4, Tome 5, H.THONIER

- « Formulaire du béton armé » V.DAVIDOVICI
- « Tout en un : calcul de structures de bâtiments en BA » Y.BRAHIM
- « Précis du bâtiment » D.DIDIER, N.Girard, M. Le Brazidec, P.Nataf, R.Pralat, J.Thiesset
- « Précis du chantier » D.DIDIER, N.Girard, M. Le Brazidec, P.Nataf, R.Pralat, J.Thiesset
- « Nouveaux guide du bâtiment et de ses constituants ». J. FESTA, G. DREUX
- Norme NF P 06-004 de mai 1977

ANNEXES

ANNEXE 1 : ABAQUE DE STEINBRENNER :



ANNEXE 2 : TABLE DE GIROUD (1972) :

L/B		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	15	20
Fondation rigide	Circulaire	0.88	1.2	1.43	1.59	1.72	1.83	1.92	2	2.07	2.13	2.37	2.54
		0.79											
Fondation souple	centre	1.12	1.53	1.78	1.96	2.1	2.22	2.32	2.4	2.48	2.54	2.8	2.99
	bord	0.64	0.76	0.89	0.98	1.05	1.11	1.16	1.2	1.24	1.27	1.4	1.49

ANNEXE 3 : ABAQUES DE G.DREUX :

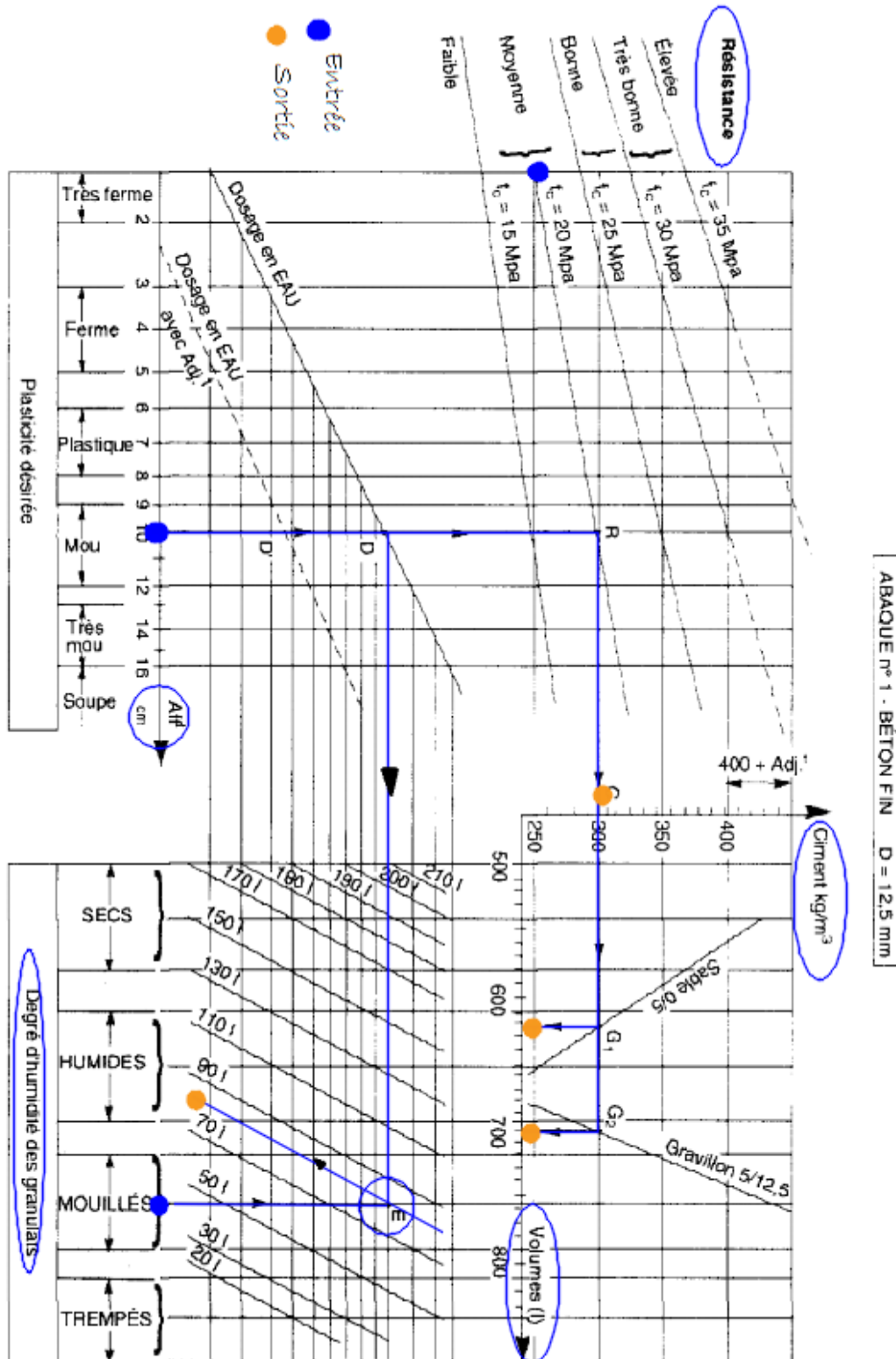


FIGURE 97 : L'ABAQUE DES DOSAGES DU BETON POUR DMAX = 12.5MM

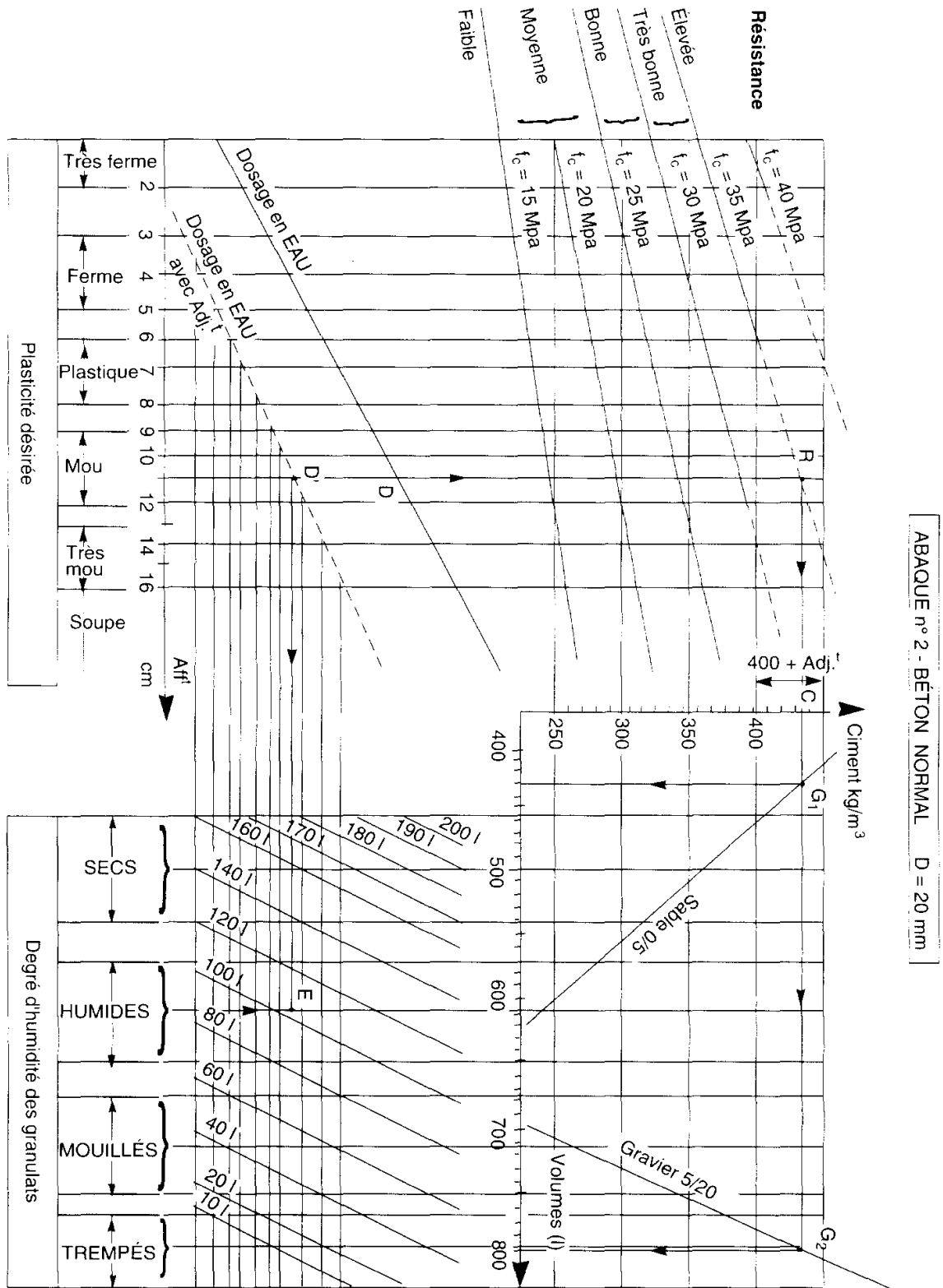
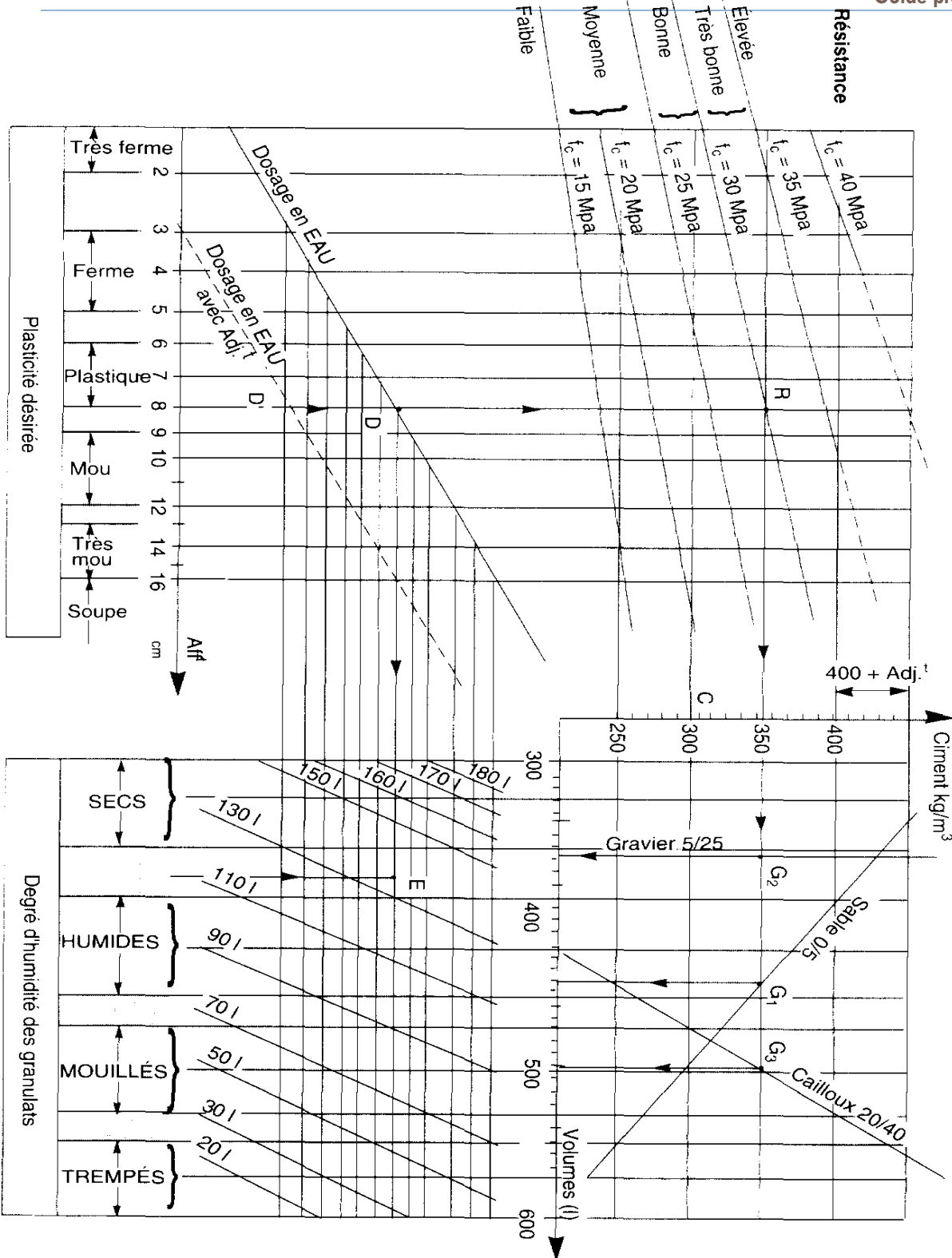


FIGURE 98 : L'ABAQUE DES DOSAGES DU BETON POUR DMAX = 20 MM



ABAQUE n° 3 - GROS BÉTON D = 40 mm

FIGURE 99 : L'ABAQUE DES DOSAGES DU BETON POUR DMAX = 40MM

Guide Pratique du Bâtiment

Les structures de bâtiments en béton armé exigent des calculs rigoureux, régis par l'application de plusieurs règles parmi lesquelles les règles BAEL 91 révisées 99 et les DTU associés, le RPS2011 et le fascicule 62 titre V. En attendant la parution d'une réglementation marocaine, ce guide permet de se conformer à ces règles.

Ce guide comprend de nombreuses formules, méthodes de calcul, recommandations, solutions, tableaux, valeurs et abaqes qui en font un instrument de travail très pratique. Ce guide présente, en premier lieu, l'aspect géotechnique des sols dans le bâtiment à savoir les essais de reconnaissance des sols et leur exploitation pour le calcul de la portance, le tassement des fondations et l'identification et les recommandations pour les problèmes fréquents des sols. En deuxième lieu, ce guide est un outil très pratique pour le dimensionnement des éléments de base d'une structure de bâtiment en béton armé. On pourra s'y reporter utilement pour le calcul des fondations, des poteaux, des voiles, des poutres, des planchers... Enfin, ce guide présente des recommandations pour la conception parasismique des bâtiments et les méthodes de calcul sismique suivant le règlement parasismique RPS2011.

