République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Hassiba Benbouali de Chlef
Faculté de Génie Civil et d'Architecture
Département de Génie **Civil**

Polycopiè de cours

Projet structures en béton armé

Domaine : Sciences et Technologies

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Niveau : 2ème année Master

Présenté par : **Dr. BERRADIA Mohammed**

2019/2020

AVANT-PROPOS

Le présent polycopié de cours intitulé « Projet structures en béton armé », conforme au programme enseigné. Il s'adresse aux étudiants de 2ème année Master en génie civil système « LMD », option: « Structures ». Il est rédigé de manière simplifiée. Il est accompagnée d'une application avec leur solution, après chaque chapitre afin que l'étudiant comprenne le contenu du cours et aura une vision claire de son application dans la conception des structures.

Ce polycopié de cours s'articule autour de sept chapitres :

Le premier chapitre est consacré aux notions de base sur le calcul d'un projet de génie civil.

Le deuxième chapitre traite le principe de dimensionnement des différents éléments de la structure à s'avoir poutre, poteau et voile selon le CBA93 et le RPA 99/V2003, et la descente de charges sera aussi détaillée dans ce chapitre.

Le troisième chapitre aborde le calcul des éléments secondaires de la structure. Ce chapitre se divise en quatre sous chapitres. Dans le premier sous chapitre, on verra le principe de dimensionnement ainsi de ferraillage des planchers (à corps creux et en dalle pleine). Dans le deuxième sous chapitre, on abordera le principe de dimensionnement ainsi de ferraillage d'un escalier. Le troisième sous chapitre est consacré au principe de dimensionnement ainsi de ferraillage d'un balcon. Dans le quatrième sous chapitre, on verra le calcul du ferraillage d'un acrotère.

Le quatrième chapitre permettra à l'étudiant de connaitre le principe d'une construction parasismique et les différents méthodes de calcul des structures à s'avoir la méthode statique équivalente et la méthode dynamique modale spectrale. Le PRA 99/V2003 sera présenté dans ce chapitre.

Le cinquième et le sixième chapitre traitent le calcul des éléments résistant de la structure. Dans le cinquième chapitre, on verra le calcul du ferraillage des éléments portiques (poutres et poteaux) selon le CBA93 et le RPA 99/V2003. Le sixième chapitre est consacré au calcul des voiles en béton armé par la méthode des contraintes.

Le dernier chapitre est réservé au dimensionnement des fondations superficielles selon le CBA93 et le RPA 99/V2003.

TABLE DES MATIERES

CHAPITRE 1 : NOTIONS DE BASE SUR LE CALCUL D'UN PROJET DE GENIE CIVIL

1.1. Définition d'un projet de génie civil…… 2
1.2. Phases d'un projet de génie civil…… 2
1.2.1. Phase planification…… 2
1.2.2. Phase réalisation…… 3
1.2.3. Phase d'exploitation…… 4
1.3. Acteurs « les intervenants »…… 4
1.3.1. Maitre d'ouvrage…… 4
1.3.2. Maitre d'ouvrage délégué…… 4
1.3.3. Maître d'œuvre…… 4
1.3.4. Entrepreneur (ou l'entreprise)…… 5
1.3.5. Contrôleur technique…… 5
1.3.6. Coordonnateur sécurité et protection de la santé…… 5
1.4. Etapes de calcul d'un projet en génie civil cas d'un bâtiment…… 6
1.5. Règlementations techniques utilisées…… 6
1.6. Documents préalables d'un projet…… 6
1.7. Choix du système porteur…… 7
1.8. Actions…… 8
1.9. Sollicitations…… 9
1.10. Combinaisons d'actions…… 9
1.11. Combinaisons de calcul…… 9
1.11.1. Etats limites ultimes : (E.L.U)…… 9
1.11.2. Etats limites services : (E.L.S)…… 10

CHAPITRE 2 : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

2.1. Introduction …… 12
2.2. Pré dimensionnement des poutres …… 12
2.2.1. Détermination de h et b…… 12
2.2.2. Vérification selon RPA99/V2003 …… 12
2.3. Pré dimensionnement des poteaux…… 12
2.3.1. Descente de charges Nu …… 14
2.3.2. Vérification vis à vis du RPA 99/V 2003 …… 16
2.4. Pré dimensionnement des Voiles selon le RPA99/V2003…… 16
2.5. Application…… 17

CHAPITRE 3 : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

3.1. Introduction …… 23
3.2. Plancher…… 23
3.2.1. Planchers à corps creux…… 23
3.2.2. Calcul des sollicitations maximales…… 26
3.2.3. Ferraillage des poutrelles…… 30
3.2.4. Vérification à l'ELUR…… 31

3.2.5. Vérification à l'ELS…… 32
3.2.6. Dalle pleine en béton armé…… 34
3.2.7. Ferraillage d'une dalle pleine…… 37
3.2.8. Application…… 40
3.3. Escalier…… 43
3.3.1. Terminologie d'un escalier…… 43
3.3.2. Différentes formes géométriques d'escalier…… 45
3.3.3. Dimensionnement d'un escalier…… 47
3.3.4. Différentes systèmes statiques d'escaliers…… 48
3.3.5. Charges et combinaisons…… 51
3.3.6. Ferraillage de l'escalier…… 51
3.3.7. Ferraillage de la poutre palière…… 54
3.3.8. Application…… 56
3.4. Balcon…… 59
3.4.1. Définition et Terminologie…… 59
3.4.2. Principaux risques…… 59
3.4.3. Effort exercés dans un balcon…… 59
3.4.4. Charges et combinaisons…… 60
3.4.5. Ferraillage d'un balcon…… 61
3.4.6. Application…… 62
3.5. Acrotère…… 64
3.5.1. Définition…… 64
3.5.2. Charges et combinaisons…… 64
3.5.3. Schéma statique de calcul…… 65
3.5.4. Détermination du ferraillage…… 65
3.5.5. Vérification au séisme…… 66
3.5.6. Disposition…… 66
3.5.7. Application…… 67

CHAPITRE 4 : ETUDE DYNAMIQUE

4.1. Notion de construction parasismique…… 73
4.2. Principe de construction parasismique…… 73
4.3. Contreventements…… 78
4.4. Choix du Contreventement…… 78
4.5. Critère de classification…… 80
4.6. Choix de la méthode de calcul…… 81
4.6.1. Méthode statique équivalente…… 82
4.6.2. Méthode dynamique modale spectrale…… 84

CHAPITRE 5 : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTIQUES

5.1. Introduction…… 89
5.2. Poutres…… 89
5.2.1. Définition et rôle…… 89
5.2.2. Chargement de la poutre…… 89
5.2.3. Sollicitations internes…… 89
5.2.4. Ferraillage des poutres…… 90

5.2.5. Recommandations du RPA99/V2003 91
5.2.6. Disposition..... 92
5.3 Poteaux..... 92
5.3.1. Définitions et rôle..... 93
5.3.2. Sollicitations internes..... 93
5.3.3. Ferraillage des poteaux..... 93
5.3.4. Recommandations du règlement parasismique algérien RPA99/V2003... 93
5.3.5. Vérification de l'effort normal de compression..... 95
5.3.6. Disposition..... 95
5.4. Application..... 96

CHAPITRE 6 : FERRAILLAGE DES VOILES

6.1. Principes de dimensionnement des voiles..... 105
6.2. Calcul des voiles par la méthode des contraintes..... 105
6.3. Vérification de la stabilité et de la résistance d'un voile..... 106
6.3.1. Effort de compression à l'ELU..... 106
6.3.2. Armatures verticales/Armatures horizontales (RPA99/V2003)..... 107
6.4. Contraintes aux extrémités..... 107
6.4.1. Cas d'une section entièrement comprimée..... 108
6.4.2. Cas d'une section partiellement tendue..... 109
6.5. Principes de dimensionnement règlementaires selon le RPA99/V2003..... 110
6.6. Règles communes (RPA99/V2003)..... 111
6.7. Principes de dimensionnement des linteaux..... 111
6.8. Application..... 115

CHAPITRE 7 : DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS

7.1. Fonction des fondations..... 122
7.2. Différents types de fondations..... 123
7.3. La limite entre superficielles et profondes..... 123
7.4. Fondation superficielle..... 124
7.5. Différents types de semelles continues..... 124
7.6. Semelles rigides sous mur soumises à une charge centrée..... 125
7.7. Semelles rectangulaires sous poteau soumises à une charge centrée..... 128
7.8. Semelles filantes sous mur – semelles rectangulaires sous poteau reposant sur un sol et soumises à un effort normal et un moment de flexion..... 130

Références bibliographiques..... 134

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Etapes de maitrise la giration d'un projet de construction [1].
Figure 1.2 : Intervenants dans un projet de génie civil [2].
Figure 1.3 : Coupe schématique d'un bâtiment à 4 niveaux [2].
Figure 2.1 : Section d'une poutre en béton.
Figure 2.2 : Surface d'influence pour le poteau.
Figure 2.3 : Coupe de voiles en élévation [5].
Figure 2.4 : Coupe de voiles en plan [5].
Figure 2.5: Vue en plan du bâtiment.
Figure 2.6 : Sections des poutres adoptées.
Figure 2.7: Surface d'influence pour le poteau le plus sollicité.
Figure 2.8 : Section du poteau adoptée.
Figure 3.1 : Les éléments principaux d'un plancher à corps creux.
Figure 3.2 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.
Figure 3.3 : Plancher en corps creux.
Figure 3.4 : Coupe transversale d'une poutrelle.
Figure 3.5 : Variation du moment et de l'effort tranchant dans une travée.
Figure 3.6 : Cas de charges à prendre compte pour une poutrelle sur quatre appuis.
Figure 3.7 : Dalle pleine en béton armé.
Figure 3.8 : Dalles articulées sur leur contour.
Figure 3.9 : Ferraillage d'un panneau avec $\alpha \leq 0{,}4$.
Figure 3.10 : Moments au centre d'une dalle uniformément chargée [6].
Figure 3.11 : Moments sur appuis d'une dalle continue, uniformément chargée [6].
Figure 3.12 : Moments en travée et sur appuis d'une dalle continue en fonction des conditions d'encastrements [6].
Figure 3.13 : Arrêts des barres pour dalles.
Figure 3.14 : Hauteur utile des lits d'armature.
Figure 3.15 : Détaille du plancher.
Figure 3.16 : Schéma statique de la poutrelle.
Figure 3.17 : Schéma de ferraillage.
Figure 3.18 : Les éléments d'une volée d'escalier [3].
Figure 3.19 : Marche (droite et balancée).
Figure 3.20 : L'échappée et le reculement [2].
Figure 3.21 : Trémie de l'escalier [2].
Figure 3.22 : Cage d'escalier [2, 9].
Figure 3.23 : Escaliers courants [3, 9].
Figure 3.24 : Escalier à volées droites avec palier(s) intermédiaire(s) [3, 9].
Figure 3.25 : Escaliers balancés à quartiers tournants [2, 9].
Figure 3.26 : Escaliers balancés à deux quarts tournants [2, 9].
Figure 3.27 : Escaliers hélicoïdal [2, 9].
Figure 3.28 : Dimensions d'un escalier.
Figure 3.29 : Type 1 (Les paliers et la volée s'appuient sur les poutres) [11].
Figure 3.30 : Type 2 (Escalier à paillasse à un seul palier) [11].
Figure 3.31 : Type 3 (Les paliers s'appuient dans le sens transversal) [11].
Figure 3.32 : Type 4 (Escalier appuyé dans le sens transversal) [11].
Figure 3.33 : Type 5 (Escalier à trois volées) [11].
Figure 3.34 : Disposition des armatures dans une paillasse simple [11].
Figure 3.35 : Disposition des armatures dans un escalier [11].

Figure 3.36 : Schéma statique de calcul pour la poutre palière.
Figure 3.37 : Exemples de ferraillage d'une poutre palière.
Figure 3.38 : Escalier « vue en plan ».
Figure 3.39 : Diagramme des moments à l'ELU.
Figure 3.40 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.
Figure 3.41 : Section d'escalier à ferrailler.
Figure 3.42 : Schéma de ferraillage de l'escalier.
Figure 3.43 : Balcon.
Figure 3.44 : Balcon en porte-à-faux [2, 12].
Figure 3.45 : Balcon sur appuis extérieur [2, 12].
Figure 3.46 : Schéma statique de calcul d'un balcon.
Figure 3.47 : Disposition des armatures dans un balcon à porte-à-faux.
Figure 3.48 : Balcon « Coupe transversale ».
Figure 3.49 : Schéma statique de calcul.
Figure 3.50 : Schéma de ferraillage du balcon.
Figure 3.51 : Acrotère.
Figure 3.52 : Schéma statique de calcul d'un acrotère.
Figure 3.53 : Disposition des armatures dans un acrotère.
Figure 3.54 : Acrotère.
Figure 3.55 : Section de l'acrotère.
Figure 3.56 : Schéma de ferraillage de l'acrotère.
Figure 4.1 : Déplacements relatifs des lèvres d'une faille [13].
Figure 4.2 : Immeuble sur faille Seisme de Chi-Chi (Taïwan 1999) [13].
Figure 4.3 : Fondation sur sol meuble. Des mouvements sismiques de forte amplitude sont fréquents, de même qu'une amplification par effet de site dans le cas de fortes épaisseurs de couches compressibles [13].
Figure 4.4 : Un glissement de terrain peut emporter toute construction, parasismique [13].
Figure 4.5 : Séisme de Kobé, Japon 1995 [13].
Figure 4.6 : Ejection de sable et perte de capacité portante du sol [13]..
Figure 4.7 : Immeuble enfoncé dans le sol lors du séisme de Caracas,Venezuela,1967 [13].
Figure 4.8 : Des formes complexes aux formes simples.
Figure 4.9 : Irrégularité en plan RPA99/V 2003 [5].
Figure 4.10 : Irrégularité en élévation RPA99/V 2003 [5].
Figure 4.11 : Comportement des niveaux " souples " sous charges sismiques [13].
Figure 4.12 : Bâtiment comportant un niveau ayant une hauteur plus grande que les autres niveaux [13].
Figure 4.13 : Structure de l'escalier [13].
Figure 4.14 : Nombre minimal d'éléments verticaux de contreventement : deux pour s'opposer aux translations du -diaphragme respectivement dans les directions x, y, et un troisième produisant avec l'un des deux autres, un couple résistant à la torsion d'axe vertical [13].
Figure 4.15: Largeur des éléments verticaux de contreventement [13].
Figure 4.16 : Distance entre les éléments de contreventement. Une grande distance entre les éléments parallèles favorise la résistance de la structure à la torsion grâce à un bras de levier important dans le plan horizontal [13].
Figure 4.17 : Façade formant des éléments de contreventement [13].
Figure 4.18 : Disposition des éléments de contreventement par rapport au centre de gravité des niveaux [13].
Figure 5.1 : Répartition des charges sur les poutres de plancher [14].
Figure 5.2 : Diagrammes de moment de flexion et d'effort tranchant pour une poutre de

plancher [14].
Figure 5.3 : Zone nodale.
Figure 5.4 : Disposition du ferraillage dans une poutre en béton armé [14].
Figure 5.5 : Disposition des armatures dans un poteau en béton armé.
Figure 5.6 : Vue en plan du bâtiment.
Figure 5.7 : Ferraillage de la Poutre porteuse de l'axe 2.
Figure 5.8 : Ferraillage de poteau P2B.
Figure 6.1 : Instabilité latérale des voiles
Figure 6.2 : Le comportement du voile est similaire à celui d'une console.
Figure 6.3 : Voile pleine.
Figure 6.4 : Cas d'un voile de section entièrement comprimée.
Figure 6.5 : Cas d'un voile de section partiellement tendue.
Figure 6.6 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.
Figure 6.7 : Représentation du linteau dans un voile avec ouverture.
Figure 6.8 : Disposition des armatures nécessaire dans le linteau.
Figure 6.9 : Cas du linteau court [5].
Figure 6.10 : Efforts dans les bielles du linteau [5].
Figure 6.11 : Armatures de linteaux [5].
Figure 6.12 : Données géométriques du voile.
Figure 6.13 : Schéma de ferraillage du voile V1X.
Figure 6.14 : Schéma de ferraillage du linteau.
Figure 7.1 : Limite des fondations superficielles et profondes DTU 13.2 [10].
Figure 7.2 : Vu en plan d'une semelle.
Figure 7.3 : Coupe en plan d'une semelle.
Figure 7.4 : Répartition des contraintes, Cas d'un sol non rocheux.
Figure 7.5 : Répartition des contraintes, Cas d'un sol rocheux ou massif en béton.
Figure 7.6 : Transmission des efforts à travers les bielles.
Figure 7.7 : Dispositions constructives.
Figure 7.8 : Détermination des armatures.
Figure 7.9 : Dimensionnement de la semelle.
Figure 7.10 : Répartition trapézoïdale des contraintes.
Figure 7.11 : Répartition triangulaire des contraintes

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3.1 : Abaque pour le calcul des dalles rectangulaires articulées sur leur contour [6].

Tableau 6.1 : Armatures verticales et horizontales selon le RPA99/V2003 [5].

CHAPITRE 1 :

NOTIONS DE BASE SUR LE CALCUL D'UN PROJET DE GENIE CIVIL

1.1. Définition d'un projet de génie civil

Un projet est un processus unique qui consiste en un ensemble d'activités coordonnées et maitrisées comportant des dates de début et de fin entrepris dans le but d'atteindre un objectif conforme à des exigences préalablement définies telles que les contraintes de délais, de couts et de qualité [1].

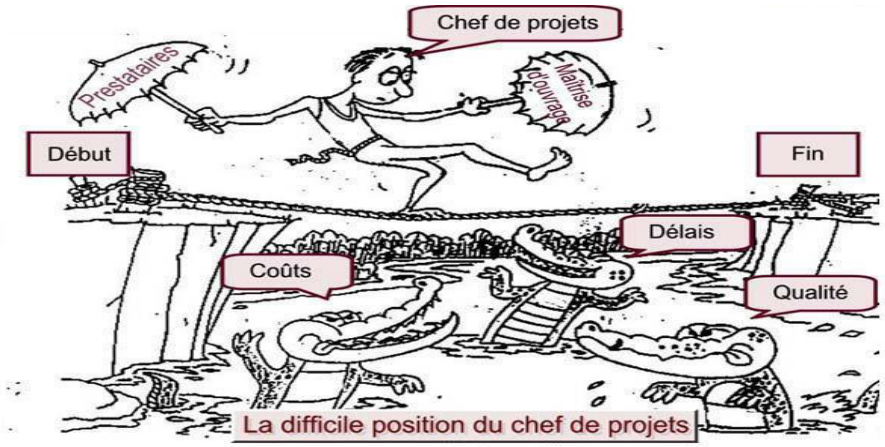


Figure 1.1 : Etapes de maitrise la giration d'un projet de construction [1].

1.2. Phases d'un projet de génie civil

Le processus de gestion d'un projet de construction compte trois grandes phases et neuf étapes [1, 2, 3] :

1.2.1. Phase planification

Dans tout processus de réalisation d'un projet, les premières étapes, s'avèrent généralement les plus stratégiques et les plus déterminantes. Quant aux résultats de cette phase de planification, ils ont un impact direct sur les orientations et l'ampleur du projet. Cela est d'autant plus significatif qu'un projet de construction engendre la plupart du temps des dépenses considérables et demande la participation d'un très grand nombre d'intervenants. Il doit de plus se réaliser à l'intérieur de balises, d'ordres temporel et financier, bien définies et établies en fonction des contraintes identifiées ainsi que des ressources disponibles. De cette première phase résulteront les décisions et les données déterminantes relativement aux objectifs du projet, à son contenu et à ses paramètres de réalisation.

La phase de planification est subdivisée en trois étapes distinctes :

- **Avant-projet,** Il s'agit de l'étape au cours de laquelle la demande du client est déposée puis analysée pour juger de sa recevabilité ainsi que de l'opportunité du projet soumis. Le travail d'analyse, d'évaluation et de recommandation du professionnel du ministère, responsable du projet, s'avère déterminant pour une prise de décision éclairée. Le déroulement de cette étape peut généralement prendre plusieurs mois
- **Etude de faisabilité,** Cette étape permet de cerner la teneur et la portée du projet par l'énoncé des besoins et la tenue des études préparatoires. Ces études visent à identifier toutes les données et les contraintes ayant un impact direct sur le choix de la solution immobilière, le budget, les délais, le scénario de réalisation et le design ainsi que sur la qualité et les performances recherchées.

- **Définition du projet,** Cette troisième et dernière étape de la phase de planification vise à définir le projet, c'est-à-dire à faire état des données et des paramètres qui vont orienter et baliser la conception des plans et devis, les appels d'offres ainsi que la réalisation des travaux. Ces informations ainsi que les directives du donneur d'ouvrage seront consignées dans le programme de construction.

  À cette étape, le promoteur doit s'assurer d'obtenir l'approbation de tous les intervenants au dossier dont ses partenaires financiers, les organismes subventionnaires ainsi que toute autorité concernée. Le projet est maintenant prêt pour annonce.

1.2.2. Phase réalisation

Cette phase est subdivisée en cinq étapes distinctes :

- **Concours d'architecture,** À cette première étape de la phase de réalisation, le gestionnaire du projet doit constituer une nouvelle équipe de professionnels. Cette équipe n'est pas la même que la précédente mandatée pour les études et la définition du projet. Il faut d'abord considérer que, pour les projets dont le budget de construction est égal ou supérieur à deux millions de dollars, le ministère exige la tenue de concours d'architecture pour la sélection de l'architecte. Ce mode de sélection oblige d'abord le promoteur à s'adjoindre les services d'un architecte expérimenté qui assumera le rôle de conseiller professionnel tout au long de cette procédure de sélection ;

- **Élaboration des plans et devis,** Cette étape permettra de développer les concepts en ingénierie ainsi que dans les spécialités du projet et, par la suite, d'élaborer les plans et devis définitifs pour soumission : architecture, mécanique, électricité, structure, génie civil et autres. L'architecte a la responsabilité d'assurer la coordination des plans entre les différentes spécialités. Il doit de plus confirmer le respect du budget du projet et déposer l'échéancier des travaux. Préalablement au lancement des appels d'offres, il doit confirmer la disponibilité du financement requis et s'assurer de l'assentiment de tous ses partenaires au dossier ;

- **Appel d'offres (national ou international),** Afin de bénéficier des meilleurs prix du marché, le donneur d'ouvrage procédera à des demandes de soumissions au moyen d'un appel d'offres public auprès de tous les entrepreneurs ;

- **Travaux,** l'étape des travaux débute dès que le gestionnaire du projet transmet « l'avis d'exécution » à l'entrepreneur général. Cet avis permet à l'entrepreneur de signer les contrats avec ses sous-traitants, de passer les commandes à ses fournisseurs et d'entreprendre les préparatifs du chantier. L'entrepreneur doit transmettre au gestionnaire, dans les meilleurs délais, la liste et les coordonnées des sous-traitants et fournisseurs ainsi qu'un échéancier précis des travaux au chantier.

- **livraison de l'ouvrage,** L'étape de livraison de l'ouvrage concerne principalement le suivi de la correction des déficiences et des travaux à parachever. On y effectue la mise en service des principales constituantes et des équipements de l'immeuble livré. Les exigences à cet effet doivent avoir été préalablement décrites dans les documents contractuels. Le donneur d'ouvrage a procédé à la réception provisoire des travaux effectués dans le cadre du contrat. La durée des garanties commence à courir et le propriétaire amorce l'occupation physique des lieux.

1.2.3. Phase d'exploitation

L'émission du certificat de réception définitive des travaux a mis fin à tout lien contractuel entre le donneur d'ouvrage et l'entrepreneur. Cependant, cette procédure obligatoire pour le donneur d'ouvrage ne dégage pas l'entrepreneur de ses obligations en vertu du code civil, de la validité des garanties ou des malfaçons qui pourraient s'avérer avec le temps. Pour sa part, le propriétaire a maintenant l'obligation, envers le ministère et ses autres partenaires financiers, d'assurer la pérennité de l'immeuble et des équipements.

1.3. Acteurs « les intervenants »

Les intervenants dans un projet de génie civil sont généralement les suivants [2,3] :

1.3.1. Maitre d'ouvrage

Le maître d'ouvrage est le propriétaire du projet. II peut être une personne physique ou morale, une administration publique, privée ou autre. Le maître de l'ouvrage est défini comme la personne chargée d'organiser les opérations d'investissements, de mettre en place les responsables des études, de contrôler les travaux.
Les principes fonctions du maître de l'ouvrage sont les suivantes :

- ✓ Trouver les moyens financiers nécessaires à la réalisation et gérer ces moyens notamment en rémunérant les réalisateurs (le maître de l'ouvrage est toujours le payeur) ;
- ✓ procurer le terrain ou espace nécessaire à la construction envisagée, par achat, bail ou concession ;
- ✓ Définir l'ouvrage avec le maximum de renseignements ;
- ✓ Prendre livraison de l'ouvrage en le réceptionnant ;
- ✓ Exploiter l'ouvrage ou, dans certains cas, le remettre, le consigner, à l'organisme qui est chargé de cette exploitation et de sa gestion. Exemple : Le Ministère de l'Éducation Nationale est le maître d'ouvrage pour les constructions scolaires.

1.3.2. Maitre d'ouvrage délégué

Lorsque le maître de l'ouvrage, pour le compte de qui doit s'effectuer la réalisation, n'a pas l'intention, les moyens humains ou la compétence nécessaire pour assurer les tâches opérationnelles qui impliquent la fonction, il peut confier ces tâches à un maître de l'ouvrage délégué moyennant une convention appropriée. Ce maître de l'ouvrage délégué deviendra alors l'interlocuteur privilégié, voire unique, du maître d'œuvre, des techniciens et des entrepreneurs. Par exemple le Direction des équipements publics est maître de l'ouvrage délégué pour les constructions scolaires.

1.3.3. Maître d'œuvre

Le maître d'œuvre est une personne physique ou morale qui pour sa compétence est chargée par le maître de l'ouvrage de diriger l'exécution du marché et de proposer la réception et le règlement des travaux.

Les principales fonctions du maître d'œuvre sont les suivantes :

- ✓ S'assurer que le programme de l'opération est viable et réalisable, compatible avec le terrain mis à disposition tant sur le plan technique qu'administratif ou réglementaire ;
- ✓ Concevoir, représenter, décrire et évaluer l'ouvrage : plans, dessins, devis, spécifications techniques dans le respect de la réglementation en vigueur ;
- ✓ Coordonner les études techniques complémentaires nécessaires à la réalisation de l'ouvrage ;

- ✓ Introduire les demandes d'autorisation administratives (permis de construire) dans le respect de la réglementation en vigueur ;
- ✓ Rechercher et proposer les moyens de produire l'ouvrage (consultations des entreprises et proposition d'un choix d'entreprises) ;
- ✓ Préparer les marchés à passer par le maître de l'ouvrage ;
- ✓ Diriger les travaux conformément aux documents du marché, à la réglementation en vigueur, et dans le respect du budget et des délais impartis ;
- ✓ Contrôler la conformité de l'ouvrage avec le projet, contrôler le coût des travaux.
- ✓ Proposer les versements d'acomptes ainsi que les paiements aux entrepreneurs fournisseurs ;
- ✓ Assister le maître de l'ouvrage lors des opérations de réception ;

1.3.4. Entrepreneur (ou l'entreprise)

L'entrepreneur est le partenaire du maître de l'ouvrage dans le contrat d'entreprise. Il réalise les travaux en mettant en œuvre les moyens en personnel, matériaux et matériel. Vis-à-vis du maître de l'ouvrage, il a un rôle de conseil et une obligation de résultat se caractérisant par la livraison de l'ouvrage.

1.3.5. Contrôleur technique

Le contrôle technique est exercé par des personnes physiques ou morales agréées par le Ministère Chargé de la Construction. Ils sont désignés par le maître de l'ouvrage. Le contrôleur technique a pour mission de contribuer à la prévention des différents aléas techniques susceptibles d'être rencontrés dans la construction. Il intervient à la demande du maître de l'ouvrage et donne son avis à ce dernier sur les problèmes qui concernent la solidité de l'ouvrage et la sécurité des personnes.

1.3.6. Coordonnateur sécurité et protection de la santé

Le coordonnateur sécurité et protection de la santé (souvent désigné par l'abréviation (CSPS) est chargé d'évaluer les risques liés à l'activité des entreprises travaillant sur le projet. Il est également chargé de préconiser des actions de prévention visant à éviter les accidents et plus généralement, les risques d'atteinte à la santé pendant les travaux de construction et à l'occasion de la maintenance de l'ouvrage après sa livraison.

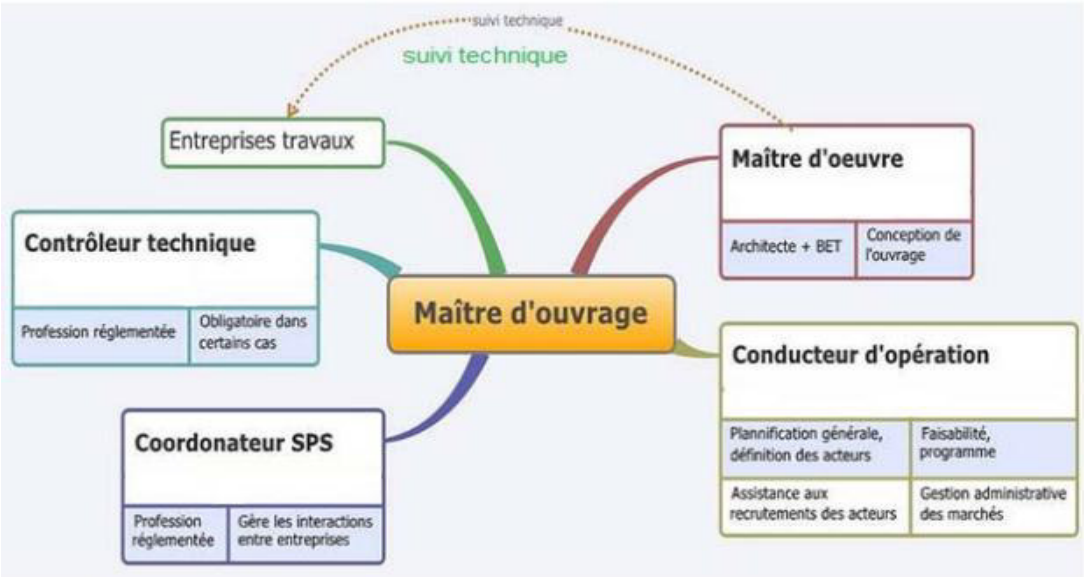


Figure 1.2 : Intervenants dans un projet de génie civil [2].

1.4. Etapes de calcul d'un projet en génie civil cas bâtiment

Un projet de génie civil en plus particulièrement un bâtiment est composé par :

- **Infrastructure,** est la partie enterrée du bâtiment permettant d'assurer la liaison entre le sol et la superstructure de l'ouvrage est placée au-dessous de la cote ±0.00, exemple (fondation, sous-sol).
- **Superstructure,** est placé au haut de la cote ±0.00, elle comprend les murs, les différents planchers, le toit, les poteaux, les poutres, la charpente....etc.

Pour l'étude d'un projet de bâtiment plusieurs étapes sont nécessaires à savoir :

- Présentation et description du projet: le nombre de niveau, usage de la construction, les caractéristiques architecturales, les éléments composants l'ouvrage, le site d'implantation,
- Les matériaux utilisés à savoir le béton et l'acier (définitions, caractéristiques mécaniques,...)
- Pré dimensionnement des éléments de la structure (poutres, poteaux, voiles)
- Ferraillage des éléments secondaires (plancher, escalier, balcon, acrotère)
- Etude dynamique
- Ferraillage des éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles)
- Etude de l'infrastructure
- Production des plans pour les éléments calculés
- Conclusions et perspectives

1.5. Règlementations techniques utilisées

- **Document Technique Réglementaire (D.T.R. - B.C. 2.2) [4] « Charges permanentes et charges d'exploitation»**
  Le présent document traite des " charges permanentes" et "charges d'exploitation" des bâtiments, de leur mode d'évaluation et des valeurs de ces charges à introduire dans les calculs.
- **Règlement Parasismique Algérien RPA 99 / Version 2003 [5]**
  Le Règlement Parasismique Algérien « RPA 99/v2003» qui a été approuvé par la commission technique permanente (CTP) pour le contrôle technique de la construction lors de sa réunion du 4 Décembre 1999 se situe dans la continuité des documents précédents « RPA 81, version 1983 » et « RPA 88 » dont il garde la philosophie originelle. Il constitue en fait une actualisation qui s'avère nécessaire après prés de deux décennies de pratique riche et diversifiée de la part des scientifiques et techniciens nationaux des bureaux d'études et de contrôle, des entreprises et des institutions de formation supérieure.
- **Règles de Conception et de Calcul des structures en Béton Armé CBA 93 [7]**
  Le présent Document technique règlementaire D.T.R. B.C.2.41 « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé », en abrégé CBA 93, a pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'applique plus spécialement aux bâtiments courants.

1.6. Documents préalables d'un projet

Le calcul des structures et l'établissement de plans de génie civil nécessitent au préalable les dossiers ci-dessous :

- ✓ Le dossier d'architecture qui doit comporter : les plans, les différentes pièces administratives à savoir : le cahier des charges, le devis descriptif et le planning, …

- ✓ L'étude de sol qui doit comporter : des sondages en profondeur, l'identification des différentes couches rencontrées et leurs propriétés physiques les propriétés mécaniques du sol, le niveau (éventuel) de la nappe, …

1.7. Choix du système porteur

Les contreventements sont l'ensemble d'éléments de construction assurant la stabilité et la rigidité d'un bâtiment vis-à-vis des forces horizontales engendrées par le vent, les secousses sismiques ou autres causes. Il comprend des diaphragmes et des éléments verticaux (Contreventement vertical). Le choix du système de contreventement doit tenir compte des critères suivants : **Fiabilité, capacité de dissipation d'énergie vis-à-vis de l'action sismique et le comportement dynamique des sols de fondations.**

Les différents systèmes de contreventement selon le RPA99 Art : 3.4 [5] sont classés à des catégories (on s'intéresse dans ce cours aux structures réalisées avec du béton armé):

1.7.1a. Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide

C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales. Pour cette catégorie, les éléments de remplissage ne doivent pas gêner les déformations des portiques (cloisons désolidarisées ou cloisons légères dont les liaisons ne gênent pas le déplacement des portiques), leur usage est limité par la règlementation (RPA) : Zone IIb et III : le nombre de niveaux est limité à 3 ou 11m de hauteur. Zone IIa : le nombre de niveaux est limité à 4 ou 14m de hauteur Zone I : le nombre de niveaux est limité à 5 ou 17m de hauteur

1.7.1b. Portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide

C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales. Pour cette catégorie, les éléments de remplissage de la structure sont constitués par des murs en maçonnerie de petits éléments insérés dans le cadre poteaux-poutres dont l'épaisseur ne dépasse pas 10 cm. Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser :

En zone III : 2 niveaux ou 8m de hauteur
En zone IIb : 3 niveaux ou 11m de hauteur
En zone IIa : 4 niveaux ou 14m de hauteur
En zone I : 5 niveaux ou 17m de hauteur

1.7.2. Système de contreventement constitue par des voiles porteurs en B.A

Dans ce cas le système est constitué de voiles uniquement ou de voile et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

1.7.3. Structure a ossature en B.A contreventée entièrement par noyau en B.A

Le bâtiment est dans ce cas-là contreventé entièrement par un noyau rigide en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal.

1.7.4a : Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les voiles et les portiques reprennent conjointement les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

1.7.4b : Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé

Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales. On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique IIb et III, il ya lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global. Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33m au maximum

1.8. Actions

On appelle actions, l'ensemble des charges (forces, couples,….etc) appliquées à la structure (voir figure 1.3), ainsi que les conséquences des modifications telle que retrait, tassement, … etc, qui entrainent des déformations de la structure [6].

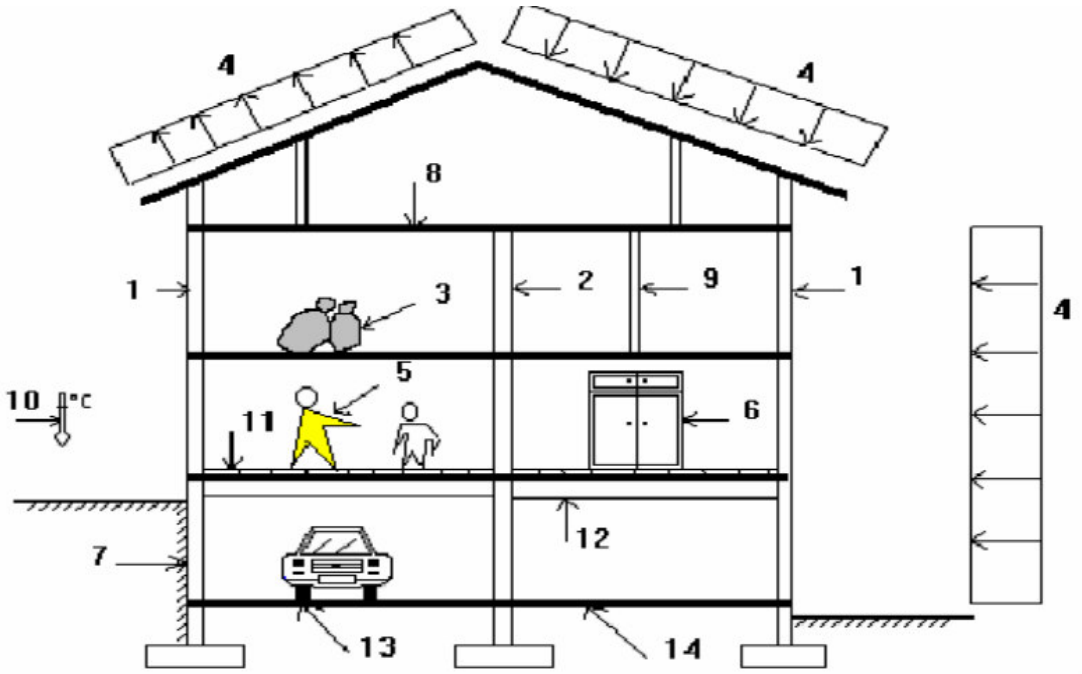


Figure 1.3 : Coupe schématique d'un bâtiment à 4 niveaux [2].

Légende :

1 - Mur De Façade ; 2 - Mur De Refend ; 3 - Charge Concentrée ; 4 - Action Du Vent ; 5 - Personnes ; 6 - Meuble ; 7 - Poussée Des Terres ; 8 - Plancher en béton armé ; 9 - Cloisons ; 10 – Température ; 11 - Revêtement de plancher ; 12- Poutre en béton armé ; 13- Automobile ; 14 - Sous-pression d'eau.

Les actions peuvent être classées en trois catégories en fonction de leur variation d'intensité dans le temps :

- actions permanentes.
- actions variables (d'exploitations).
- actions accidentelles.

1.8.1. Actions permanentes (G)

Elles sont appliquées avec une intensité constante ou très peu variable dans le temps et comportant :

- Le poids propres de la structure ;

- Les charges de superstructure telle que les cloisons, les revêtements, des équipements fixe, de la poussé des terres, des pressions de l'eau, des déformations comme le retrait.

1.8.2. Actions variables (Q)

Ce sont des actions dans l'intensité varie fréquemment et d'une façon importante dans le temps. La durée d'application est très faible par rapport aux durées de vie de constructions. Les valeurs de ces charges sont fixées par le règlement, en fonction des conditions d'exploitation de la construction. On distingue :

- Des actions d'exploitation (Q) comme, les personnes, les meubles.
- Des actions climatiques fixées par des textes réglementaires comme le vent 4 (V), la neige (N).
- Des actions de la température (T).

1.8.3. Actions accidentelles (FA)

Ce sont des actions provenant de phénomènes rares, de faible durée d'application. On peut citer en exemple les séismes, le feu, les chocs.

1.9. Sollicitations

Ce sont les forces et moments produits par les actions dans les éléments d'une construction telle que : effort normal (N), effort tranchant (T) et moment de flexion (M). Ces actions sont calculées en utilisant les procédés de la résistance des matériaux (RDM) [6,7].

1.10. Combinaisons d'actions

Le règlement CBA93 [7] impose que les sollicitations de calcul soient calculées à partir des actions appliquées à la structure affectées de coefficients particuliers, selon le type de l'action ainsi de justification que l'ont effectué. Cela conduit à ce que l'appelle combinaisons d'actions.

Pour effectue ces combinaisons, les actions sont notées comme suivants :

- G_{max} : ensemble des actions permanentes défavorables ;
- G_{min} : ensemble des actions permanentes favorables ;
- Q_1 : action variable dite de base ;
- Q_i : action variable dite d'accompagnement.

1.11. Combinaisons de calcul

1.11.1. Etats limites ultimes : (E.L.U)

D'après le CBA93 [7], pour déterminer les sollicitations lors des situations durables ou transitoires, la combinaison dite fondamentales à considérer.

$$1{,}35.G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q1}.Q_1 + \sum_{i=1}^{n} 1{,}3\psi_{oi}.Q_i \qquad \text{Eq (1.1)}$$

γ_{Q1}= 1,5 dans le cas général,

γ_{Q1}= 1,35 pour la température, les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine, charges routières étroitement bornées ou de caractères particuliers.

Ψ_{0i} : Coefficient de pondération des valeurs d'accompagnement, donné à l'annexe C du CBA93 [7].

Pour déterminer les sollicitations lors d'une situation accidentelle la combinaison à considérer est la **combinaison accidentelle** :

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11}.Q_1 + \sum_{i=1}^{n} \psi_{2i}.Q_i \qquad \text{Eq (1.2)}$$

F_A : valeur nominale de l'action accidentelle ;
$\psi_{11}.Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable ;
$\psi_{2i}.Q_1$: Valeur quasi-permanente d'une autre action variable.

Les coefficients ψ_1 et ψ_2 sont donnés à l'annexe C du CBA93 [8].

1.11.2. Etats limites de services : (E.L.S)

La combinaison d'action à considérer est appelée combinaison rare :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum_{i=1}^{n} \psi_{oi}.Q_i \qquad \text{Eq (1.3)}$$

CHAPITRE 2 :

PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

2.1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments d'une structure (poutres, poteaux et voiles) est une étape essentielle dans un projet de génie civil. Il est basé sur le principe de la descente de charges, pour déterminer l'effort revenant à chaque élément dû à la charge et surcharge. Le pré dimensionnement a pour but « le pré calcul » des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du CBA93 [7] et du RPA 99 Version 2003 [5], pour arriver à déterminer une épaisseur économique.

2.2. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux, dont la section peut avoir différentes formes (rectangulaires, en I ou en té, …..), leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux. Les poutres sont dimensionnées par rapport aux conditions de la flèche admissible et sont vérifiées par rapport aux prescriptions du RPA 99 Version 2003 [5].

2.2.1. Détermination de h et b

Le pré dimensionnement des poutres a pour but le choix et la vérification des dimensions (hauteurs et largeurs) de ces derniers dans le plan d'architecture. Pour cela, nos calculs seront basés sur les règles suivant: RPA99 V2003 [5] et CBA93 [7].

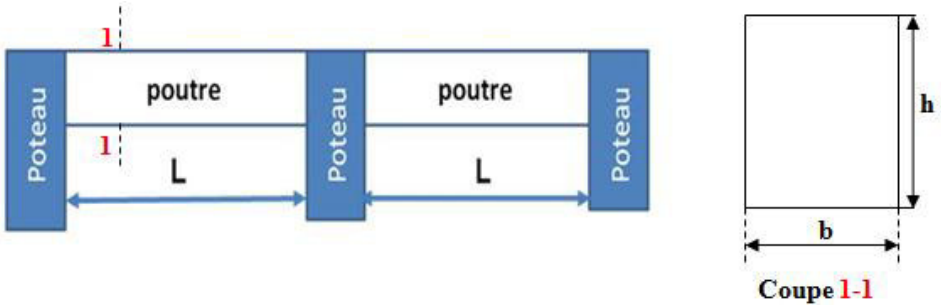


Figure 2.1 : Section d'une poutre en béton.

- La hauteur de la poutre est déterminée par l'expression suivante (figure 2.1) :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \qquad \text{Eq (2.1)}$$

Ou,

L_{max} : Longueur de la portée maximale de la poutre entre nus d'appuis (figure 2.1) ;
h : Hauteur de la poutre.

- La largeur de la poutre est en fonction de sa hauteur, est donnée comme suit :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \qquad \text{Eq (2.2)}$$

2.2.2. Vérification selon RPA99/V2003

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après [5] :

- ✓ $b \geq 20cm$
- ✓ $h \geq 30$ cm
- ✓ $h/b \leq 4$
- ✓ $b_{max} \leq 1{,}5h + b_1$ (b_1 est la plus petite dimension de la section du poteau)

2.3. Pré dimensionnement des poteaux

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait par la vérification de la capacité portante d'une section choisie, en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU (1.35G+1,5Q).

Ces dimensions sont déterminées par la descente des charges du poteau le plus sollicité. D'après le **CBA93** [7], l'effort normal ultime N_u agissant sur un poteau doit être égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha\left(B_r \frac{f_{c28}}{0.9.\theta.\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s} \right) \qquad \text{Eq (2.3)}$$

Avec ;

- B_r : Section réduite du poteau (en cm²) ;
  $B_r = (b - 2cm) \times (a - 2cm)$ ……. pour une section rectangulaire.
  $B_r = (a - 2cm)^2$ ……... pour une section carrée
- A : Section d'aciers comprimés prise en compte dans le calcul ;
- f_{c28} : Résistance à la compression du béton ;
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé ;
- γ_b= 1,5 : Coefficient de sécurité du béton (cas durable) ;
- γ_s= 1,15 : Coefficient de sécurité d'acier ;
- α : Coefficient réducteur, fonction de l'élancement mécanique (λ) qui prend la valeur :

Pour $\lambda \leq 50$

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{\left[1 + 0.2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = \dfrac{0.85}{\beta} \\ \beta = 1 + 0.2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2 \end{cases} \qquad \text{Eq (2.4)}$$

Pour $50 \prec \lambda \leq 70$

$$\begin{cases} \alpha = 0.6\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 = \dfrac{0.85}{\beta} \\ \beta = \dfrac{0.85\lambda^2}{1500} \end{cases} \qquad \text{Eq (2.5)}$$

- ✓ Les valeurs de α sont à diviser par 1,10 si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.
- ✓ Il convient d´appliquer une réduction complémentaire lorsque la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours (on prend la contrainte f_{cj} au lieu de f_{c28} et le coefficient de réduction est de 1,20 au lieu de 1,10).

Tel que : $\lambda = \dfrac{l_f}{i}$

- l_f : Longueur de flambement ;

D'après le **CBA93** [7]**,** Pour les bâtiments à étages qui sont contreventés par des voiles en béton armé, la longueur $l_f = 0.7 l_o$

- l_o : Hauteur libre du poteau.

D'après le **CBA93** [7]**,** La longueur libre l_o d´un poteau appartenant à un bâtiment à étages multiples est comptée entre faces supérieures de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du premier plancher.

- i : Rayon de giration.

Tel que : $i = \dfrac{\sqrt{I}}{B}$

I est le Moment d'inertie de la section et **B** est l'air de la section du béton.

Pour une section rectangulaire b×h (b≥h) : $\lambda = \dfrac{\sqrt{12} \times l_f}{h}$

La **section réduite** du poteau est déterminé par l'expression suivante :

$$B_r \geq \frac{\beta . N_u}{\dfrac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \dfrac{A}{B_r} \dfrac{f_e}{\gamma_s}} \qquad \text{Eq (2.6)}$$

Un certain nombre de choix étant libre, on peut prendre $A/B_r = 1\%$, soit :

$$B_r \geq \frac{\beta . N_u}{\dfrac{f_{bc}}{0.9} + 0.0085 . \dfrac{f_e}{\gamma_s}} \qquad \text{Eq (2.7)}$$

Avec, $N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$

2.3.1. Descente de charges Nu

La descente de charges se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (Niveau ±00). Elle est effectué sur le poteau le plus sollicité ; c'est celui qui support des charges réparties sur une surface d'influence (S) comme montre la figure 2.2 :

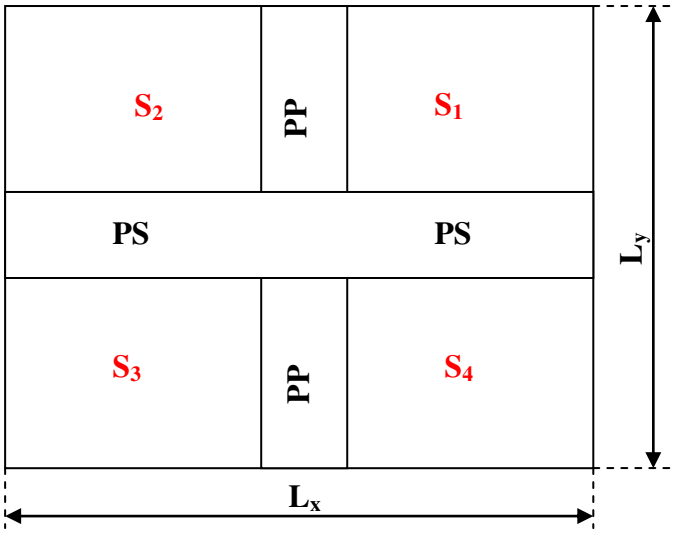


Figure 2.2 : Surface d'influence pour le poteau.

Avec ;

$$\mathbf{S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4\ (m^2)}$$

a) Détermination du N_G

La charge permanente de la structure N_G est déterminée par la formule suivante :

$$N_G = G_{niveau-terrasse} + n \times G_{niveau-courant} + (n+1) \times P_{poteaux} \qquad Eq\ (2.8)$$

Ou ;

$$G_{niveau-terrasse} = G_{plancher-terrasse} \times S + \left(P_{poutre-porteuse} + P_{poutre-non\,porteuse}\right)$$

$$G_{niveau-courant} = G_{plancher-courant} \times S + \left(P_{poutre-porteuse} + P_{poutre-non\,porteuse}\right)$$

Tel que :

n : Nombre de niveaux courants ;

P : Poids propre.

b) Détermination du N_Q

Pour les bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement plus de cinq étages, les surcharge verticales peuvent être minorées selon la loi de dégression verticale ci-après ; cette dégression verticale n'est pas cumulable avec les réductions pour grande surface ci-dessus.

***Loi de dégression** [6] :*

- Soit S_o la surcharge appliquée au toit ou à la terrasse de couverture.
- Soit S_i la surcharge appliquée à l'étage numéro i, les étages étant numérotés de haut en bas ; on calcule $\sum_i$: surcharge totale à considérer au-dessous du plancher e l'étage n°i : le schéma ci-après $\sum_i$ dans le cas où les surcharges S_i sont différents et dans le cas où elle sont toutes égales à la même valeur.

Schémas de principe
Structure d'un bâtiment

Surcharges S_i différentes		Surcharges S_i identiques
$\sum_o = S_o$	S_o	$\sum_o = S_o$
$\sum_1 = S_o + S_1$	S_1	$\sum_1 = S_o + S$
$\sum_2 = S_o + 0{,}95(S_1 + S_2)$	S_2	$\sum_2 = S_o + 1{,}9S$
$\sum_3 = S_o + 0{,}9(S_1 + S_2 + S_3)$	S_3	$\sum_3 = S_o + 2{,}7S$
$\sum_2 = S_o + 0{,}85(S_1 + S_2 + S_3 + S_4)$	S_4	$\sum_2 = S_o + 3{,}4S$
$\sum_n = S_o + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} S_i \quad n \geq 5$	S_n	$\sum_n = S_o + \frac{3+n}{2n} S \quad n \geq 5$

Dans les bâtiments comportant des travées solidaires supportées par deux files de poteaux de rive et une ou plusieurs filles de poteaux centraux, à défaut de calcul plus précis, les charges évaluées en admettant la discontinuité des travées doivent être majorées [6] :

- de 15% pour les poteaux centraux dans le cas des bâtiments à deux travées ;
- de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

2.3.2. Vérification vis à vis du RPA 99/V 2003

Les dimensions de la section transversale retenue pour les poteaux doivent satisfaire les conditions du RPA 99 version 2003 [5]:

- Min $(b_1, h_1) \geq 25$ cm en zone I et II_a
- Min $(b_1, h_1) \geq 30$ cm en zone II_b et III
- Min $(b_1, h_1) \geq h_e/20$
- $¼ < b_1/h_1 < 4$

2.4. Pré dimensionnement des Voiles selon le RPA99/V2003

D'après le **RPA 99/V 2003 [5],** Les éléments satisfaisants la condition $L \geq 4a$ sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires (voir figure 2.3).

Avec : **L** : Portée du voile ;

a : Epaisseur du voile.

Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux.

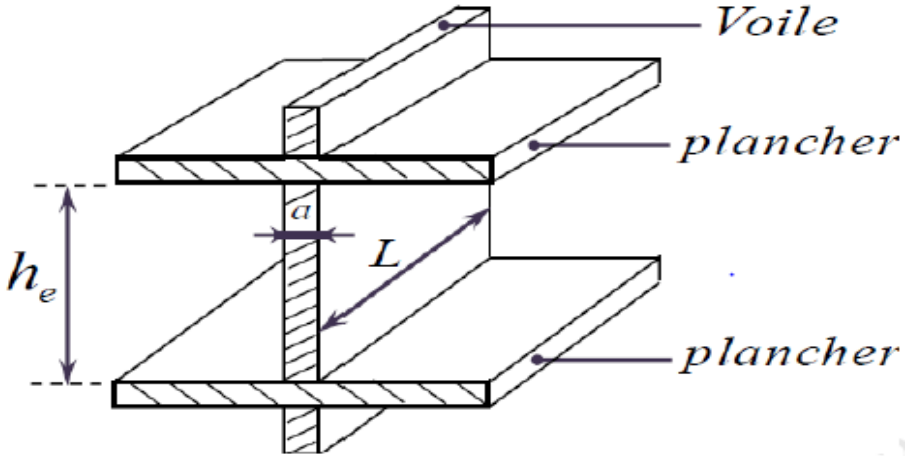


Figure 2.3 : Coupe de voiles en élévation [5].

L'épaisseur minimale du voile est de 15cm selon le **RPA 99/V 2003 [5]**. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué sur la figure 2.4.

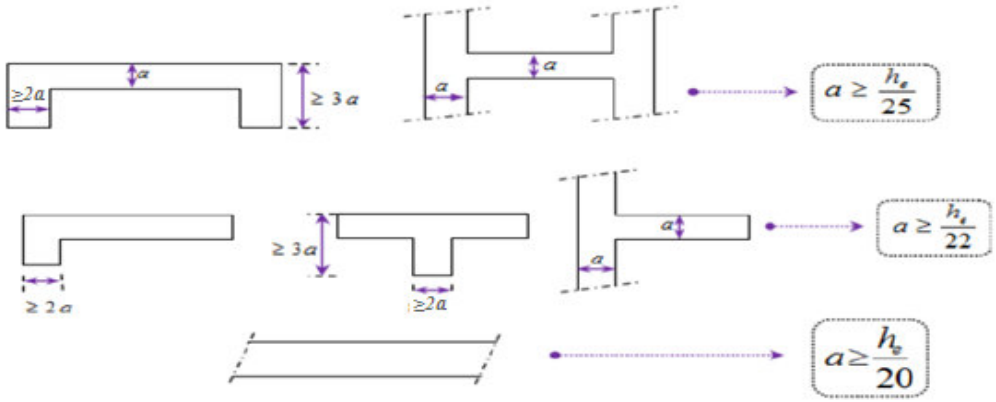


Figure 2.4 : Coupe de voiles en plan [5].

2.5. Application

Soit un bâtiment en (R+2) à usage d'habitation, la terrasse est inaccessible, implanté dans une zone III. La vue en plan du bâtiment représentée dans la figure 2.5.

On donne : f_{c28}= 25MPa ; f_e= 400MPa ; h_e=3,06m ; g_t= 6,53KN/m^2 ; g_c= 5,47KN/m^2 ; q_t= 1 KN/m^2 ; q_c= 1.5 KN/m^2

- Dimensionner la poutre principale ainsi la poutre secondaire les plus sollicitées.
- Dimensionner le poteau le plus sollicité.

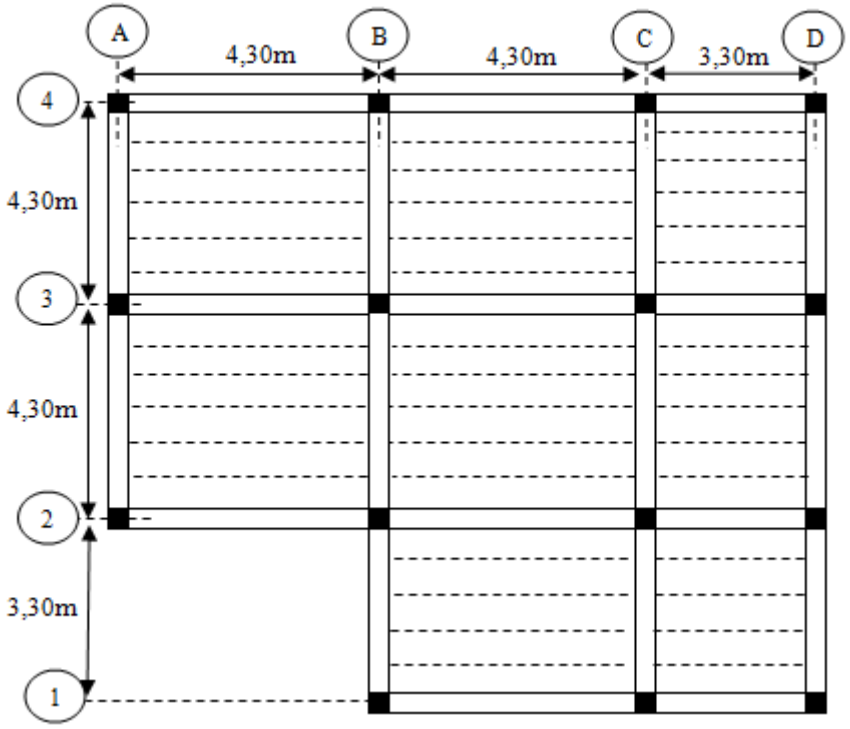


Figure 2.5 : Vue en plan du bâtiment.

2.6. Solution

2.6.1. Pré dimensionnement de la poutre principale

- La hauteur de la poutre est déterminée par : $L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10$

Nous avons, $\mathbf{L_{max\ (entre\ nus)}}$ **= 400 cm,** Donc : $\begin{cases} \frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \\ 26.7 \leq h \leq 40 \end{cases}$ on prend **: h= 40cm**

- La largeur de la poutre est en fonction de sa hauteur, est donnée par : $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Donc : $\begin{cases} 0.3 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \\ 12 \leq b \leq 28 \end{cases}$ on prend **: b= 30cm**

- Vérification des exigences du **RPA 99/V2003** :
  - b ≥ 20cm => 30cm > 20cm ……condition vérifiée.
  - h ≥ 30cm => 40cm > 30cm ……condition vérifiée.
  - h/b ≤ 4 => 1,33 ≤ 4 ……..……..condition vérifiée.

2.6.2. Pré dimensionnement de la poutre secondaire

- La hauteur de la poutre est déterminée par : $L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10$

Nous avons, $\mathbf{L_{max} = 4.00\ m}$, Donc : $\begin{cases} \frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \\ 26.7 \leq h \leq 40 \end{cases}$ on prend **: h= 35cm**

- La largeur de la poutre est en fonction de sa hauteur, est donnée par : $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Donc : $\begin{cases} 0.3 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \\ 12 \leq b \leq 28 \end{cases}$ on prend **: b= 30cm**

- Vérification des exigences du **RPA 99/V2003** :
  - b ≥ 20cm => 30cm > 20cm ……condition vérifiée.
  - h ≥ 30cm => 35cm > 30cm ……condition vérifiée.
  - h/b ≤ 4 => 1,16 ≤ 4 ……..condition vérifiée.

Les sections adoptées pour les poutres principales et secondaires sont présentées dans la figure 2.6 :

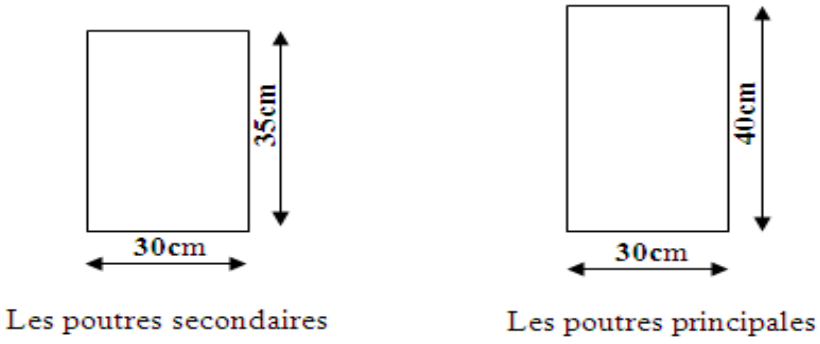


Figure 2.6 : Sections des poutres adoptées.

2.6.3. Pré dimensionnement du poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité de ce bâtiment; c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface d'influence (S) comme le montre dans la figure 2.7**.**

Avec: S est la surface supporté par le poteau le plus défavorable.

On suppose une section du poteau (30 × 30) cm².

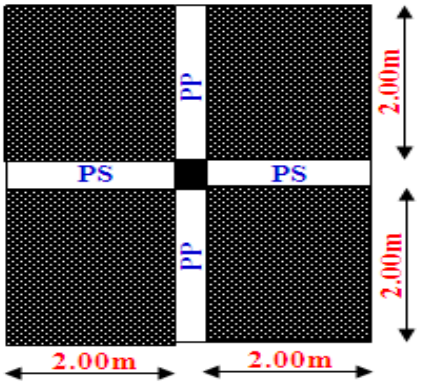


Figure 2.7 : Surface d'influence pour le poteau le plus sollicité.

a) Calcul de la surface d'influence (S) :

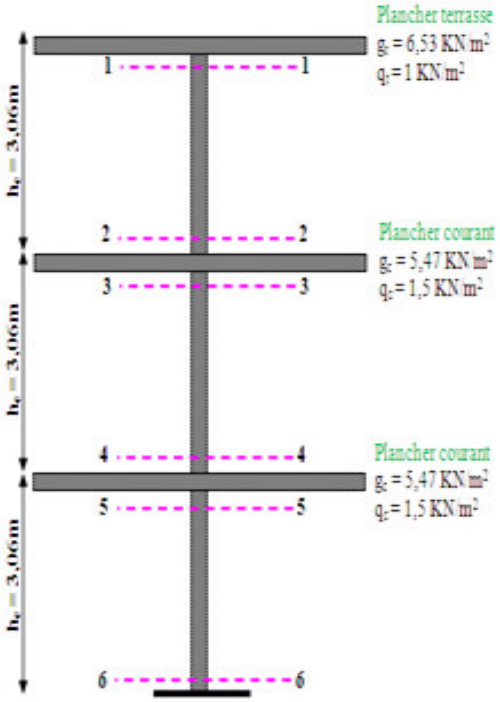
$S = (2 \times 2) \times 4 = 16m^2$

b) Détermination de l'effort ultime N_u revenant sur le poteau le plus défavorable

- **Effort normal du au Charge permanente N_G**

Pour chaque niveau et sur la surface afférente $S_{afférente}$, on va prendre 2 sections. La première au-dessous du plancher où le sommet du poteau et la deuxième à la base du poteau où dessus du plancher. Concernant les charges, on considère tous les charges qu'elles reviennent.

Descente de charge		G_i (KN)
Poids du plancher terrasse	$S \times g_t$	**104.5**
Poids de la poutre principale	$L \times b \times h \times g$	**12**
Poids de la poutre secondaire	$L \times b \times h \times g$	**10.5**
N1		**127**
Poids du poteau	$b_1 \times h_1 \times h_e \times g$	**7**
N2		**134**
Poids du plancher courant	$S \times g_t$	**87.5**
Poids de la poutre principale	$L \times b \times h \times g$	**12**
Poids de la poutre secondaire	$L \times b \times h \times g$	**10.5**
N3		**244**
Poids du poteau	$b_1 \times h_1 \times h_e \times g$	**7**
N4		**251**
Poids du plancher courant	$S \times g_t$	**87.5**
Poids de la poutre principale	$L \times b \times h \times g$	**12**
Poids de la poutre secondaire	$S \times g_t$	**10.5**
N5		**361**
Poids du poteau	$b_1 \times h_1 \times h_e \times g$	**7**
N_G		**368**



- **Effort normal du au Charge d'exploitation N_Q**

Application de la loi de dégression

Surcharge identique

$\Sigma_o = S_o$

$\Sigma_1 = S_o + S$

$\Sigma_2 = S_o + 1,9 \times S$

$\Sigma_o = 18,49KN$

$\Sigma_1 = 18,49 + 18,49 \times 1,5 = 46,23KN$

$\Sigma_2 = 18,49 + 1,9 \times (18,49 \times 1,5) = 71,2KN$

$N_Q = 71,2KN$

L'effort normal ultime N_u revenant sur le poteau le plus défavorable est donné par :

$N_u = 1{,}35N_G + 1{,}5N_Q \Rightarrow N_u = 1{,}35 \times 368 + 1{,}5 \times 71{,}2 =$ **603,6KN**

c) Vérification du poteau vis-à-vis à la stabilité de forme

Selon le **CBA93** [7] on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%, pour tenir en compte la continuité des portiques.

$$N_u^* = N_u \times 1.1 \Rightarrow N_u^* = 603.6 \times 1.1 = 664KN$$

Les poteaux doivent être vérifiés à l'état limite de déformation (flambement)

$$N_u \leq \alpha\left(B_r \frac{f_{c28}}{0.9.\theta.\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

B_r: section réduite du béton (B_r = (a-2)*(b-2)).
A_s : Section d'acier.
γ_b= 1,5 : coefficient de sécurité du béton (cas durable).
γ_s= 1,15 : coefficient de sécurité d'acier.
α : coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement (λ)

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{\left[1 + 0.2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2\right]} & pour \quad \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & Pour \quad 50 \prec \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Telque : $\lambda = \dfrac{l_f}{i}$

Ou, $\begin{cases} l_f = 0.7 l_o \Rightarrow l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.14m \\ i = \dfrac{a}{\sqrt{12}} \Rightarrow \dfrac{0.3}{\sqrt{12}} = 0.087m \end{cases} \Rightarrow \lambda = \dfrac{2.14}{0.087} = 24.6$

Nous avons : $\lambda = 24.6 \leq 50 \quad \Rightarrow \alpha = \dfrac{0.85}{\left[1 + 0.2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = 0.785$

D'après l'expression donnée dans le **CBA93** [7]**,** on peut prend $\mathbf{A_s = 1\% B_r}$

On doit vérifier que $B_{r,adopté} > B_{r,calculé}$

On a, $$B_{r,calculé} \geq \frac{N_u^*}{\alpha\left[\dfrac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \dfrac{f_e}{100 \times \gamma_s}\right]}$$

$$\text{AN : } B_{r,calculé} \geq \frac{664\times10^{-3}}{0.785\left[\frac{25}{0.9\times1.5}+\frac{400}{100\times1.15}\right]} = 0.038m^2$$

$$B_{r,adopté} = (a-2)^2 = (0.3-0.02)^2 \Rightarrow B_{r,adopté} = 0.078m^2 \geq B_{r,calculé} = 0.038m^2$$

Donc le poteau ne risque pas de flamber.

d) Vérification vis à vis du RPA 99/Version 2003

- Min (b_1 , h_1) ≥ 30cm en zone II_b et III ⇒ Min (30 , 30) ≥ 30cm ……CV
- Min (b_1 , h_1) ≥ h_e/20 ⇒ Min (30 , 30) ≥ 306/20 = 15,3cm ……CV
- 1/4 < b_1/h_1< 4⇒1/4 < 30/30 =1< 4……CV

La section adoptée pour le poteau le plus sollicité est présentée dans la figure 2.8 :

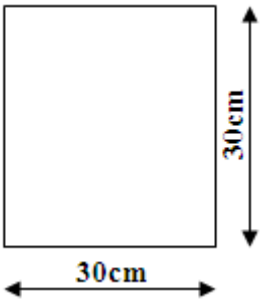


Figure 2.8 : Section du poteau adoptée.

CHAPITRE 3 :

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

3.1. Introduction

Les éléments secondaires ou non structuraux à savoir les planchers, escalier, acrotère et balcon) sont des éléments qui ne font pas partie du système de contreventement. Le calcul de ces éléments se fait suivant le cheminement suivant : dimensionnement, évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables, puis détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges, toutes en respectant la règlementation en vigueur.

3.2. Plancher

Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction et qui est capable de supporter des charges (plancher sur vide sanitaire, planchers intermédiaires, plancher de toiture terrasse). Généralement, le plancher est constitué de 3 parties distinctes qui sont : le revêtement, la partie portante et le plafond. Les planchers doivent constituer des diaphragmes horizontaux, qui transmettent et répartissent d'une manière uniforme les efforts horizontaux sur les éléments porteurs. Pour cela, des dispositions doivent être adoptées pour assurer leur monolithisme ainsi que leur **indéformabilité**, et des liaisons doivent être prévues sur leur pourtour avec les divers éléments [3, 8].

Les planchers doivent répondre aux critères suivants :

- **Résistance et stabilité (porteuse)**
  - ✓ supporter les charges d'utilisation
  - ✓ ne pas fléchir (limiter la flèche au moment du coffrage puis en cours d'utilisation)
  - ✓ durabilité
- **Etanchéité et protection**
  - ✓ à l'air - au feu - aux effractions
- **Isolation thermique et acoustique**
  - ✓ isolant thermiquement (par exemple au-dessus d'un garage)
  - ✓ isolant acoustiquement (bruits d'impacts, ...)
- **Fonction architecturale**
  - ✓ aspect décoratif en sous face
- **Fonctions techniques**
  - ✓ facilité de mise en œuvre
  - ✓ liaisons avec les porteurs verticaux
  - ✓ passage de gaines (eau, chauffage, électricité, ...)

3.2.1. Planchers à corps creux

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux (figures 3.1 et 3.2) :

- Les corps creux ou "**entrevous**" qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings),
- Les **poutrelles** en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures,
- Une **dalle de compression** armée coulée sur les entrevous.

Le plancher est entouré par un chaînage horizontal.

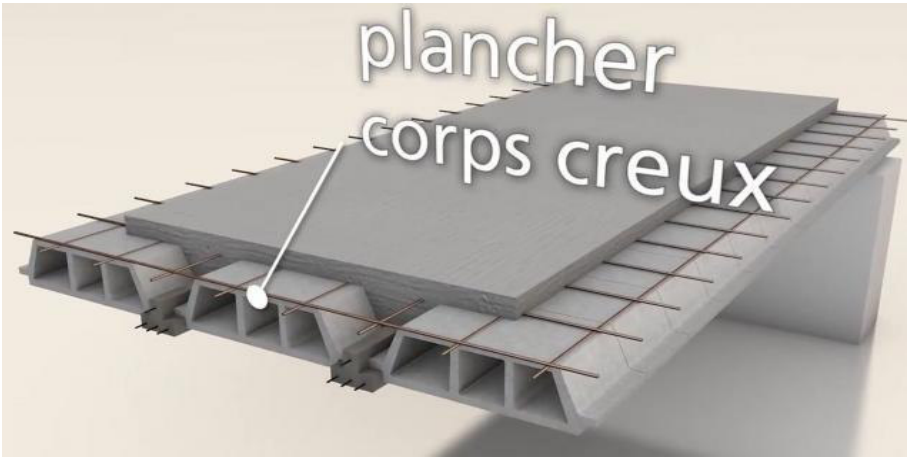


Figure 3.1 : Les éléments principaux d'un plancher à corps creux.

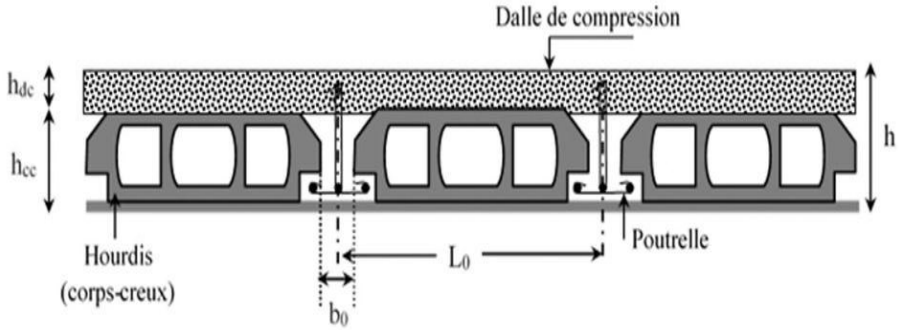


Figure 3.2 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

Avec,

- ✓ h_{cc}: hauteur du corps creux ;
- ✓ h_{dc}: hauteur de la dalle de compression ;
- ✓ b_o: largeur de la nervure de 8 à 12 cm ;
- ✓ L_o: Distance entre axe des poutrelles.

3.2.1.1. Disposition des poutrelles

Pour la disposition des poutrelles il y a deux critères qui conditionnent le choix du sens de disposition qui sont :

- **Critère de la petite portée :** Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée ;
- **Critère de continuité :** Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

3.2.1.2. Dimensionnement des planchers

Selon les règles du **CBA93** [7] **(Art : 6.8.4.2.1),** le pré-dimensionnement d'un plancher à corps creux (figure 3.3) se fait par satisfaction de la condition de la flèche suivante:

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \qquad \text{Eq (3.1)}$$

Ou,

h_t : Hauteur total du plancher,

L_{max} : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées.

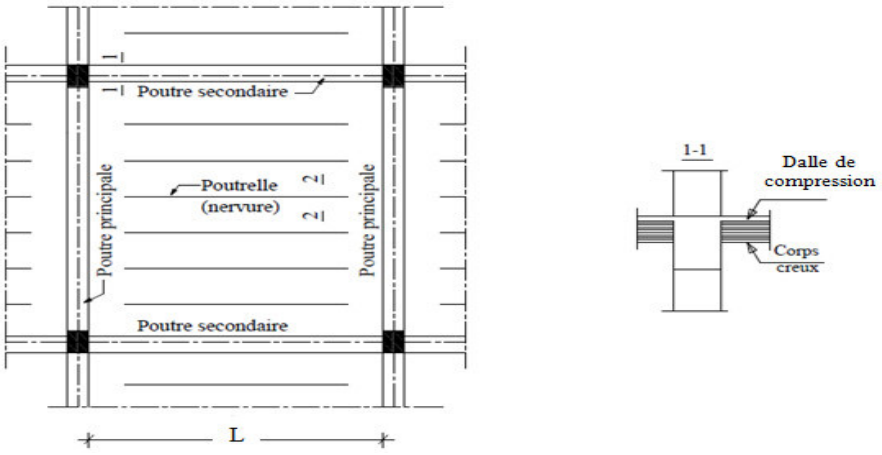


Figure 3.3 : Plancher en corps creux.

3.2.1.3. Dimensionnement des poutrelles

Ce sont des petites poutres en béton armé formant l'ossature d'un plancher (figure 3.4) ; elles se calculent à la flexion simple (solidaires avec la dalle de compression)

h: Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher) ;

h_o : Hauteur de la dalle de compression ;

b_o : Largeur de la nervure, $b_o = (0{,}4 \text{ à } 0{,}6)*h$;

b : Largeur efficace.

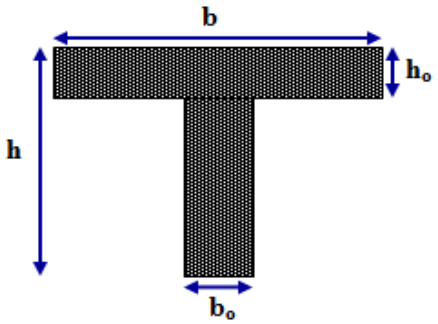


Figure 3.4 : Coupe transversale d'une poutrelle.

D'après le **CBA 93** [7] **(Art 4.1.3),** la largeur efficace b est déterminée comme suit :

$$\frac{b-b_o}{2} \le \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y^{\min}}{10}\right) \qquad \text{Eq (3.2)}$$

Avec,

L_x : Distance entre nus de deux poutrelles ;

$L_y^{\min}$: Longueur min entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

❖ Calcul des charges revenant aux poutrelles :

$q_u = (1{,}35G + 1{,}5Q) \times b$ (KN/ml)

$q_s = (G + Q) \times b$ (KN/ml)

Avec,

G : Charge permanente du plancher terrasse ou courant ;

Q : Charge d'exploitation du plancher terrasse ou courant.

3.2.2. Calcul des sollicitations maximales

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple comme des poutres continues. Le calcul des sollicitations peut se faire soit par la méthode forfaitaire, lorsque les conditions sont vérifiées, autrement par la méthode de Caquot [6].

❖ ***Domaine de validité des méthodes de calcul :***

Conditions à satisfaire	Conditions satisfaites	Méthode de calcul	
		Caquot	Forfaitaire
1) Charge d'exploitation Q≤ max (2×charge permanente G ; 5000N/m²) ; 2) Inertie constante le long de chaque travée ; 3) Rapport des portées successives compris entre 0.8 et 1.25 ; 4) Fissuration peu préjudiciable.	Toutes	Oui	Oui
	Toutes sauf 2 ou 3 ou 4	Oui	Non

3.2.2.1. Méthode forfaitaire

Le principe de la méthode forfaitaire consiste à évaluer les moments max en travées et sur appuis en fonction de M_o (moments dans la travée isostatique de référence) [6].

❖ ***Application de la méthode***

Pour chaque travée, on pose :

Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitations :

$$\alpha \geq \frac{Q}{G+Q} \qquad \text{Eq (3.3)}$$

M_o le moment fléchissant isostatique de la travée considérée (L entre nus des appuis)

$$M_o = \frac{qL^2}{8} \qquad \text{Eq (3.4)}$$

M_w et M_e les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et droite de la travée considérée.

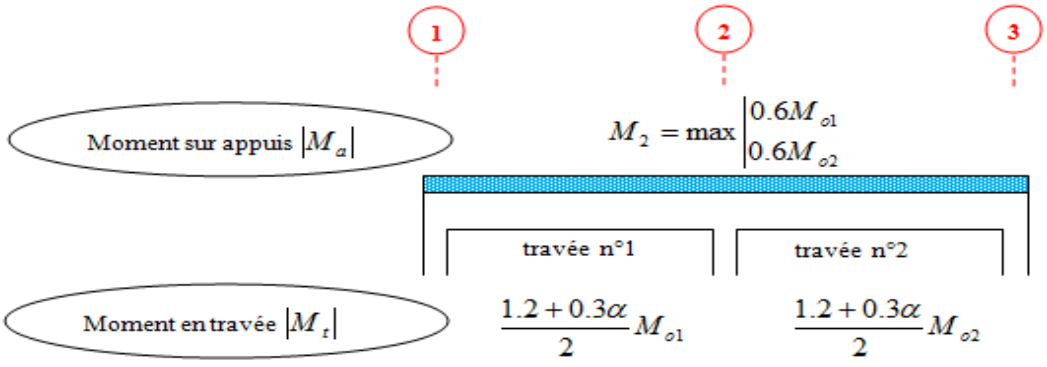
Mt : le moment maximal en travée en prenant en compte la continuité.

On doit avoir :

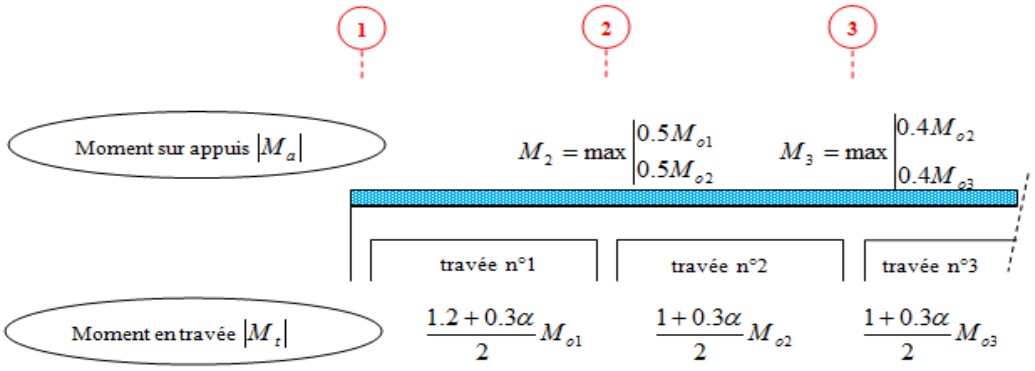
$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \begin{vmatrix} (1+0.3)M_o \\ 1.05M_o \end{vmatrix} \qquad \text{Eq (3.5)}$$

❖ ***Valeurs minimales des moments M_t, M_w et M_e***

- Poutre à 2 travées



- Poutre à plus de 2 travées



❖ ***Effort tranchant***

Sur une travée, le moment varie paraboliquement (figure 3.5) ; le maximum est ainsi à des abscisses a de l'appui gauche (w) et b de l'appui droit (e), avec L = a + b.

Les valeurs de l'effort tranchant sur l'appui gauche (w) et sur l'appui droit (e) peuvent être déterminées comme suit :

$$\begin{cases} V_w = -2\dfrac{M_w + M_t}{a} \\ V_e = 2\dfrac{M_e + M_t}{b} \end{cases} \qquad \text{Eq (3.6)}$$

Les valeurs de a et b sont déterminées par les expressions suivantes :

$$\begin{cases} a = L\dfrac{1}{1+\sqrt{\dfrac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \\ b = L\dfrac{1}{1+\sqrt{\dfrac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}} \end{cases} \qquad \text{Eq (3.7)}$$

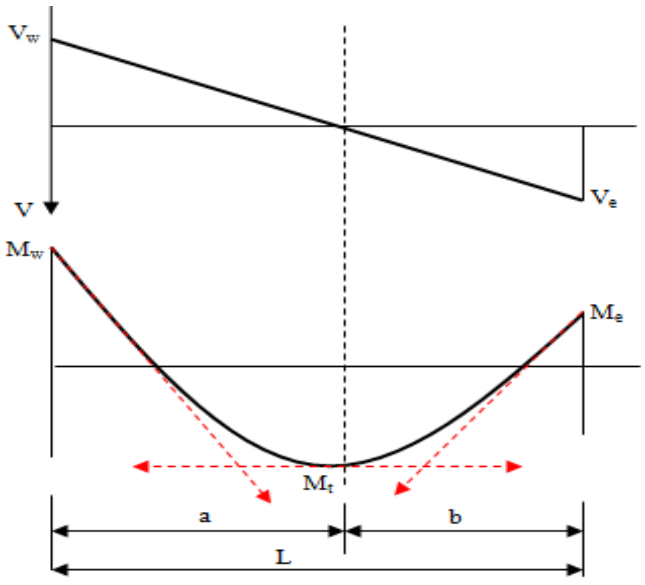


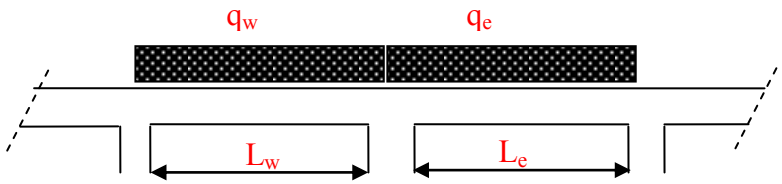
Figure 3.5 : Variation du moment et de l'effort tranchant dans une travée.

3.2.2.2. Méthode Caquot

Pour une poutre continue sur (n) appuis la méthode des trois moments aboutit un système de (n-1) équations à (n-1) inconnues qui sont les moments sur appuis. La méthode de calcul proposée par Albert Caquot part du postulat que les moments sur appuis sont provoqués par les charges se trouvant sur les travées adjacentes à l'appui considéré [7].

❖ ***Portées de calcul (selon Caquot)***

- Les moments aux nus des appuis sont calculés en tenant en compte uniquement des charges appliquées sur les travées voisines à gauche (w) et à droite (e).
- On détache de chaque côté des appuis des travées fictives de longueur l'_w et l'_e.
  - ✓ l'_w ou $l'_e = 0.8.l_i$ pour les travées intermédiaires ;
  - ✓ l'_w ou $l'_e = l_i$ pour les travées les travées de rives.



❖ ***Calcul des moments en appuis et effort tranchant***

✓ *Charge répartie*

Le moment sur l'appui (calculer en valeur absolue) est exprimé par l'expression suivante :

$$M_q = \frac{q_w.L_W^{'3} + q_e.L_e^{'3}}{8.5\left(L_w^{'} + L_e^{'}\right)} \qquad \text{Eq (3.8)}$$

! L'effort tranchant est calculé en considérant la travée réelle (de portée l et non l')

$$\begin{cases} V_w = \dfrac{M_w - M_e}{L} - \dfrac{q.L}{2} \\ V_e = V_w + q.L \end{cases} \qquad \text{Eq (3.9)}$$

❖ ***Calcul du moment fléchissant maximal en travée (en valeur absolue)***

✓ *Charge répartie*

$$\begin{cases} x_o = \dfrac{-V_w}{q} \\ M_t = M_w - V_w.x_o - \dfrac{q.x_O^2}{2} \end{cases} \qquad \text{Eq (3.10)}$$

❖ ***Exemple des différentes charges à envisager à l'ELU (G et Q uniquement)***

Les différents cas de charges à considérer doivent permettre de déterminer les valeurs maximales des moments en travée et sur appuis.

Le chargement des travées dépend également de la nature des charges (voir la figure 3.6).

- Charge permanente (toutes travées chargées).
- Charge d'exploitation :
  - les travées paires chargées ;
  - les travées impaires chargées ;
  - deux travées adjacentes quelconques chargées.

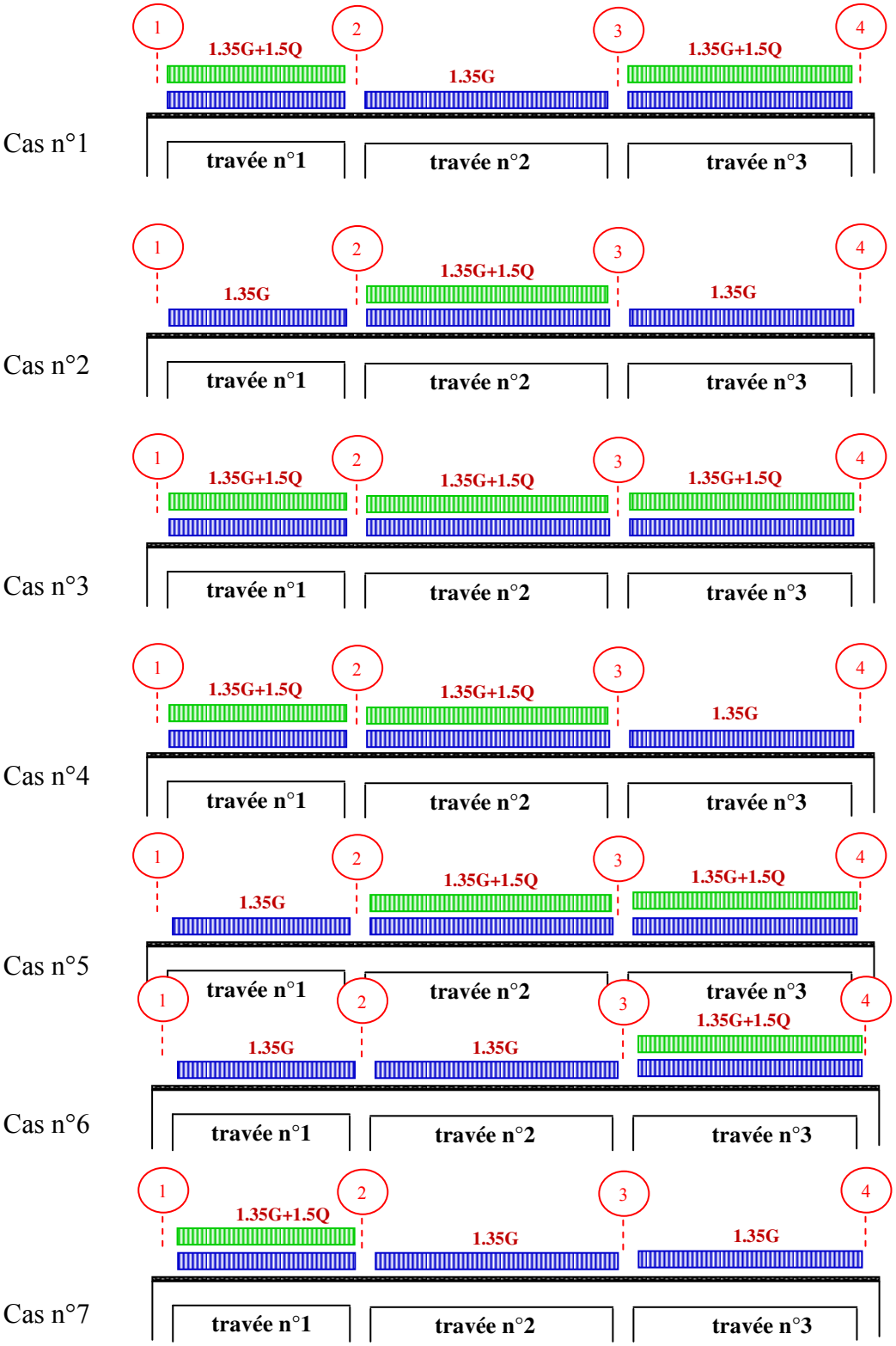


Figure 3.6 : Cas de charges à prendre compte pour une poutrelle sur quatre appuis.

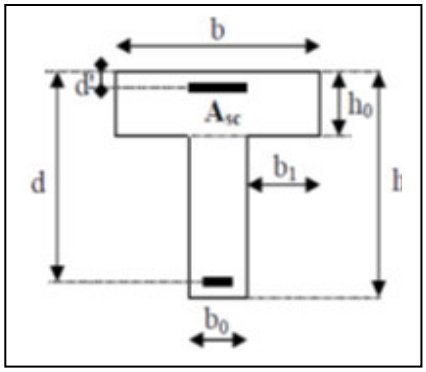
3.2.3. Ferraillage des poutrelles

Organigramme de calcul des armatures tendues pour une section en T [6] :

Données :

M_u , b , b_o, d , h_o

f_{c28}, f_e, γ_b , γ_s



$$f_{bc} = \frac{0{,}85.f_{c28}}{\theta.\gamma_b}$$

$$M_t = \mu_o b d^2 f_{bc}$$

$M_u \prec M_t$: Section rectangulaire (b x h)

$M_u \succ M_t$: Section rectangulaire (b_o x h) — Deux sections fictives

Appliqué l'organigramme de calcul des armatures tendus pour des sections rectangulaires (voir le chapitre suivant « calcul des escaliers »).

Moment fictive :

$$M_{u2} = M_u - (b - b_o).h_o.f_{bc}.(d - \frac{h}{2})$$

Calculer :

$$\mu_2 = \frac{M_{u2}}{b_o.d^2.f_{bc}} \; ; \; \alpha_2 = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_2}\right)$$

$\mu_2 \prec \mu_{lim}$:

Il n'y a pas des armatures comprimées

La section d'aciers tendus vaut :

$$A_s = \left[(b - b_o).h_o + 0.8.\alpha_2.d.b_o\right]\frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \max\left\{\frac{b_o.h}{1000}; 0{,}23.b_o.d.\frac{f_{t28}}{f_e}\right\}$$

Armatures transversales BAEL91/M99 (Art : 5.1.2.2) :

$$\phi_t \geq \min\left\{\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}\right\}$$

$\mu_2 \succ \mu_{lim}$:

Pivot B :

Les sections d'aciers données par:

- *Pour les fe E 400 :*

$$A'_s = \begin{cases} \dfrac{M_u - \left[(b - b_o).h_o.\left(d - \dfrac{h_o}{2}\right) + 0.391.b_o.d^2\right].f_{bc}}{348.(d - d')} \\ As = A'_s + \left[(b - b_o).h_o + 0.534.b_o.d\right]\dfrac{f_{bc}}{348} \end{cases}$$

- *Pour les fe E 500 :*

$$A'_s = \begin{cases} \dfrac{M_u - \left[(b - b_o).h_o.\left(d - \dfrac{h_o}{2}\right) + 0.371.b_o.d^2\right].f_{bc}}{348.(d - d')} \\ A_s = A'_s + \left[(b - b_o).h_o + 0.493.b_o.d\right]\dfrac{f_{bc}}{435} \end{cases}$$

3.2.4. Vérification à l'ELUR

a) Contrainte tangente conventionnelle

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o d} \qquad \text{Eq (3.11)}$$

b) Vérification du risque de rupture par cisaillement

- **Armatures à 90°**

Pour une fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o d} \le \min\left\{\frac{0{,}2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right\} \qquad \text{Eq (3.12)}$$

Pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o d} \le \min\left\{\frac{0{,}15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right\} \qquad \text{Eq (3.13)}$$

c) Espacement des Armatures transversales [6]

$$S_t \le \min\left(\frac{0.8 f_e A_t}{b_0 \times \tau_t}, 0.9d; 40cm\right) \qquad \text{Eq (3.14)}$$

Avec, $\tau_t = \tau_u - \tau_o \ge 0.32$

$\tau_o = 0.3.f_{tj}^{*}.k$ et $f_{tj}^{*} = \min\{f_{tj}; 3.3MPa\}$

k *varie en fonction du type de sollicitation et de la nature de la surface de reprise de bétonnage s'il en existe :*

k = 1, pour le cas de flexion simple et sans reprise de bétonnage.

d) Condition de non fragilité [6]

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_0 \times s_t} \ge \rho_{t\min} = \frac{1}{f_e} \times \max\left\{\frac{\tau_u}{2}; 0.4MPa\right\} \qquad \text{Eq (3.15)}$$

e) Vérification de la compression du béton [6]

La compression du béton pour les appuis de rive ainsi intermédiaire est vérifié par la même condition suivante :

Avec, a = min (a'; 0,9d) $\qquad V_u \le 0{,}4.\frac{f_{cj}}{\gamma_b} a.b_o \qquad$ Eq (3.16)

***f)* Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales** [6]

- *Appui de rive* $\qquad A_s \ge \frac{V_u}{f_e / \gamma_s} \qquad$ Eq (3.17)
- *Appui intermédiaire* $\qquad A \ge \frac{(V_u + \frac{M_u}{0.9d})}{f_e / \gamma_s} \qquad$ Eq (3.18)

g) Vérification de la liaison de la table de compression à la nervure [6]

$$\tau_u = \frac{V_u}{Z}.\frac{b_1}{b}.\frac{1}{h_0} \le \min\left(\frac{0{,}2.f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) \qquad \text{Eq (3.19)}$$

Avec, Z = 0,9.d et $b_1 = (b - b_0)/2$

3.2.5. Vérification du à l'ELS

Les vérifications concernées sont des contraintes (contrainte limite de compression de béton, contrainte limite de traction des aciers) ainsi de la déformation (flèche).

a) Vérifications des contraintes

Les contraintes maximales sont vérifiées comme suit [6] :

- ***Contrainte limite de compression du béton:***

$$\sigma_{bc} = K.y \le \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{cj} \qquad \text{Eq (3.20)}$$

- ***Contraintes limites de traction des aciers :***

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = 15K.(d-y) \le \overline{\sigma}_s = \xi = \min\left\{\frac{2}{3} f_e ; \max\left(0.5 f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right\} \qquad \text{Eq (3.21)}$$

$\eta = 1$; Pour les ronds lisses y compris les treillis soudés ;

$\eta = 1.6$; Pour les armatures à haute adhérence.

Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = 15K.(d-y) \le \overline{\sigma}_s = 0.8.\xi \qquad \text{Eq (3.22)}$$

Ou, $K = \dfrac{M_{ser}}{I}$

- **Position de l'axe neutre**

Cas de la section rectangulaire :

Soit y la solution de l'équation du deuxième degré suivante :

$$b.y^2 + 30(A_s + A'_s).y - 30.(d.A_s + d'.A'_s) = 0 \qquad \text{Eq (3.23)}$$

Dont la solution y est :

$$y = \frac{15(A_s + A_s')}{b}\left[\sqrt{1 + \frac{b.(d.A_s + d'.A_s')}{7.5(A_s + A_s')}} - 1\right] \qquad \text{Eq (3.24)}$$

Puis on calcule le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b.y^3}{3} + 15.\left[A_s.(d-y)^2 + A_s'.(y-d')^2\right] \qquad \text{Eq (3.25)}$$

Cas de la section en Té :

La distance y et le moment d'inertie I se calculent par les formules qui suivent :

$$b_0.y^2 + \left[2.(b-b_o)h_o + 30.(A_s + A'_s)\right].y - \left[(b-bo)h_o^2 + 30(d.A_s + d'.A'_s)\right] = 0 \qquad \text{Eq (3.26)}$$

$$I = \frac{b_o.y^3}{3} + \frac{(b-b_o)h_o^3}{12} + (b-b_o)h_o.\left(y - \frac{h_o}{2}\right)^2 + 15.\left[As.(d-y)^2 + A_s^{'}(y-d')^2\right] \qquad \text{Eq (3.27)}$$

NB : Si l'une des deux conditions non vérifiée, on redimensionne la section de béton ou on augmente les sections d'armatures pour respecter les conditions règlementaires.

b) Etat limite de service de déformation

D'après le **CBA93** [8] **(Art : B.6.8.4.2.4)**, on doit vérifier la flèche comme suit :

$$\begin{cases} \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{22,5} \\ \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{M_t}{15.M_0} \\ \dfrac{A}{b_0.d} \leq \dfrac{3,6}{f_e} \end{cases} \qquad \text{Eq (3.28)}$$

Si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Avec ;

- f_{gv} et f_{gi} : flèche différée et instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées sur l'élément
- f_{ji} : flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons
- f_{pi} : flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.

La part de la flèche totale à comparer aux valeurs admissibles vaut :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{ji} \leq \bar{f} \qquad \text{Eq (3.29)}$$

La flèche admissible $\bar{f}$ est donnée par :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \qquad Pour\ L \leq 5m$$

$$\bar{f} = 0.5cm + \frac{L}{500} \qquad Pour\ L \succ 5m$$

✓ *Pour les flèches dues aux charges instantanées :*

$$f_i = \frac{M.L^2}{10.E_i.I_{fi}} \qquad \text{Eq (3.30)}$$

Avec, $E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}}$ et $I_{fi} = \dfrac{1,1 \times I_o}{1 + \lambda_i.\mu}$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho\left(2 + 3\dfrac{b_o}{b}\right)} \quad \mu_i = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4.\rho.\sigma_{si} + f_{t28}}$$

✓ *Pour les flèches dues aux charges différées:*

$$f_v = \frac{M.L^2}{10.E_v.I_{fv}} \qquad \text{Eq (3.31)}$$

Avec,

$$E_v = \frac{E_i}{3} \text{ et } I_{fi} = \frac{1,1 \times I_o}{1 + \lambda_v \mu}$$

$$\lambda_v = 0,4.\lambda_i \quad \mu_v = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4.\rho.\sigma_{sv} + f_{t28}}$$

Ou,

L : Longueur de la travée ;

ρ : Le « pourcentage » ou rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure, donné par : $\rho = A / b_o.d$

b et b_o : Longueurs de la table de compression et de la nervure ;

I_o : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène ;

f_{t28} : Résistance caractéristique du béton à la traction exprimée en MPa;

σ_s : Contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considérée;

$$\sigma_S = \frac{15M}{I_0}(d - y) \qquad \text{Eq (3.32)}$$

M est le moment de service maximal dans la travée.

3.2.6. Dalle pleine en béton armé

C'est une plaque en béton armé à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux) (figure 3.7).

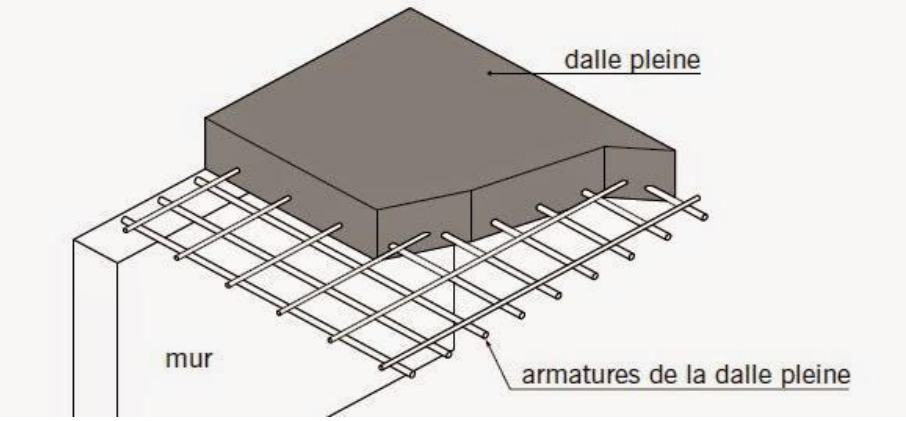


Figure 3.7 : Dalle pleine en béton armé.

3.2.6.1. Dalles pleines sur appuis continus

Les dalles pleines sur appuis continus peuvent porter dans deux directions ou bien dans une seule (figure 3.8).

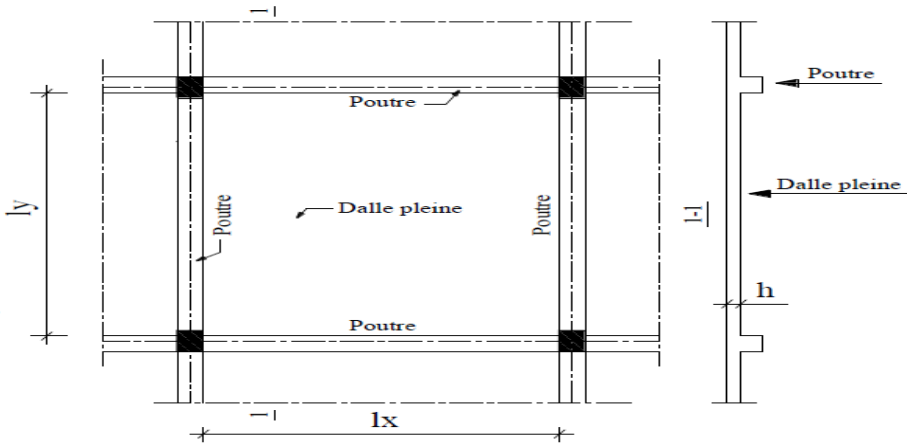


Figure 3.8 : Dalles articulées sur leur contour.

l_x et l_y sont les portées d'un panneau de dalle sont mesurées entre nus des appuis.

Avec,

l_x : le plus petit côté de la dalle ;

l_y : le plus grand côté de la dalle.

✓ Les **dalles** proprement dites portent normalement dans deux directions;

✓ Les **poutre-dalles** sont des dalles particulières qui ne portent que dans une seule direction.

Le dimensionnement d'une dalle pleine revient à déterminer son épaisseur (e) qui dépend du nombre d'appuis sur lesquelles repose la dalle [3, 7].

L'épaisseur de la dalle (e) aux dalles résulte des conditions :

- **de résistance à la flexion** : Le calcul se fait en considérant la dalle la plus défavorable:

Si $\alpha \prec 0.4$ **,** dalle portant uniquement dans le sens de la petite portée, on adopte :

$e \geq l_x / 30$ pour un panneau isolé .

$e \geq l_x / 40$ pour une dalle continue.

Si $0.4 \leq l_x / l_y = \alpha \leq 1$ **,** dalle portant dans deux directions, on adopte :

$e \geq l_x / 20$ pour un panneau isolé ;

$e \geq l_x / 25$ pour une dalle continue.

- **de sécurité vis à vis de l'incendie**, on adopte une épaisseur :

$e \geq 7cm$ pour 1 heure de coupe-feu ;

$e \geq 11cm$ pour 2 heures de coupe-feu.

3.2.6.2. Méthode de calcul des dalles rectangulaires

Pour le calcul du ferraillage d'une dalle pleine, on utilise la méthode proposée au CBA93 pour le calcul des moments et des efforts tranchants.

❖ **Moments dans les dalles articulées sur leur contour** [6]

✓ **Cas où $\alpha \prec 0.4$;**

✓ **Cas des charges réparties.**

On admet que le panneau ne porte que dans le sens l_x, les moments dans le sens de la grande portée M_y, sont faibles et donc négligés, seuls les moments selon la petite portée M_x sont évalués (figure 3.9). La dalle est assimilée à une poutre simplement appuyée ou continue sur plusieurs appuis, de un mètre de largeur, de hauteur h, de portée l_x et soumise à la charge uniforme q. Les sollicitations (M, V) seront déterminées par les méthodes de la résistance de matériaux (RDM) qui conviennent. Parallèlement à l_y, on adopte forfaitairement $A_y \leq 0.25 A_x$

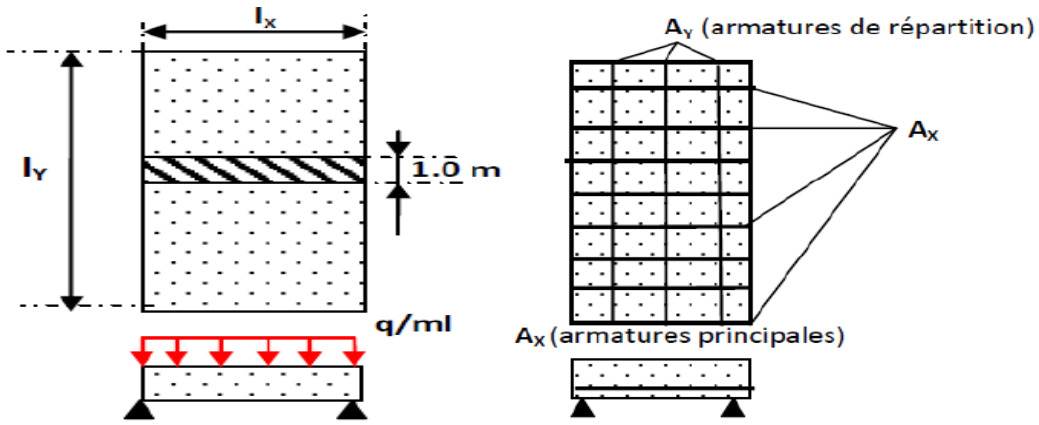
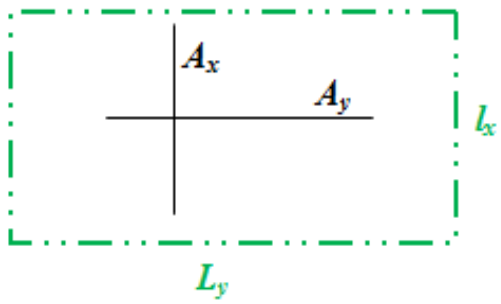


Figure 3.9 : Ferraillage d'un panneau avec $\alpha \leq 0.4$ **.**

- ✓ **Cas où** $\alpha \geq 0.4$ **;**
- ✓ **Cas des charges réparties.**

Soit q une charge uniformément répartie par m² de la dalle, pour une bande de largeur unité

Pour le cas d'une dalle simplement appuyée (figure 3.10), Les moments M_x suivant l_x et M_y suivant l_y , au centre de la dalle, sont obtenus par les formules qui suivent Eq (3.33), dans lesquelles les coefficients μ_x et μ_y sont donnés par le tableau 3.1 [6].

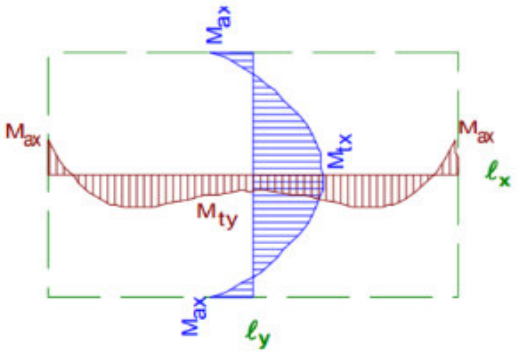


$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x . l_x^2 . q & sens\, l_x \\ M_{oy} = \mu_y . M_{ox} & sens\, l_y \end{cases} \qquad \text{Eq (3.33)}$$

Figure 3.10 : Moments au centre d'une dalle uniformément chargée [6].

❖ **Calcul des moment en continuité**

Soit M_e et M_w les valeurs absolues prise respectivement en compte pour les moments sur appuis (figure 3.11) [6], on doit toujours vérifier :



$$\begin{cases} M_{ty} + \dfrac{M_{wy} + M_{ey}}{2} \geq 1.25 M_{oy} & sens.l_y \\ M_{tx} + \dfrac{M_{wx} + M_{ex}}{2} \geq 1.25 M_{ox} & sens.l_x \end{cases} \qquad \text{Eq (3.34)}$$

Figure 3.11 : Moments sur appuis d'une dalle continue, uniformément chargée [6].

Les moments généralement adoptés en travée (M_t) et sur appuis ($M_a = M_e$ ou $M_a = M_w$) sont à lire dans la figure 3.12 en fonction des conditions d'encastrements [6] :

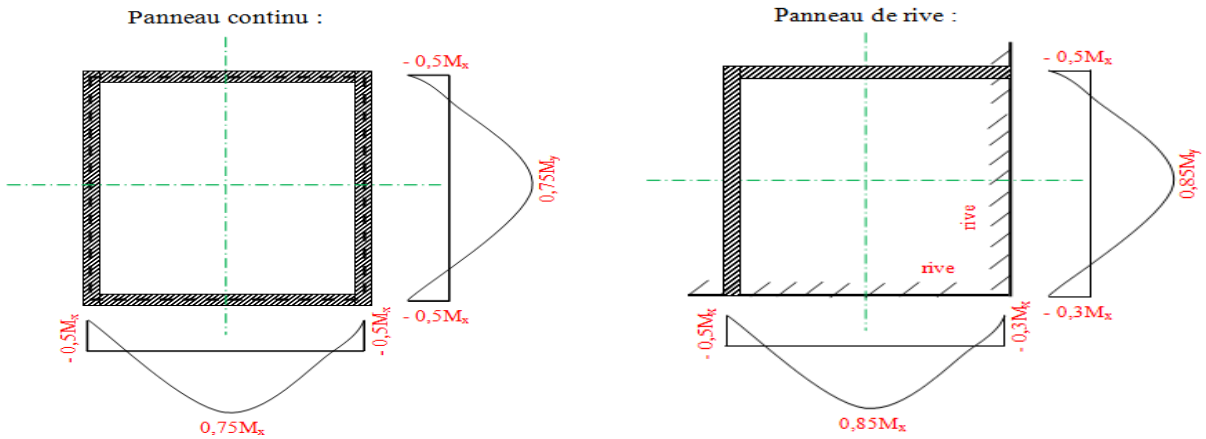


Figure 3.12 : Moments en travée et sur appuis d'une dalle continue en fonction des conditions d'encastrements [6].

Tableau 3.1: Abaque pour le calcul des dalles rectangulaires articulées sur leur contour [6].

$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	$\nu = 0$		$\nu = 0{,}20$		$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	$\nu = 0$		$\nu = 0{,}20$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1094	0,250	0,1115	0,293	0,70	0,0683	0,436	0,0743	0,585
0,41	0,1078	0,250	0,1100	0,301	0,71	0,0670	0,450	0,0731	0,596
0,42	0,1062	0,250	0,1086	0,309	0,72	0,0658	0,464	0,0719	0,608
0,43	0,1047	0,250	0,1072	0,317	0,73	0,0646	0,479	0,0708	0,620
0,44	0,1032	0,250	0,1059	0,325	0,74	0,0634	0,494	0,0696	0,632
0,45	0,1017	0,250	0,1046	0,333	0,75	0,0622	0,509	0,0685	0,644
0,46	0,1002	0,250	0,1032	0,341	0,76	0,0610	0,525	0,0674	0,657
0,47	0,0988	0,250	0,1019	0,349	0,77	0,0598	0,542	0,0663	0,670
0,48	0,0974	0,250	0,1006	0,357	0,78	0,0587	0,559	0,0652	0,683
0,49	0,0960	0,250	0,0993	0,365	0,79	0,0576	0,577	0,0642	0,696
0,50	0,0946	0,250	0,0981	0,373	0,80	0,0565	0,595	0,0632	0,710
0,51	0,0932	0,250	0,0969	0,382	0,81	0,0553	0,613	0,0621	0,723
0,52	0,0918	0,250	0,0957	0,391	0,82	0,0542	0,631	0,0610	0,737
0,53	0,0905	0,250	0,0945	0,400	0,83	0,0531	0,649	0,0600	0,750
0,54	0,0892	0,250	0,0933	0,410	0,84	0,0520	0,667	0,0589	0,764
0,55	0,0879	0,250	0,0921	0,420	0,85	0,0509	0,685	0,0579	0,778
0,56	0,0855	0,253	0,0909	0,431	0,86	0,0498	0,693	0,0569	0,791
0,57	0,0852	0,266	0,0897	0,442	0,87	0,0488	0,721	0,0559	0,804
0,58	0,0838	0,279	0,0885	0,453	0,88	0,0478	0,740	0,0549	0,818
0,59	0,0825	0,292	0,0873	0,465	0,89	0,0468	0,759	0,0539	0,832
0,60	0,0812	0,305	0,0861	0,476	0,90	0,0458	0,778	0,0529	0,846
0,61	0,0798	0,317	0,0849	0,487	0,91	0,0448	0,798	0,0519	0,861
0,62	0,0785	0,330	0,0837	0,497	0,92	0,0438	0,819	0,0510	0,875
0,63	0,0772	0,343	0,0825	0,508	0,93	0,0428	0,841	0,0500	0,891
0,64	0,0759	0,356	0,0813	0,519	0,94	0,0419	0,864	0,0491	0,906
0,65	0,0746	0,369	0,0801	0,530	0,95	0,0410	0,888	0,0483	0,923
0,66	0,0733	0,382	0,0789	0,541	0,96	0,0401	0,911	0,0475	0,939
0,67	0,0720	0,395	0,0777	0,552	0,97	0,0393	0,934	0,0467	0,954
0,68	0,0707	0,408	0,0766	0,563	0,98	0,0385	0,956	0,0459	0,970
0,69	0,0695	0,422	0,0754	0,574	0,99	0,0377	0,978	0,0451	0,985
					1,00	0,0368	1,000	0,0442	1,000

3.2.7. Ferraillage d'une dalle pleine

❖ **Armature de flexion**

Les armatures de flexion sont calculées en considérant une bande de 1 mètre de largeur, le ferraillage se fait à l'ELU, en flexion simple en fissuration peu préjudiciable (FPP).

- Ferraillage minimal

Selon le **CBA93** [7], les sections d'armatures des dalles doivent être supérieures à la section calculée comme suit :

✓ Pour des barres ou fils à haute adhérence de classe Fe E 400 ou de treillis soudés à fils lisses de diamètre supérieur à 6 mm :

$$\begin{cases} A_{x,\min}\,(cm^2/m) \geq 0{,}0008\,\dfrac{(3-\rho)}{2}\,b.h \quad avec: \quad b = 1m \\ A_{y,\min}\,(cm^2/m) \geq 0{,}0008\,b.h \qquad\qquad avec: \quad b = 1m \end{cases} \qquad \text{Eq (3.35)}$$

✓ Pour des barres ou fils à haute adhérence de classe Fe E 500 ou de treillis soudés à fils lisses de diamètre supérieur à 6 mm :

$$\begin{cases} A_{x,\min}\,(cm^2/m) \geq 0{,}0006\dfrac{(3-\rho)}{2}b.h \quad avec \quad b=1m \\ A_{y,\min}\,(cm^2/m) \geq 0{,}0006\,b.h \quad avec \quad b=1m \end{cases} \qquad \text{Eq (3.36)}$$

- Espacement maximal CBA93 [7] (Art. 7.2.4.2) :

✓ Les espacements maximaux dans le cas des charges uniformément réparties en fissuration peu préjudiciable sont :

$$S_{tx} \leq \min\begin{cases} 3h \\ 33cm \end{cases} \quad \text{Armatures dans le sens } l_x \qquad \text{Eq (3.37)}$$

$$S_{ty} \leq \min\begin{cases} 4h \\ 45cm \end{cases} \quad \text{Armatures dans le sens } l_y \qquad \text{Eq (3.38)}$$

✓ Les espacements maximaux dans le cas des charges uniformément réparties en fissuration préjudiciable ou très préjudiciable sont :

$$S_{tx} \leq \min\begin{cases} 2h \\ 25cm \end{cases} \quad \text{Armatures dans le sens } l_x \qquad \text{Eq (3.39)}$$

$$S_{ty} \leq \min\begin{cases} 3h \\ 33cm \end{cases} \quad \text{Armatures dans le sens } l_y \qquad \text{Eq (3.40)}$$

❖ **Arrêts des barres**

- Les armatures en travées sont arrêtées 1 sur 2 à $0{,}10.l_x$ du bord (figure 3.13);
- Les armatures en chapeaux sont arrêtées 1 sur 2 à l_1 et l_2 (figure 3.13):

$$l_1 = \max\begin{cases} l_s \\ 0{,}20.l_s & \text{Pour un panneau intermédiaire} \\ 0{,}25.ls & \text{Pour un panneau de rive} \end{cases} \qquad \text{Eq (3.41)}$$

$$l_2 = \max\begin{cases} l_s \\ l_1/2 \end{cases} \qquad \text{Eq (3.42)}$$

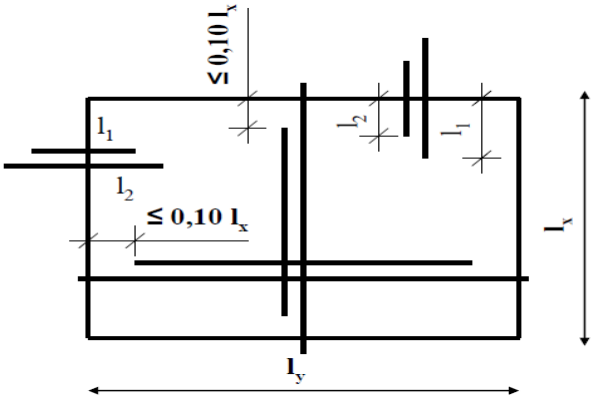


Figure 3.13 : Arrêts des barres pour dalles.

❖ **Armature d'effort tranchant**

$$\text{Pour } \alpha \leq 0.4 \quad \begin{cases} V_x = p.\dfrac{l_x}{2} \\ V_y = 0 \end{cases} \tag{3.43}$$

$$\text{Pour } \alpha \succ 0.4 \quad \begin{cases} V_x = p.\dfrac{l_x}{2}\dfrac{1}{1+\dfrac{\alpha}{2}} \\ V_y = p.\dfrac{l_x}{3} \leq V_x \end{cases} \tag{3.44}$$

❖ **Nécessite d'armatures d'âme**

D'après le **CBA93 [7],** les armatures d'âme ne sont pas nécessaire si :

- La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage ;
- La contrainte tangentielle vérifiée :

$$\tau_u = \frac{V_u}{d} \leq 0.07\frac{f_{cj}}{\gamma_b} \tag{3.45}$$

Dans le cas où la contrainte tangente est supérieure à la limite, il est préférable de redimensionner pour satisfaire l'équation:

$$d \geq 0.07\frac{V_u}{\gamma_b} \tag{3.46}$$

Si non un calcul d'armatures d'âme est à prévoir selon les mêmes méthodes que pour les poutres mais avec les valeurs de $\tau_{\lim}$ multiplié par :

$$\begin{cases} \dfrac{10}{3h} & si \quad 0{,}15 \prec h \prec 0{,}30m \\ 1 & si \quad h \geq 0{,}30m \end{cases} \tag{3.47}$$

Où, h désigne l'épaisseur totale de la dalle en mètres.

$$\tau_{\lim} = \min\begin{cases} 0.27\dfrac{f_{cj}}{\gamma_b} \\ 7MPa \end{cases} \tag{3.48}$$

Il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures d'âme si $h \leq 0{,}15m$.

La hauteur utile « d » est particulier à chacune des deux directions, soit :

d_x pour le sens l_x.et d_y pour le sens l_y (figure 3.14).

On a en général $d_y = d_x - \dfrac{\phi_x + \phi_y}{2}$

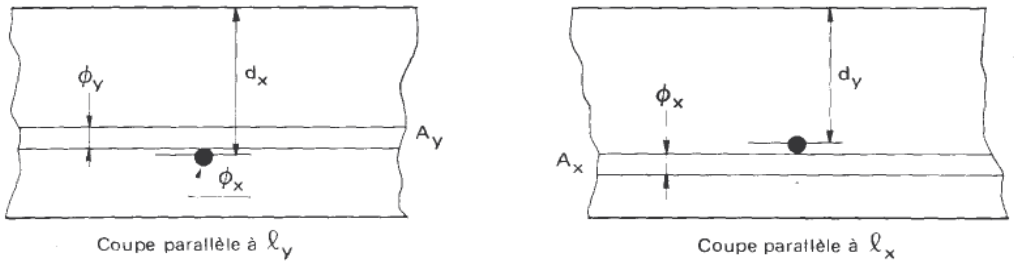


Figure 3.14 : Hauteur utile des lits d'armature.

3.2.8. Application

En considérant le même bâtiment y compris mêmes données choisis pour l'application du chapitre précédent. Le but de cette application est :

1. Dimensionnement du plancher à corps creux de ce bâtiment (figure 3.15).
2. Détermination du chargement par mètre linéaire à l'ELU (q_u) et à l'ELS (q_s) revenant sur la poutrelle.
3. Calcul des efforts (M, T) agissantes sur la poutrelle.
4. Calcul du ferraillage de la poutrelle à l'ELU.
5. Présentation du schéma de ferraillage.

3.2.9. Solution

1. Dimensionnement du plancher à corps creux :

- Dimensionnement du plancher

Nous avons longueur maximale de poutrelle entre nus d'appuis $\mathbf{L_{max} = 400cm}$

Le calcul de la hauteur totale d'un plancher à corps creux se fait par satisfaction de la condition de la flèche suivante:

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \text{ donc, } h_t \geq \frac{400}{22,5} = 17,78cm$$

Alors, on adopte $h_t = 20cm$ soit un plancher (16+4)

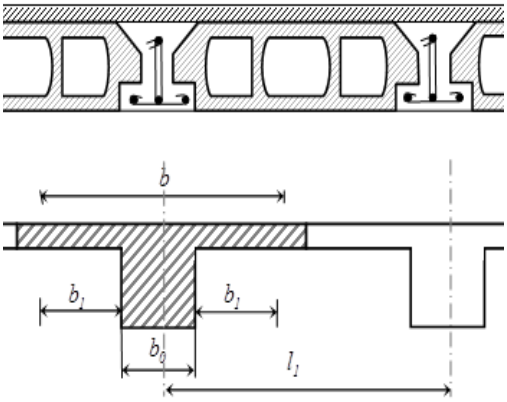


Figure 3.15 : détaille du plancher.

- Dimensionnement des poutrelles

La largeur efficace b de la poutrelle est déterminée par : $\frac{b-b_o}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y^{\min}}{10}\right)$

Dans notre application nous avons :
b_o est pris égal à 12cm pour des raisons pratiques
h_o (épaisseur de la dalle de compression) = 4cm
l_l : distance entre-axes de deux poutrelles successives. (l_l=60 cm)

$l_x = l_1 - b_o \Rightarrow l_x = 60 - 12 = 48cm$; $l_y^{\min} = 350cm$

On replace ces valeurs dans la formule précédente, on trouve ;

$$\frac{b-12}{2} \leq \min\left(\frac{48}{2}, \frac{350}{10}\right) \Rightarrow \frac{b-12}{2} \leq 24 \Rightarrow b \leq 60$$

On adopte une largeur efficace de la poutrelle $b = 60cm$

2. Détermination du chargement à l'ELU (q_u) et à l'ELS (q_s) revenant sur la poutrelle.

Type de Plancher	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	$q_u = (1,35G+1,5Q)\times b$ (KN/ml)	$q_s = (G+Q)\times b$ (KN/ml)
Plancher terrasse	6,53	1	**6,19**	**4,52**
Plancher étage courant	5,47	1,5	5,78	4,18

D'après le tableau, le chargement le plus défavorable est au niveau du **plancher terrasse**.

3. Calculer les efforts (M, T) agissantes sur la poutrelle.

- Schéma statique :

Le schéma statique de la poutrelle est représenté dans la figure 3.16.

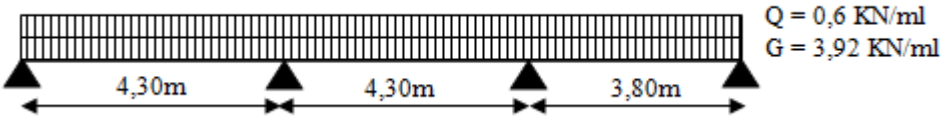


Figure 3.16 : Schéma statique de la poutrelle.

- Méthode de calcul :

On utilise la méthode forfaitaire si les conditions ci-après sont vérifiées.

- $Q_T = 1$ KN/m^2 ≤ max ($2.G_T = 2 \times 6{,}53 = 13{,}06$ KN/m^2, 5 KN/m^2)
  Alors, $Q_T = 1$ KN/m^2 ≤ 13,06 KN/m^2……...(C.V)
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité…….....(C V).
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
  On a :

$$0{,}8 \le \frac{430}{380} = 1{,}13 \le 1{,}25 \text{ ……..…….. (C.V)}$$

- La fissuration est non préjudiciable ……...…..… (C.V)

- Application de la méthode forfaitaire :

- Les charges de calcul valent :
  - à l'ELU : $q_u = 6{,}19$ KN/ml
  - à l'ELS : $q_s = 4{,}52$ KN/ml

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0{,}6}{3{,}92+0{,}6} = 0{,}13 \quad 1+0{,}3\alpha = 1{,}039 \quad Max\{1+0{,}3\alpha;1{,}05\} = 1{,}039$$

$$\frac{1+0{,}3\alpha}{2} = \frac{1{,}039}{2} = 0{,}52 \qquad \frac{1{,}2+0{,}3\alpha}{2} = \frac{1{,}039}{2} = 0{,}62$$

- Moments de flexion à l'ELU :

travée	**1**	**2**	**3**	
L (m)	4,30	4,30	3,80	
$M_o = ql^2/8$ (KN/m)	14,31	14,31	11,17	
Appuis	**1**	**2**	**3**	**4**
Coef forfaitaire :	**0**	**0,5**	**0,5**	**0**
***M_A* (KN.m)**	**0**	**7,16**	**7,16**	**0**
M_t (KN.m) (condition 1)	11,29	7,71	8,02	
M_t (KN.m) (condition 2 – tr de rive)	8,87		6,93	
M_t (KN.m) (condition 2 – tr inter)		7,44		
M_t (KN.m) (resultat)	**11,29**	**7,71**	**8,02**	

4. Calculer du ferraillage des poutrelles à (E.L.U.R)

Nous avons ; $M_{u,Appui} = -7{,}16$ KN.m ; $M_{u,travée} = 11, 29$ KN.m ; $f_{c28} = 25$MPa ; $f_e = 400$MPa ; $f_{bc} = 14{,}2$MPa.

a) En travée

$$y= h_o = 4cm \; ; \; d = (20-2) = 18cm \; ; \; \alpha_0 = \frac{h_o}{d} = \frac{4}{18} = 0.22$$

$0,167 \leq \alpha = 0,22 \leq 0,259$ correspond à un diagramme de déformation passant par le pivot A.

On calcul :

Pour $\alpha_0 = 0.22$, $\mu_0 = 1,14.\alpha_0 - 057\ \alpha_0^2 - 0,07 \longrightarrow$ **$\mu_0 = 0,153$**

$M_t = \mu_0 .b.d^2 \sigma_b = 0,153 \times 60 \times 18^2 \times 14,2 \times 10^{-3} \longrightarrow M_t = 42,23$ KN.m

$M_{u,travée} = 11,29$ KN.m $< M_t = 42,23$ KN, **L'axe neutre est dans la table de compression**.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduite le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur égale à la largeur de la table **(b × h).**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b .b.d^2} = \frac{11,29 \times 10^3}{14,2 \times 60 \times (18)^2} = 0,041 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

Pour déterminer la section des armatures longitudinales, on utilise la méthode rapide car :

$\mu = 0,041 < 0,1$; $\qquad A_s = \frac{1,07.M_t}{\sigma_S .d} = \frac{1,07 \times 11,29 \times 10^3}{348 \times 18} = 1,92 cm^2$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{b.h}{1000} \; ; \; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \longrightarrow A_{min} = 1,3 \text{ cm}^2$$

$A_s = \max (A_{min}, A_s) = 1,92$ cm^2, On adopte: ……**A_S = 3T10 = 2,36 cm^2.**

b) Sur appuis :

$M_{u,\ appui} = -7,16$ KN <0, Dans ce cas le calcul se fait pour une section rectangulaire ($b_o \times h$).

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b .b_0 .d^2} = \frac{7,16 \times 10^3}{14,42 \times 12 \times 18^2} = 0,127 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,127} = 0,136 \qquad A_s = \beta_u .b.d. \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}} = 1,2 cm^2$$

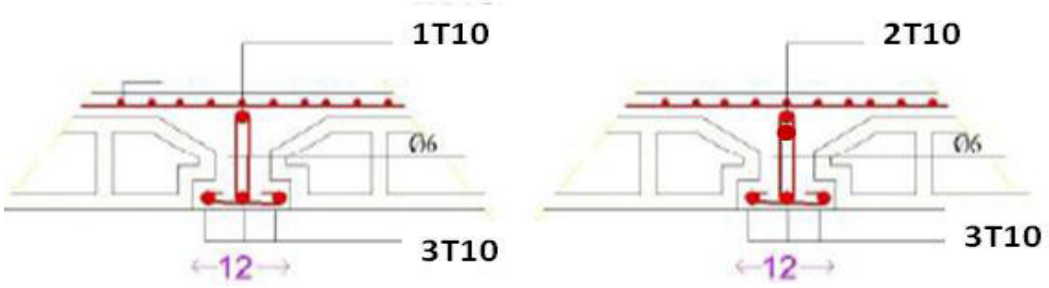
- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{b_0 .h}{1000} \; ; \; 0,23 b_0 .d. \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \longrightarrow A_{min} = 0,24 \text{ cm}^2$$

A = max (A_{min}, A_t) = 1,2 cm^2, On adopte: ……..**A_S = 2T10 = 1,57cm^2**

- Schéma de ferraillage

Le ferraillage adopté pour la poutrelle en travées et sur appuis est présenté dans la figure 3.17.



En travée *Sur appui*

Figure 3.17 : Schéma de ferraillage.

3.3. Escalier

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire soit des escaliers soit des ascenseurs. La cage d'escaliers qui est le volume imparti à l'escalier comporte plusieurs éléments dont les charges et les surcharges seront transmises successivement aux poutres puis aux poteaux ou voiles.

Le choix des dimensions résulte des conditions d'utilisation et de la destination de l'ouvrage (habitation, salle de classe, salle de spectacles, …. etc).

Il existe d'autres conditions entrant dans le choix des dimensions tel que : Condition d'accès facile d'un étage à un autre ; condition de dégagement rapide des escaliers ; condition de sécurité ; condition d'éclairage.

3.3.1. Terminologie d'un escalier

La volée d'un escalier est constituée par plusieurs éléments (figure 3.18) à savoir :

- ✓ **Emmarchement :** Largeur utile de l'escalier, mesurée entre murs ou entre limons.
- ✓ **Hauteur de marche :** Distance verticale qui sépare le dessus de la marche suivante. Les hauteurs des marches des escaliers intérieurs varient de 17 à 20 cm environ. Dans le calcul de dimensionnement d'escalier, la hauteur est souvent désignée par la lettre **H**.

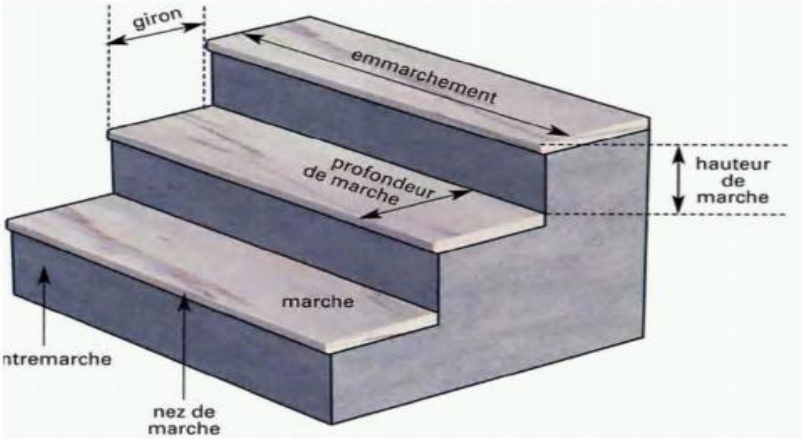


Figure 3.18 : Les éléments d'une volée d'escalier [3].

- ✓ **Giron :** Distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutive. Les girons des marches des escaliers intérieurs varient de 27 à 32cm environ. Dans le calcul de dimensionnement d'escalier, la hauteur est souvent désignée par la lettre **G**.
- ✓ **Contremarche :** Désigne la face verticale située entre deux marches consécutives

Figure 3.19 : Marche (droite et balancée) [2, 9].

- ✓ **Marche :** Surface plane de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre. On distingue deux principaux types de marches (voir la figure 3.19) :
  - Marche droite, de forme rectangulaire,
  - Marche balancée de forme trapézoïdale, **dans les escaliers balancés**, ce type de marche permet le changement de direction.
- ✓ **Nez de marche :** bord avant de la marche, en saillie par rapport à la contremarche inférieure, il ne doit pas dépasser 10mm, afin d'éviter l'accroche du talon en descente.
- ✓ **Profondeur de marche :** distance horizontale entre le nez de marche et la contremarche (correspond au giron auquel on rajoute le débord du nez de marche). Cette dimension est parallèle au sens du déplacement dans l'escalier.
- ✓ **Volée :** ensemble des marche d'un escalier, compris entre deux paliers.
- ✓ **Palier :** plan horizontal plus large que les marches courantes. Deux paliers consécutifs délimitent une volée d'escalier. Si le palier est au même niveau qu'un étage courant du bâtiment, on parle de palier d'arrivée (ou palier de départ). Sinon, il s'agit d'un palier intermédiaire (Ou palier de repos).
- ✓ **Ligne de foulée :** ligne fictive figurant la trajectoire théorique suivie par une personne empruntant l'escalier.
- ✓ **Jours d'escalier ou lunette :** espace central autour duquel l'escalier de développe.
- ✓ **L'échiffre ou murs d'échiffre :** désigne le mur sur lequel prennent appuis les marches d'un escalier. On appelle souvent, improprement, « murs d'échiffre » les murs qui délimitent la cage d'escalier même lorsque ceux-ci ne supportant pas l'escalier.
- ✓ **L'échappée :** hauteur libre de passage mesurée à l'aplomb des marches (figure 3.20). On distingue deux types d'échappées :
  - la hauteur mesurée entre deux volées de marches superposées. Cette distance est habituellement égale à une hauteur sous plafond, soit approximativement 2,50m,
  - la hauteur minimum de passage mesurée entre la marche et le bord de la trémie de l'escalier. Cette distance ne doit pas, en principe, être inférieure à 1,9m.
- ✓ **Reculement :** longueur de l'escalier projetée au sol (figure 3.20). Le reculement définit l'encombrement de l'escalier.
- ✓ **Trémie d'escalier :** ouverture ménagée dans un plancher permettant le passage des escaliers
- ✓ **Dénivelée :** hauteur totale franchie par un escalier (figure 3.21). Dans le cas d'un escalier intérieur, elle est égale à la hauteur libre sous plafond augmentée de l'épaisseur du plancher d'arrivée. La dénivelée est aussi appelée hauteur à monter ou d'escalier.

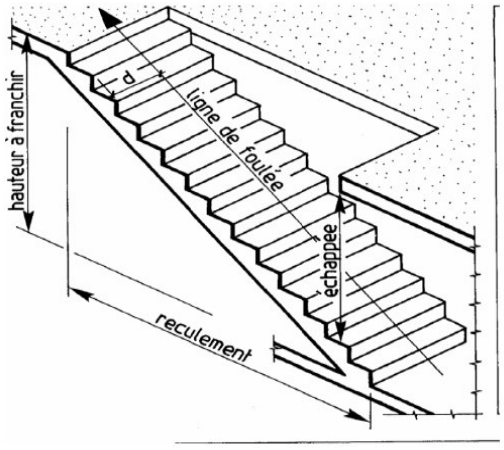


Figure 3.20 : L'échappée et le reculement [2].

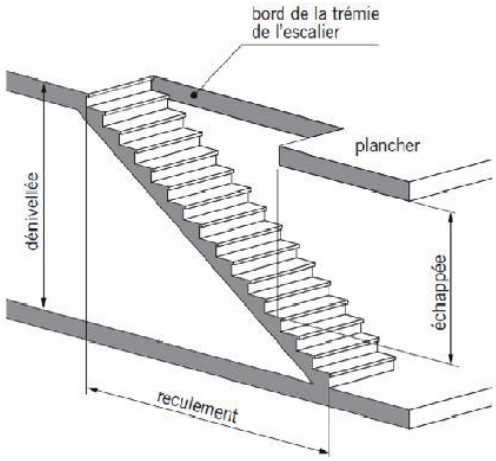


Figure 3.21 : Trémie de l'escalier [2].

- ✓ **Cage d'escalier :** espace limité par des planchers, des mures et/ou des cloisons à l'intérieur duquel est placé l'escalier (figure 3.22).

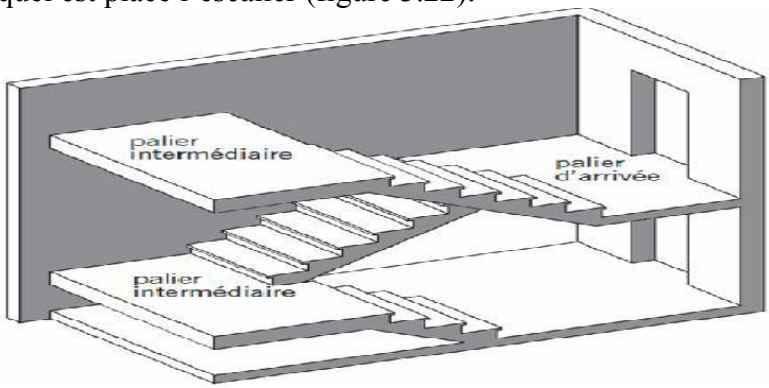


Figure 3.22 : Cage d'escalier [2, 9].

3.3.2. Différentes formes géométriques d'escalier

a) Escalier droit : Escalier constitué d'une seule volée et dont toutes les marches sont de forme rectangulaire (figure 3.23) [2, 9].

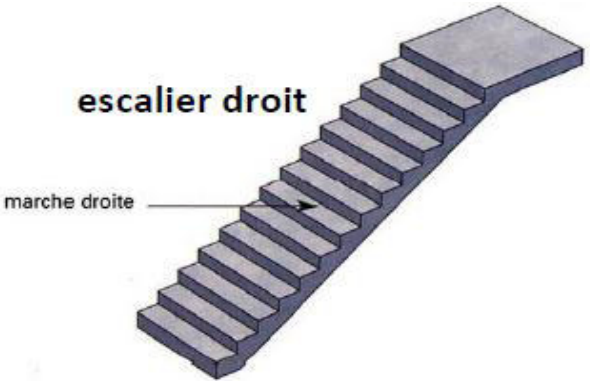


Figure 3.23 : Escaliers courants [3, 9].

b) Escalier à volée droites avec palier (s) intermédiaire (s) : Escalier comportant plusieurs volées droites de directions différentes séparées par un ou plusieurs paliers intermédiaires (figure 3.24) [2, 9].

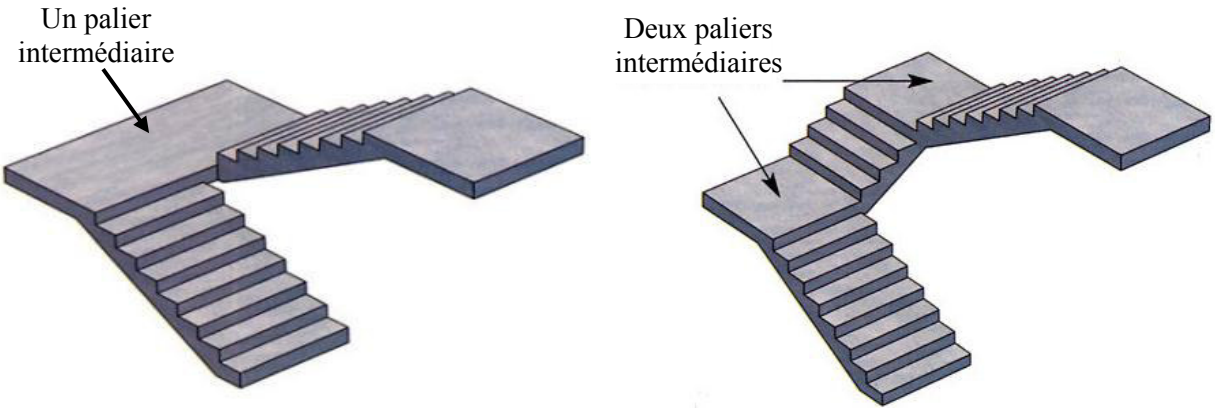


Figure 3.24 : Escalier à volées droites avec palier(s) intermédiaire(s) [3, 9].

c) Escalier balancé : Escalier sans palier intermédiaire dont les changements de direction sont assurés par des marches balancées. On distingue deux principaux types d'escaliers balancés [2, 9] :

- Escalier à un quartier tournant ou à quart tournant ;
- Escalier à deux quartiers tournants ou à deux quarts tournants.

Escalier à un quartier tournant ou à quart tournant : le changement de direction est à 90°. Le quart tournant peut se situer en bas, au milieu ou en haut de l'escalier.

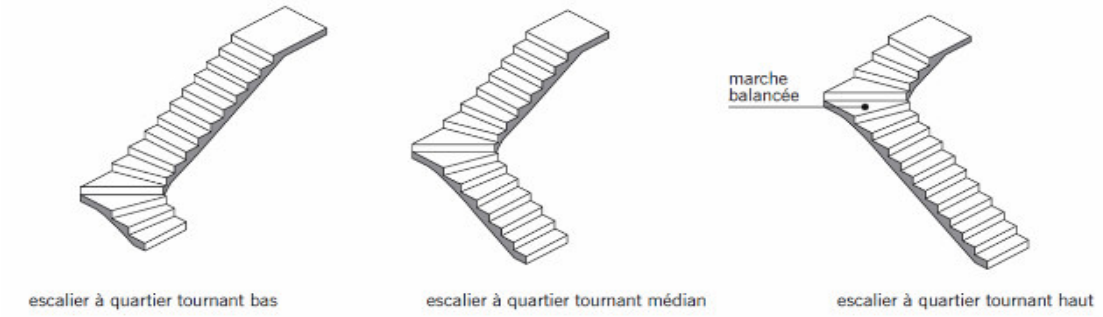


Figure 3.25 : Escaliers balancés à quartiers tournants [2, 9].

Escalier à deux quartiers tournants ou à deux quarts tournants: le changement de direction est de 180°. L'appellation « quartier tournant » désigne la portion de l'escalier qui assure le changement de direction soit à l'aide de marches balancées, soit par l'intermédiaire d'un palier de repos.

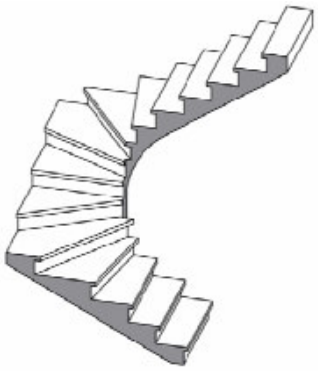


Figure 3.26 : Escaliers balancés à deux quarts tournants [2, 9].

d) Escalier hélicoïdal : appelé aussi escalier à vis, en spirale ou en colimaçon : escalier tournant dont les marches se développent autour d'un noyau cylindrique central [2, 9].

Figure 3.27 : Escaliers hélicoïdal [2, 9].

3.3.3. Dimensionnement d'un escalier

a) Marches et contremarches (g et h)

En (1675), **François blondel** se penche sur la question de calcul de l'escalier dans son cours d'architecture. Il mesure le pas et constante qu'à chaque fois qu'on s'élève d'un pouce, la valeur de la partie horizontale se trouve réduite de deux pouces et que la somme de la hauteur doublée de la marche et son giron doit demeurer constante et être de deux pieds [10]. La formule, dite « formule de blondel » est donnée par:

$$M = 2h + g \qquad \text{Eq (3.41)}$$

Avec,

M : est le pas ;

h : est la hauteur de la marche (figure 3.26) ;

g : est le giron (distance entre deux nez de marche consécutifs mesurer sur la ligne de foulée) (figure 3.26).

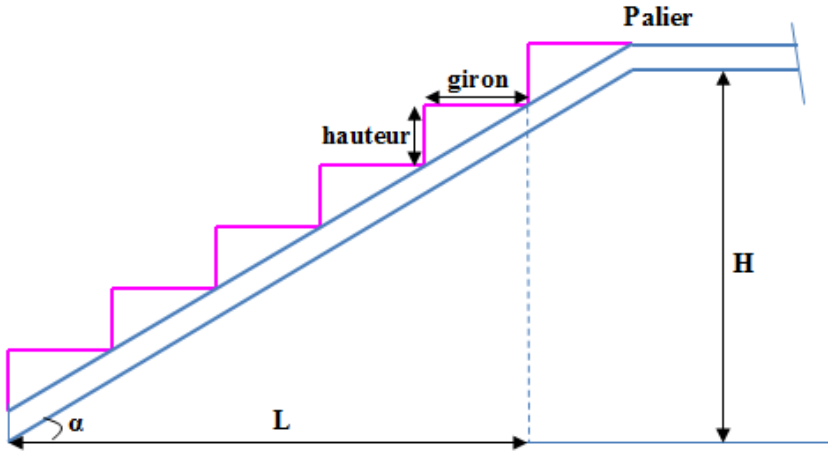


Figure 3.28 : Dimensions d'un escalier.

La dernière marche n'est pas comptée comme marche parce qu'elle fait partie du palier. Pour cela si on compte un nombre n de contremarches, on aura (n-1) de marches.

Si on connait H et L les distances horizontales et verticales totales pour la construction des escaliers on pourra déterminer les dimensions g et h des marches et contremarches, et ou en respectant la formule de BLONDEL.

Pour assurer un escalier agréable ou à accessibilité maximum pour le public, le module est ajustée en fonction du reculement disponible et peut être comprise entre **58 et 64 cm.**

$$58 \le 2h + g \le 64 \qquad \text{Eq (3.42)}$$

Avec aussi, $H = n \times h$ et $L = (n-1) \times g$

On calcule la hauteur de la volée **H** par la formule suivante :

$$H = \frac{h_e}{2} \qquad \text{Eq (3.43)}$$

Avec, h_e : est la hauteur d'étage ;

Les marches courantes ont 17cm de hauteur, mais ne doivent plus excéder **16cm** pour les lieux accueillant du public et **28cm** de giron minimum.

Remarque :

- ✓ Pour les bâtiments d'habitation, la hauteur idéale serait de 17 cm pour un giron entre 28 et 30 cm.
- ✓ Pour des escaliers secondaires, la hauteur peut aller jusqu'à 21cm, pour un giron entre 24 à 28 cm.

L'inclinaison de la paillasse est déterminée par la formule suivante :

$$tg\alpha = \frac{h}{g} \Rightarrow \alpha = tg^{-1}\left(\frac{h}{g}\right) \qquad \text{Eq (3.44)}$$

b) Paillasse et paliers (dalle en béton armé)

L'épaisseur « e » du palier et de la paillasse sera en fonction du type d'escaliers et surtout en fonction des positions des appuis (poutres ou voiles).

La dalle en béton armé constituée de la paillasse et des paliers travaille en flexion simple et peut être assimilée à une poutre continue d'une ou de plusieurs travées à un mètre de largeur (b = 1m).

On peut utiliser l'expression suivante pour le dimensionnement de l'escalier et donc pour déterminer de l'épaisseur « e » de la paillasse et du palier :

$$\frac{l}{30} \le e \le \frac{l}{20} \qquad \text{Eq (3.45)}$$

3.3.4. Différents systèmes statiques d'escaliers

Les escaliers peuvent prendre une infinité de forme selon l'espace disponible dans la construction à la cage d'escalier. En fonction de la forme sera déterminés les nombres des paliers et paillasses, plusieurs types peuvent se présenter.

Types courants :

Type 1 : Les paliers et la volée s'appuient sur les poutres (figure 3.27)

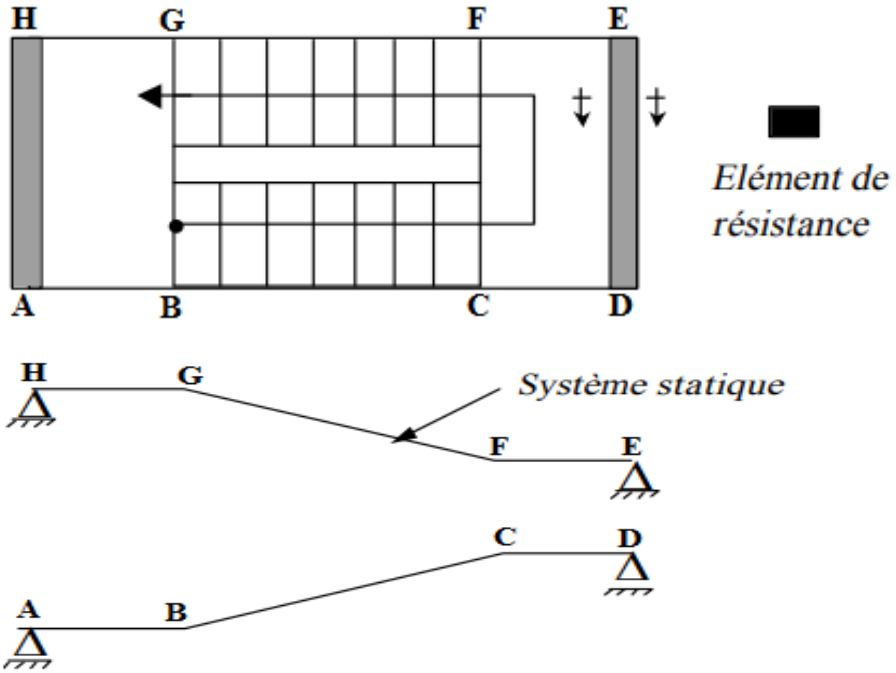


Figure 3.29 : Type 1 (Les paliers et la volée s'appuient sur les poutres) [11].

Dans ce type les éléments poutres AH et ED seront des appuis pour les escaliers.
Poutre AD (une travée) sur deux appuis A et D.
Poutre EH (une travée) sur deux appuis E et H.
Chaque poutre travail indépendamment de l'autre.

Type 2 : Les paliers et la volée s'appuient sur les poutres (figure 3.28)

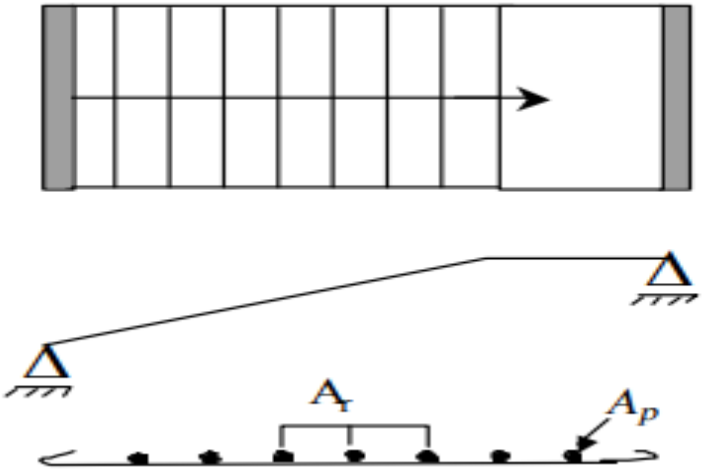


Figure 3.30 : Type 2 (Escalier à paillasse à un seul palier) [11].

Type 3 : Les paliers s'appuient dans le sens transversal (figure 3.29)

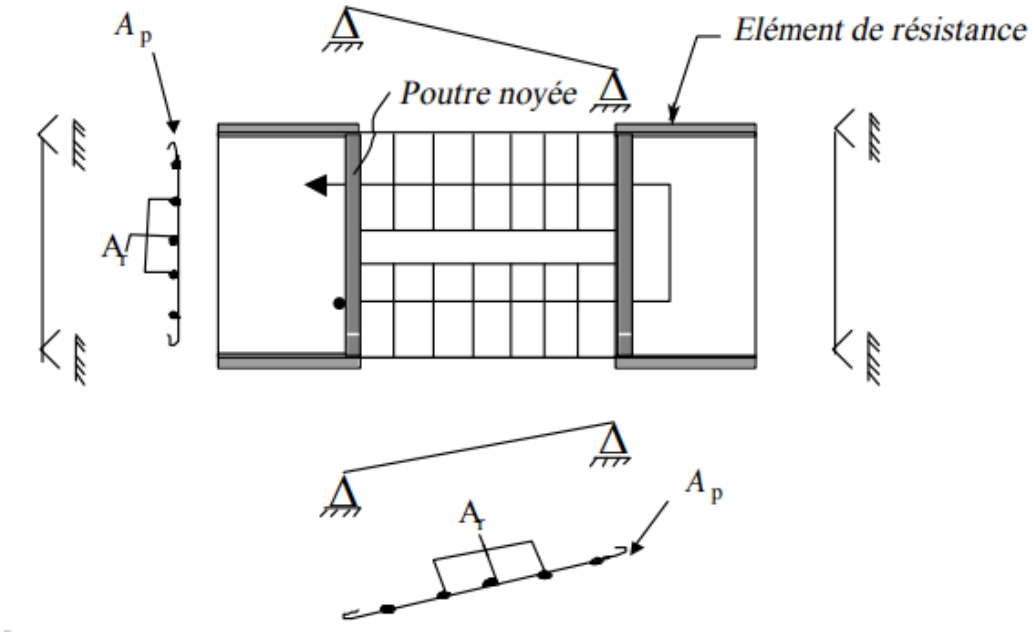


Figure 3.31 : Type 3 (Les paliers s'appuient dans le sens transversal) [11].

Dans ce type les paillasses s'appuient sur les poutres noyées qui à leur tour s'appuient sur les éléments de résistance.

Type 4 : Escalier à une volée (figure 3.30)

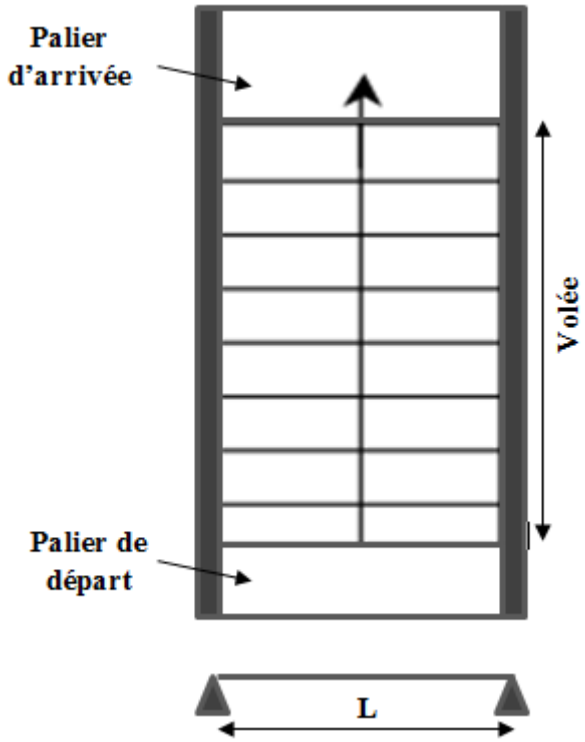


Figure 3.32 : Type 4 (Escalier appuyé dans le sens transversal) [11].

Dans ce type les escaliers sont appuyés transversalement, le sens transversal est le sens porteur.

Type 5 : Escalier à trois volées (figure 3.31)

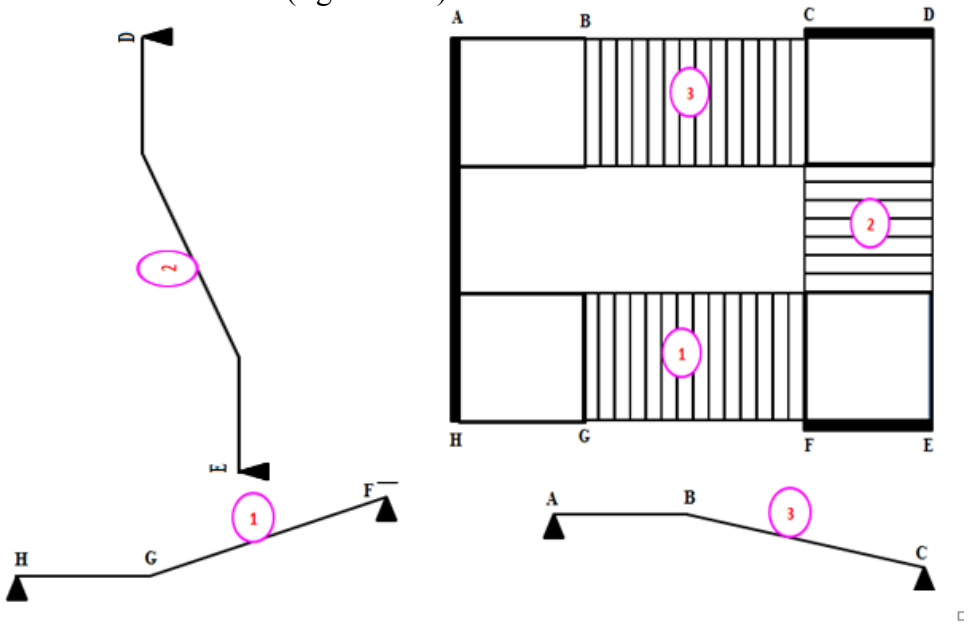


Figure 3.33 : Type 5 (Escalier à trois volées) [11].

Dans ce type les paillasses 1 et 3 s'appuyant sur AH et 2 et la paillasse 2 s'appuie sur CD et EF.

3.3.5. Charges et combinaisons

Les escaliers sont des constructions soumis à leurs poids propres. Les charges permanentes des éléments qu'ils supportent et aussi aux surcharges d'exploitation

Il s'agit essentiellement de l'évaluation de G et Q de la dalle en béton armé afin de pouvoir la ferrailler.

a) Charge permanente :

- **Au niveau des paliers :** la charge est perpendiculaire à la dalle, si e = épaisseur de la dalle G sera la somme de : Poids propre du palier = 25x e (KN/m²) + poids de revêtements (mortier de pose, carrelage et l'enduit en ciment).
- **Au niveau de la paillasse :** la charge est verticale mais la dalle est inclinée d'un angle α.
  Poids propre de la paillasse : 25 x e/cosα (KN/m²) + poids propre de la marche : 25 x h/2 (KN/m²) + poids de revêtement (carrelage (vertical et horizontal) + mortier de pose (vertical et horizontal) + enduit en ciment) (KN/m²).

b) Surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation de l'escalier est donnée par le règlement « charges permanentes et charges d'exploitation », Pour une construction d'habitation, cette surcharge *Q* supportée par l'escalier est égale à *2.5KN/m².*

c) Combinaisons :

Les calculs des escaliers constituent essentiellement à la détermination des moments en fonction des dimensions, des conditions d'appuis et surtout du type d'escaliers.

Une fois les conditions soit bien fixés, il reste à déterminer les moments à l'Etat limite Ultime et de Service. Le calcul de la dalle se fait à l'ELU puis les vérifications à l'ELS, dans chaque état, on doit utiliser la combinaison correspondante :

ELU : $1{,}35G + 1{,}5Q$

ELS : $G + Q$

3.3.6. Ferraillage de l'escalier

Avant de commencer les calculs de ferraillage, il faut déterminer les moments de flexion en fonction du type d'escalier et des conditions d'appuis.

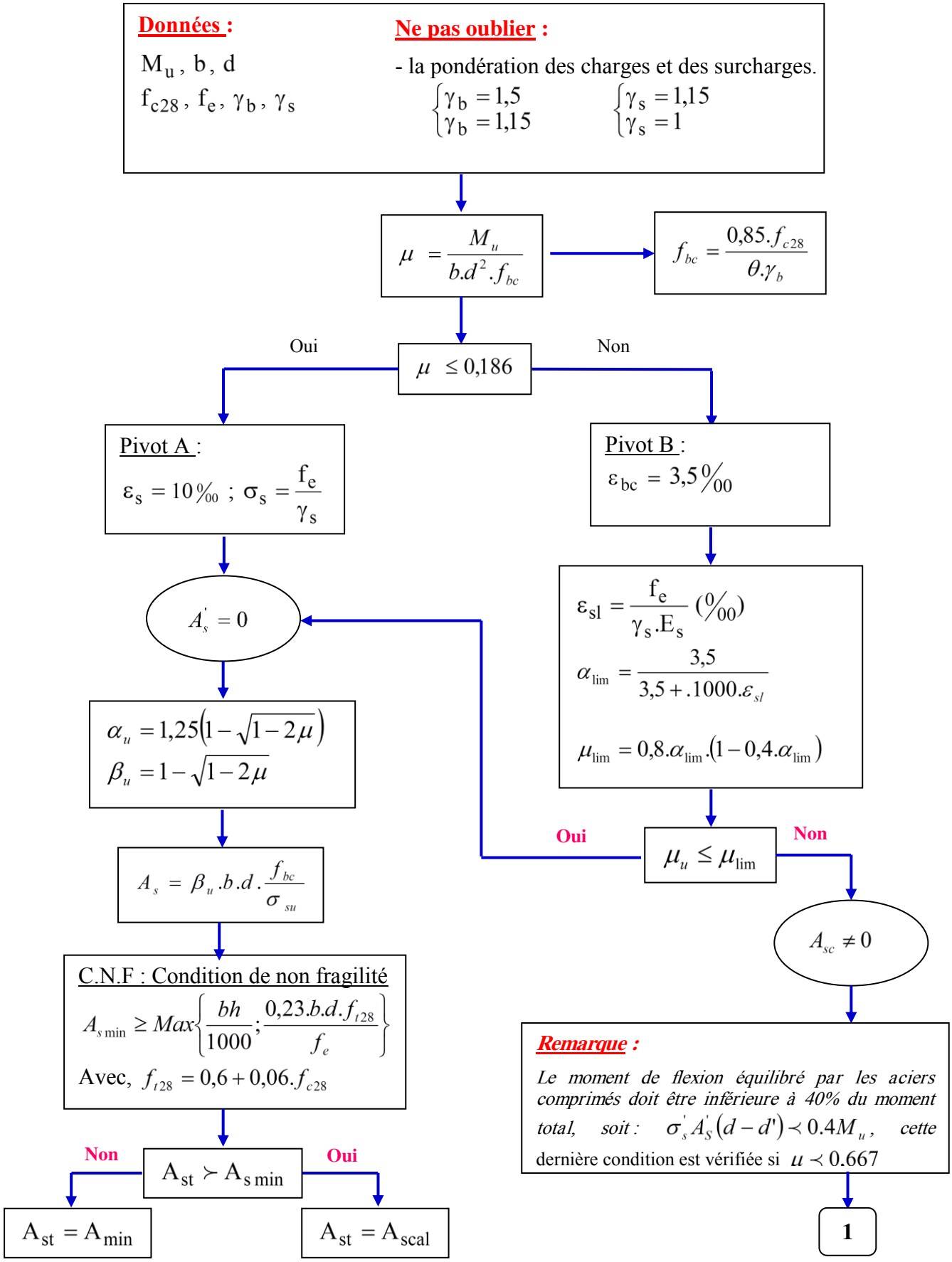
La dalle (paillasse + palier) peut être considérée comme une poutre continue avec les différentes conditions d'appuis, les méthodes de calcul et de détermination des moments dans les poutres continues ou simples peuvent être appliquées dans le cas des escaliers.

3.3.6.1. Détermination des armatures

Généralement les conditions d'appuis donnent une dalle qui travaille dans un seul sens, nous aurons, dons à calculer la section d'armatures principales puis la section d'armatures de répartition.

Pour l'armature principale, la dalle est soumise à la flexion simple, l'armature est déterminée en fonction du moment de flexion (voir l'organigramme de calcul).

Organigramme de calcul du ferraillage pour une section rectangulaire selon [6].



1

Les valeurs de β_u et β'_u sont donnée par le tableau 3 . .

Pour les aciers E400 et 500 et lorsque $\mu_{\lim} \leq \mu_u \leq 0.667$

$$A_s = \beta_u.b.d.\frac{f_{bc}}{\sigma_{su}} \text{ et } A'_s = \beta'_u.b.d'.\frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

Avec, d = 0.9d'

Remarque :

Lorsque μ est faible, en particulier pour $\mu \leq 0.1$, la courbe β_u fonction de μ peut être assimilée à une droite d'équation $\beta_u = 1.07\mu$; on obtient alors la formule ci-après [6] :

$$A_s = \frac{1.07M_u}{d.\sigma_{su}} \qquad \text{Eq (3.47)}$$

❖ **Espacement des armatures longitudinales :** ……s≤ min (3h; 33cm)

Pour l'armature de répartition, la section est évaluée à environ le un quart (1/4) de la section d'armatures principales :

$$A_{répartition} = \frac{A_{principale}}{4} \qquad \text{Eq (3.48)}$$

Espacement des armatures de répartition : ……s ≤ min (4h ; 45cm)

Pour la vérification à l'ELU et l'ELS, voir les sections 3.2.4 et 3.2.5.

3.3.6.2. Dispositions

a) Paillasse simple (figure 3.32) :

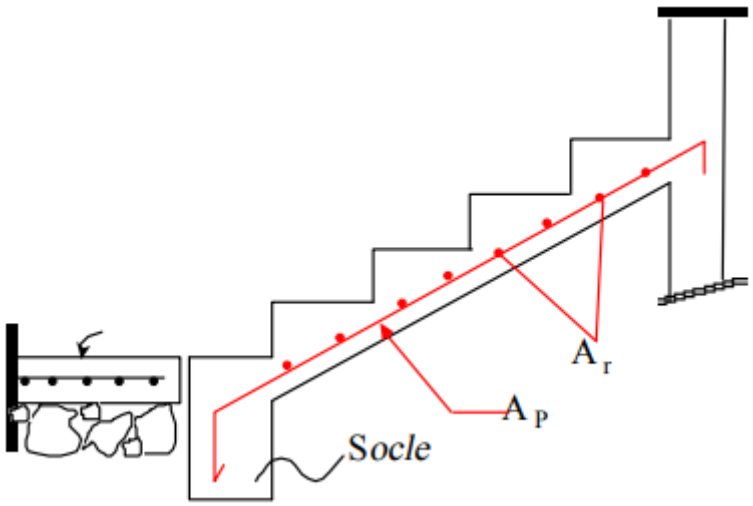


Figure 3.34 : Disposition des armatures dans une paillasse simple [11].

b) Escalier à paillasse à doubles paliers (figure 3.33) :

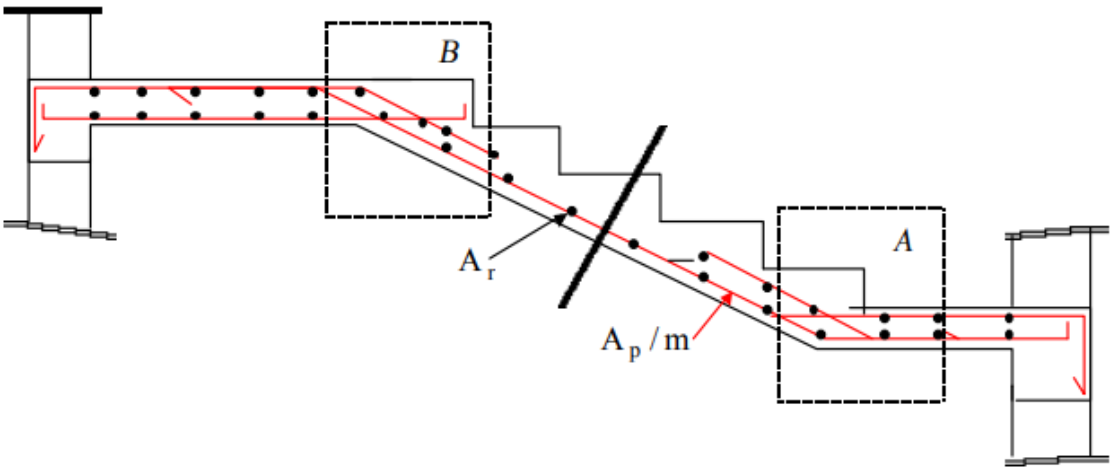
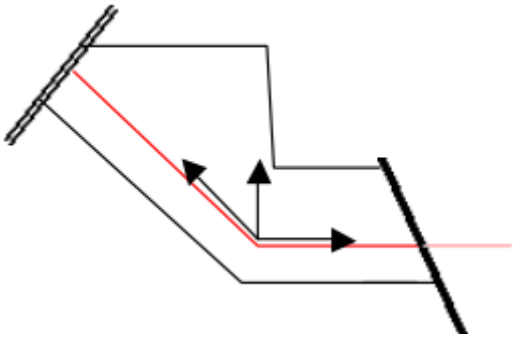


Figure 3.35 : Disposition des armatures dans un escalier [11].

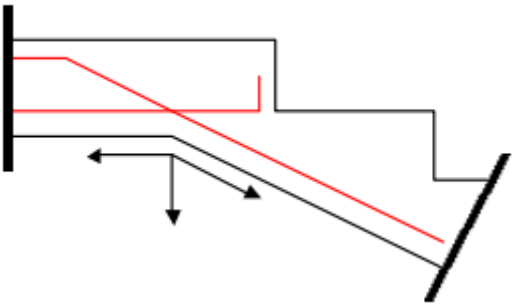
Détail A :

- ✓ On a prolongé les A_P au niveau du palier car on n'a pas de risque de poussée au vide



Détail B :

- ✓ On ne peut pas faire le prolongement des A_P sur le palier car il y a risque d'éclatement du béton à cause de la poussée au vide



3.3.7. Ferraillage de la poutre palière

La poutre palière (si elle existe) est calculée en flexion simple, avec fissuration **peu préjudiciable**. Son schéma statique dépend des conditions aux niveaux des appuis.

3.3.7.1. Pré-dimensionnement de la poutre palière

La poutre palière sera dimensionner selon la condition de flèche du CBA93 [7] définit dans le **chapitre 2** par : Eq (2.1) et Eq (2.2) et sera vérifiée selon la condition exigée par le RPA99/V2003 [5].

3.3.7.2. Charge permanente

La poutre palière reçoit le chargement qui provient de l'escalier (réaction de l'escalier) en plus de son poids propre et le poids de la maçonnerie.

$$q_u = 1.35(g_p + g_{maç}) + R_{escalier} \qquad \text{Eq (3.48)}$$

Avec, $g_p(KN/ml) = b \times h \times 25$

$g_{maç}(KN/ml) = G_{maç} \times h_{maç}$

3.3.7.3. Schéma statique de calcul

La poutre palière est considéré encastrée dans les deux côtés. Le schéma statique de calcul considéré est représenté dans la figure 3.34 :

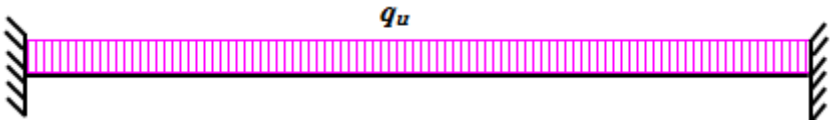


Figure 3.36 : Schéma statique de calcul pour la poutre palière.

Après la présentation du schéma statique de calcul, les moments fléchissent et les efforts tranchants sont déterminer en utilisant le calcul RDM.

3.3.7.4. Ferraillage de la poutre palière

Le ferraillage longitudinal de la poutre est déterminé en utilisant l'organigramme de calcul du ferraillage pour une section rectangulaire [6], et pour la vérification à l'ELU ainsi de l'ELS voir les sections 3.2.4 et 3.2.5.

Note :

En travée, on considère $M_u = M_t + 0.2M_a$

En appuis, on considère $M_u = 0.8M_a$

3.3.7.5 Disposition

Un exemple de ferraillage d'une poutre palière est exposé dans la figure 3.35.

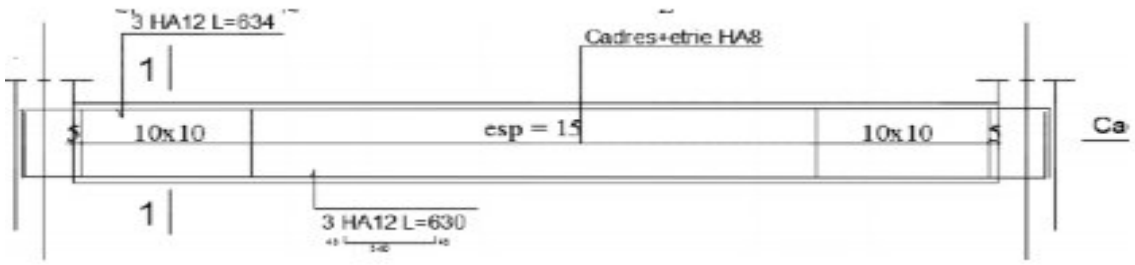


Figure 3.37 : Exemple de ferraillage d'une poutre palière.

3.3.8. Application :

Soit un escalier droit constitué de deux volées semblables et d'un palier d'épaisseur e =15cm (voir figure.3.36 ci-contre), la hauteur d'étage 3,06m.
On demande de :
1. Dimensionner l'escalier ?
2. Evaluez les charges et les surcharges ?
3. Faire un schéma statique? Calculer les sollicitations ultimes (M, V) ?
4. Calculer le ferraillage longitudinal nécessaire ? Faire un schéma de ferraillage ?

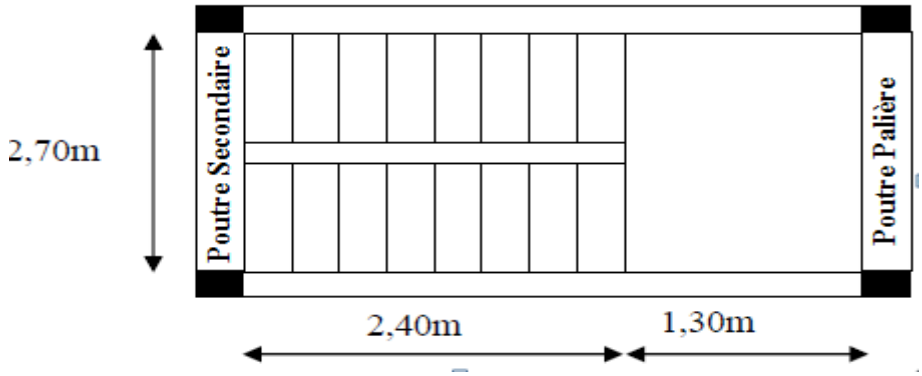


Figure 3.38 : Escalier « vue en plan ».

3.3.9. Solution :

1. Dimensionnement de l'escalier:
On utilise la formule de « BLONDEL ». $58 \leq g + 2h \leq 64$
Soit (n) le nombre des contres marches, alors (n-1) est le nombre des marches.

Avec, $n \times h = H = \frac{h_e}{2} = 153m \Rightarrow h = \frac{H}{n}$

$$(n-1).g = L = 240m \Rightarrow g = \frac{L}{(n-1)}$$

On remplace les h et g par ces expressions dans la formule de BLONDEL, on obtient :

$58 \leq \frac{L}{(n-1)} + 2.\frac{H}{n} \leq 64$; On prend : $\frac{L}{(n-1)} + 2.\frac{H}{n} = 64$

Cette équation devient :

$$64n^2 - (64 + L + 2.H).n + 2.H = 0$$
$$64n^2 - (64 + 240 + 2 \times 153).n + 2.153 = 0$$
$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

D'après la solution de l'équation en 2^{éme} degré, on trouve :

n = 9 $\Rightarrow$ Donc, on a 9 contre marches et 8 marches.

Alors on prend, $\begin{cases} h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17cm. \\ g = \frac{L}{(n-1)} = \frac{240}{(9-1)} = 30cm. \end{cases}$

✓ ***Vérification de la formule de « BLANDEL » :***

$59 \leq 2.h + g \leq 64 \Rightarrow 58 \leq 2 \times 17 + 30 \leq 64 \Rightarrow 58 \leq 64 \leq 64cm.$ …… ***(C.V).***

2. Evaluation des charges et des surcharges

a) Le palier :

Poids propre de la dalle (e_p =15cm)	0,15×25= 3,75 KN/m^2
Mortier de pose (e=3cm) (verticale)	0,03 x 20= 0,6 KN/m^2
Carrelage (e=2cm) (verticale)	0,02 x 22 = 0,44 KN/m^2
Enduit en ciment (e=2cm)	0,02 x 18 =0,36 KN/m^2
La charge permanente	***G_p = 5,15KN/m^2***
La charge d'exploitation	***Q_p=2,5 KN/m^2***

$q_u = 1{,}35G_p + 1{,}5Q_p = 10{,}70KN/m^2$; $q_s = G_p + Q_p = 7{,}65KN/m^2$

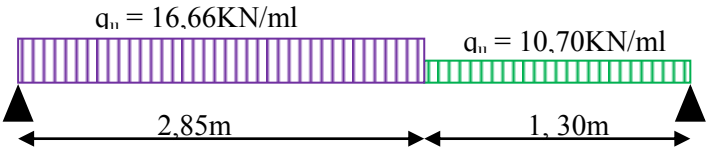
b) La volée :

Poids propre de la volée (e_v =15cm)	$\frac{\rho \times e_v}{\cos\alpha} = \frac{25 \times 0{,}15}{\cos 32{,}52} = 4{,}45$ KN/m^2
Poids propre des marches	$\frac{\rho \times h}{2} = \frac{22 \times 0{,}17}{2} = 1{,}87$KN/m^2
Mortier de pose (e=2cm) (horizontale)	0,02 x 20 = 0,4 KN/m^2
Carrelage (e=2cm) (horizontale)	0,02x22 = 0,44 KN/m^2
Garde-corps	1 KN/m^2
Mortier de pose (e=3cm) (verticale)	0,03 x 20= 0,6 KN/m^2
Enduit en ciment (e=2cm)	0,02 x 18 =0,36 KN/m^2
Carrelage (e=2cm) (verticale)	0,02 x 22 = 0,44 KN/m^2
La charge permanente	***G_v = 9,56KN/m^2***
La charge d'exploitation	***Q_v=2,5 KN/m^2***

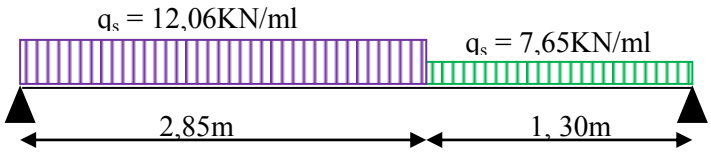
$q_u = 1{,}35G_v + 1{,}5Q_v = 16{,}66KN/m^2$; $q_s = G_v + Q_v = 12{,}06KN/m^2$

3. Schéma statique

A l'ELU :



A l'ELS :



✓ **Les sollicitations ultimes (M_u, V_u)**

Les résultats (M_u et V_u) obtenus pour le système d'escalier considéré sont présentés dans les figures 3.37 et 3.38 respectivement.

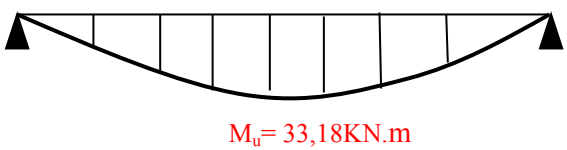


Figure 3.39 : Diagramme des moments à l'ELU.

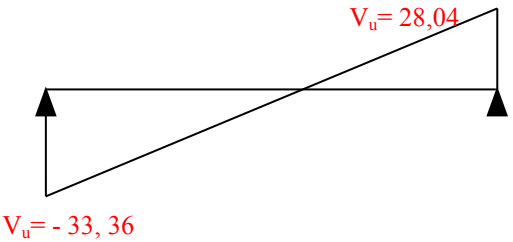


Figure 3.40 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

Puisque les appuis sont partiellement encastrés, donc on doit corriger les moments obtenus :

$$\begin{cases} M_{tu} = 0{,}85 M_{tu,\max} = 0{,}85 \times 33{,}18 \\ M_{au} = 0{,}3 M_{tu,\max} = 0{,}3 \times 33{,}18 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tu} = 28{,}20 KN.m \\ M_{au} = 10 KN.m \end{cases}$$

4. Calcul du ferraillage longitudinal nécessaire

Le ferraillage se fait à la flexion simple avec $M_t^{\max}$ pour une section (b × h) = (1ml × e) (figure 3.39); la même chose pour le ferraillage aux appuis avec $M_a^{\max}$.

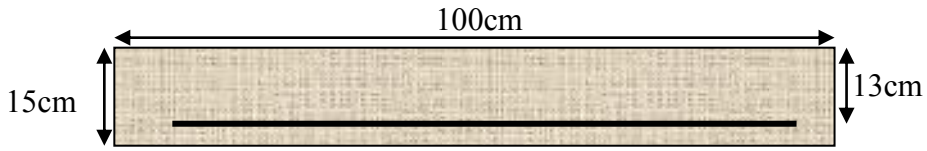


Figure 3.41 : Section d'escalier à ferrailler.

a) En travée :

	$M(KN.m)$	μ	A'	A_{cal}	$A_{\min}$	A_{adop} (cm^2/ml)	$A_r = \frac{A_{adop}}{4}$	A_{adop} (cm^2/ml)
En travée	28,20	0,12	0	5,83	1,57	**6T12** $A_{adop} = 6{,}78$ $S_t = 15cm$	1,70	**3T10** $A_{adop} = 2{,}36$ $S_t = 30cm$
En appui	10	0,042	0	2,39	1,57	**4T10** $A_{adop} = 3{,}14$ $S_t = 25cm$	0,78	**3T10** $A_{adop} = 2{,}36$ $S_t = 30cm$

Schéma de ferraillage

La disposition du ferraillage (armatures longitudinales et de répartitions) adopté pour le type d'escalier étudié est exposée dans la figure 3.40.

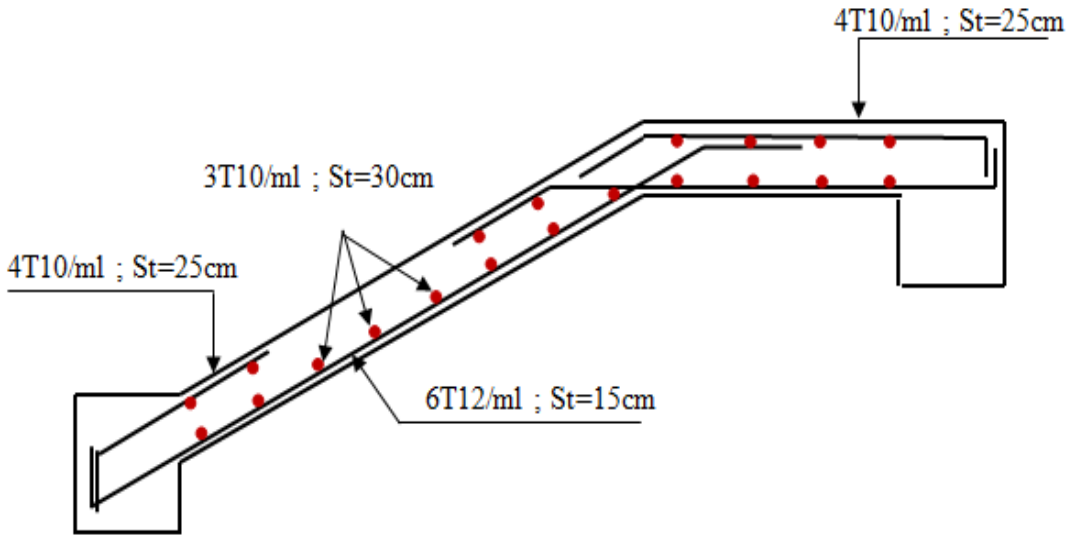


Figure 3.42 : Schéma de ferraillage de l'escalier.

3.4. Balcon

3.4.1. Définition et Terminologie

Le balcon est une dalle pleine encastrée dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre (figure 3.41) [2] ;

Le balcon est un élément architectural, constituant d'une plate-forme en béton armé de faible largeur, équipé de garde-corps, en saillie sur une façade et positionnée devant une ou plusieurs baies [2].

Il existe une grande diversité de balcons en béton armé : balcons isolé, balcons filants sur la longueur de la façade, balcon superposés, avec ou sans allège béton, avec ou sans retombée béton. Cette diversité conduit à des modes opératoires différents : balcon totalement coulé en place, partiellement préfabriqué ou totalement préfabriqué [2].

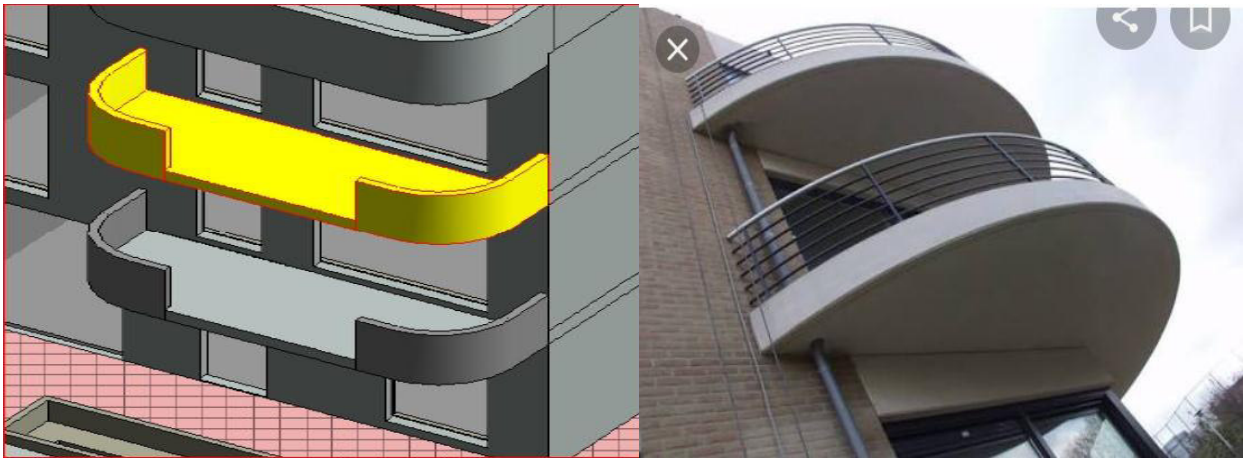


Figure 3.43 : Balcon.

3.4.2. Principaux risques

Il existe plusieurs types de risques liés à la réalisation des balcons [2, 12] :

a) Chute de hauteur lors de la réalisation de l'étaiement ou du coffrage, lors de la pose des éléments préfabriqués, lors du ferraillage ou du bétonnage ;
b) Retombée de la charge lors du levage des éléments de balcon préfabriqués (dalle et allège) ;
c) Effondrement du balcon lors du bétonnage ou de la pose des éléments préfabriqués ;
d) Effondrement du balcon terminé lors du retrait de l'étaiement ou lors de l'approvisionnement de matériaux effectué par les corps d'état secondaires.

3.4.3. Effort exercés dans un balcon

Les efforts exercés dans un balcon en service, qui ne repose plus sur un étaiement, sont fonction du type de balcon à réaliser. On distingue principalement les balcons en porte-à-faux et les balcons sur appuis extérieurs [2, 12].

- ***Balcons en porte-à faux***

Dans le cas des balcons en porte-à-faux (figure 3.42), les efforts exercés sont un effort tranchant et un moment fléchissant.

La reprise de ce moment fléchissant est assurée par des armatures principales positionnées en partie supérieure du balcon, ce qui n'est pas courant dans la réalisation des planchers.

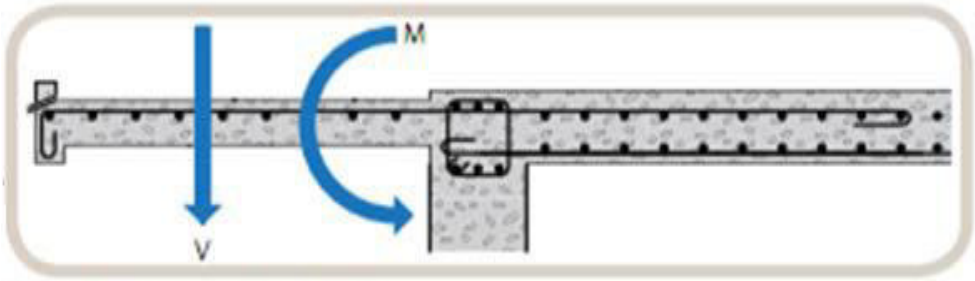


Figure 3.44 : Balcon en porte-à-faux [2, 12].

- ***Balcons sur appuis extérieurs:***

Dans le cas des balcons sur appuis extérieurs (figure 3.43), l'effort exercé sur est un effort tranchant.

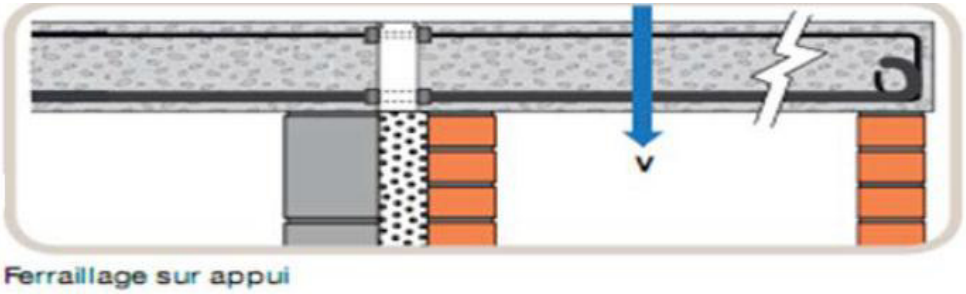


Figure 3.45 : Balcon sur appuis extérieur [2, 12].

3.4.4. Charges et combinaisons

Les balcons sont considérés comme des poutres en console et qui sont soumis à leurs poids propres, les poids permanents des éléments qu'ils supportent et aussi aux surcharges d'exploitation.

Il s'agit essentiellement de l'évaluation de G et Q de la dalle en béton armé afin de pouvoir la ferrailler.

a) Charge permanente :

La console est soumise à une charge permanente G, si e = épaisseur de la dalle G sera la somme de : Poids propre de la dalle = 25x e (KN/m²) + poids de revêtements (mortier de pose, carrelage et l'enduit en ciment), ainsi une charge concentrée P à son extrémité libre (qui est due au poids du panneau), si e'= épaisseur du panneau P sera la somme de : poids propre du panneau = $G_{panneau}$ x e' (KN) + poids de revêtements (enduit en ciment extérieur et intérieur) (KN).

b) Surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation du balcon est donnée par le règlement « charges permanentes et charges d'exploitation [4]. ». Pour une construction d'habitation, cette surcharge *Q* supportée par le balcon est égale à *3.5KN/m².*

c) Combinaisons :

Le balcon est considéré comme une poutre en console soumise à la flexion simple. Les calculs des balcons constituent essentiellement à la détermination du moment à l'Etat limite Ultime et de Service. Le calcul de la dalle se fait à l'ELU puis les vérifications à l'ELS, dans chaque état, on doit utiliser la combinaison correspondante [7] :

ELU : $1{,}35G + 1{,}5Q$

ELS : $G + Q$

3.4.5. Ferraillage d'un balcon

Le balcon est considéré comme une poutre en console soumise à la flexion simple et fissuration préjudiciable. Le calcul se fait par une bande de 1 ml.

3.4.5.1. Schéma statique de calcul

Le balcon est considéré comme une poutre en console encastrée dans un côté et libre dans l'autre. Le schéma statique de calcul considéré est représenté dans la figure 3.44 :

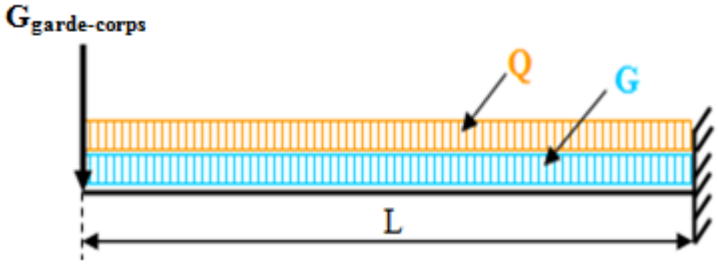


Figure 3.46 : Schéma statique de calcul d'un balcon.

En utilisant un calcul RDM, on obtient à la section d'encastrement :

$$M_u = -\frac{q_u.L^2}{2} - P_u.L \; ; \; V_u = q_u.L + P_u$$

$$M_{ser} = -\frac{q_s.L^2}{2} - P_s.L \; ; \; V_{ser} = q_s.L + P_s$$

3.4.5.2. Détermination des armatures

Les armatures principales A_p et de répartition A_r ($A_r = A_p/4$) sont déterminés en fonction du moment de flexion suivant l'organigramme de calcul du ferraillage pour une section rectangulaire en flexion simple selon le **CBA93** [7] (voir la section 3.3.6 précédente).

3.4.5.3. Armatures d'effort tranchant

Aucune armature d'effort tranchant n'est à prévoir si:

- La pièce est réalisée sans reprise du bétonnage sur toute son épaisseur
- La contrainte tangentielle «τ_u » est au plus égale à 0,07x f_{c28}/γ_b. **(CBA93 [7])**

Remarque :

Les effets de la composante verticale de l'action sismique doivent être pris en compte dans le calcul des porte-à-faux de plus de 1,50m de long et ceci, en zone sismique II_b et III (RPA99/version 2003 : Art 4.42).

3.4.5.4. Disposition

Un exemple de ferraillage d'un balcon en porte-à faux est exposé dans la figure 3.45.

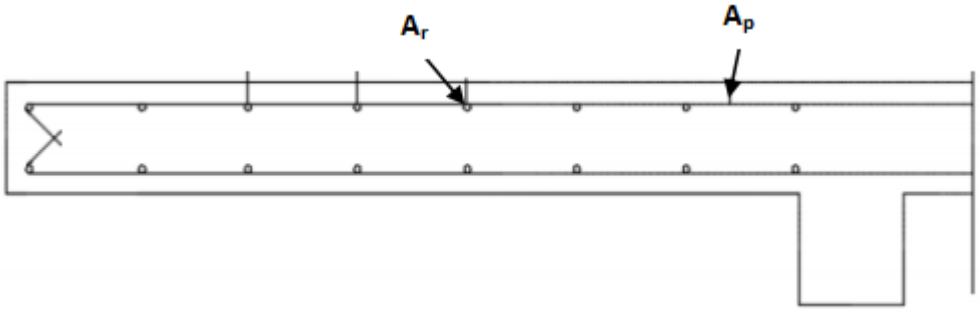


Figure 3.47 : Disposition des armatures dans un balcon à porte-à-faux.

3.4.6. Application

On considère le type du balcon d'un bâtiment à usage d'habitation représenté dans la figure 3.46.

On demande de :

1. Evaluez les charges et les surcharges ?
2. Tracez le schéma statique puis calculez les sollicitations (M, T)?
3. Calculer le ferraillage nécessaire ? Faire un schéma de ferraillage ?

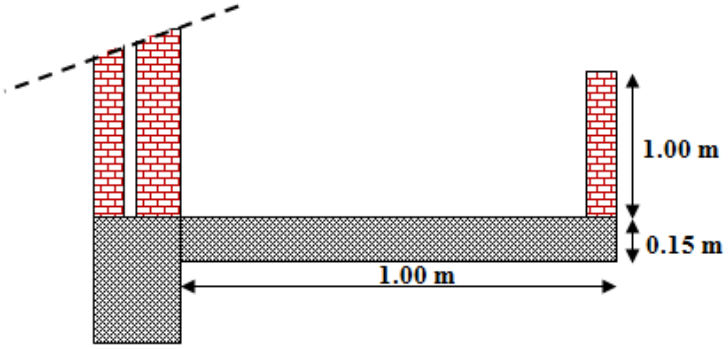


Figure 3.48 : Balcon « Coupe transversale ».

3.4.7. Solution

1. Evaluation des charges et des surcharges

❖ *Chargement sur le balcon :*

Carrelage (e=2 cm)	0,02x22 = 0,44 KN/m²
Mortier de pose (e = 3 cm)	0,03x20 = 0,60 KN/m²
Poids propre de la dalle (e=15cm)	0,15x25 = 3.75 KN/m²
Enduit de ciment (e=2 cm)	0,02x18 = 0,36 KN/m²
	G_1 = 5,15 KN/m²

❖ *Surcharge sur le balcon* ……**Q_1 = 3.5 KN/m²**

❖ *Charge concentrée de garde-corps (KN):*

Poids du mur (briques creuses, e =10 cm):	9x0,1= 0,9 KN /m²
Enduit de ciment (e = 2x2 cm) :	0,04x18= 0,72 KN/m²
	G_2 = 1,62KN

2. Schéma statique

Le schéma statique de calcul considéré est représenté dans la figure 3.47 :

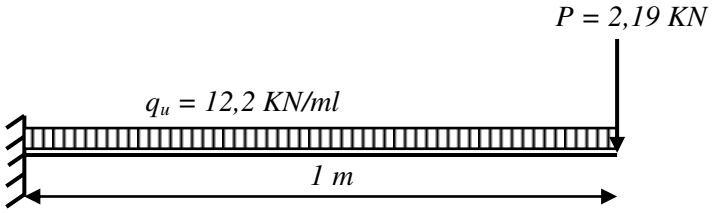


Figure 3.49 : Schéma statique de calcul.

- Calcul les sollicitations (M, T)

$$M_u = -\frac{12,2 \times 1^2}{2} - 2,2 \times 1 = -8,3 KN.m$$

$$T_u = 12,2 \times 1 + 2,2 = 14,4 KN.m$$

3. Calculer le ferraillage nécessaire

$M(KN/ml)$	μ	A'	A_{cal}	$A_{\min}$	$A_{adop}(cm^2/ml)$	$A_r = \frac{A_{adop}}{4}$	$A_{adop}(cm^2/ml)$
-8,3	0,034	0	1,96	1,57	**4T10** $A_{adop} = 3{,}14$ $S_t = 30cm$	0,78	**4T8** $A_{adop} = 2{,}01$ $S_t = 30cm$

- Schéma de ferraillage

La disposition du ferraillage (armatures longitudinales et de répartitions) adopté pour le type de balcon étudié est exposée dans la figure 3.48.

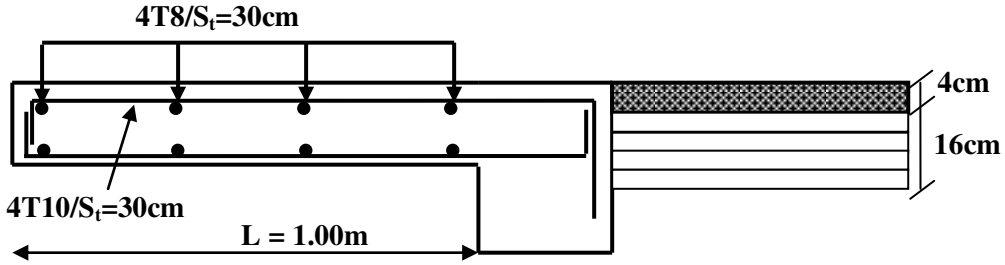


Figure 3.50 : Schéma de ferraillage du balcon.

3.5. Acrotère

3.5.1. Définition

L'acrotère est un élément non structural en béton armé contournant le plancher inaccessible du bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il considère également comme un élément décoratif (figure 3.49).

L'acrotère est un relief constitué par un muret situé en bordure de la toiture, dans le prolongement de ses murs de façade. Sur l'acrotère peut se fixer un élément de protection et d'étanchéité de la partie supérieure.

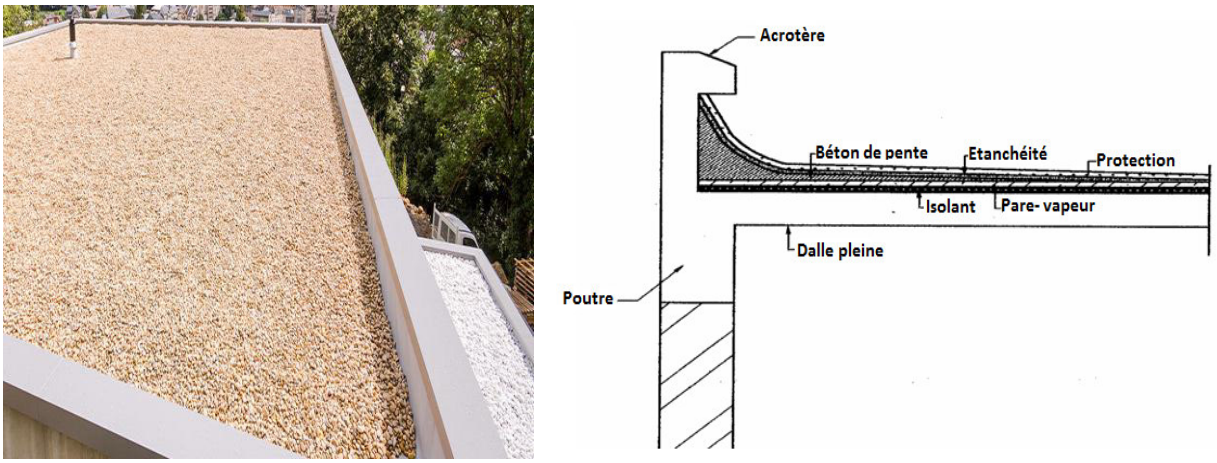


Figure 3.51 : Acrotère.

3.5.2. Charges et combinaisons

L'acrotère est considéré comme une console encastrée à sa base et qui est soumise à un effort normal provoqué par son poids propre (G), à un moment de flexion provoqué par une force horizontal due à la surcharge (Q) exercé par la main courante, ou bien une force sismique (F_p).

Il s'agit essentiellement de l'évaluation de G et Q de la dalle en béton armé afin de pouvoir la ferrailler.

a) Charge permanente :

La console vertical est soumise à une charge permanente G, si S = surface transversale de l'acrotère G sera la somme de : Poids propre de l'acrotère = 25 x S (KN) + poids de revêtements (enduit en ciment).

b) Surcharge d'exploitation :

La console verticale est soumise à une surcharge d'exploitation Q horizontale exercée par la main courante ou bien une force sismique F_p, cette force est déterminée selon le **RPA99/V 2003 [5] Art : 6.2.3.**

c) Combinaisons :

Le calcul de l'acrotère constitue essentiellement à la détermination du moment à l'Etat limite Ultime et de Service. Le calcul se fait à l'ELU puis les vérifications à l'ELS en utilisant les combinaisons correspondantes pour chaque cas :

❖ ***Etat limite ultime*** **:**

Effort Normal de compression : $N_u = 1{,}35.G$
Moment fléchissant *:* $M_u = 1{,}5.Q.h$
Effort tranchant *:* $V_u = 1{,}5.Q$

❖ ***Etat limite de service:***

Effort Normal de compression : $N_s = G$
Moment fléchissant **:** $M_s = Q \times h$

Effort tranchant *:* $V_u = Q$

3.5.3. Schéma statique de calcul

Le schéma statique de calcul considéré est représenté dans la figure 3.50 :

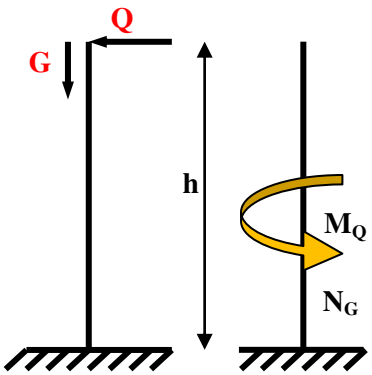
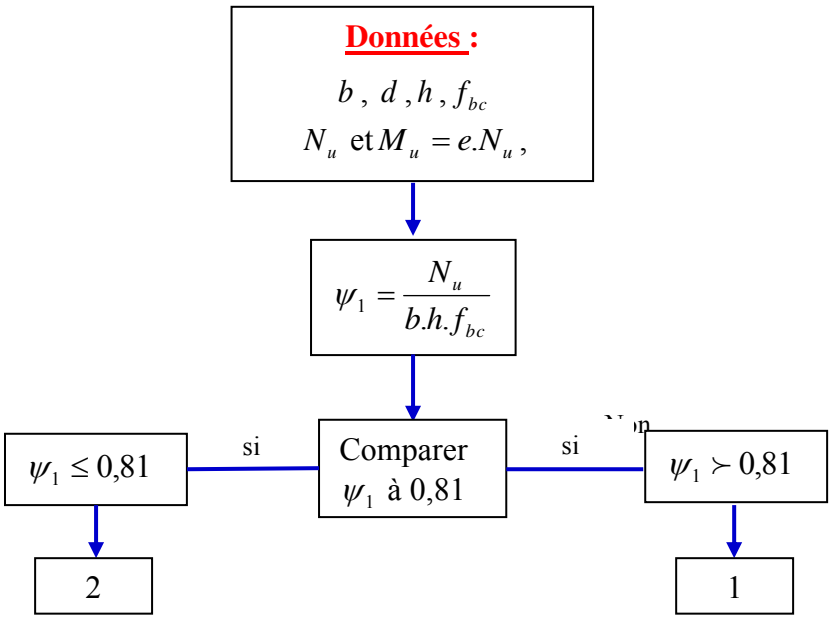
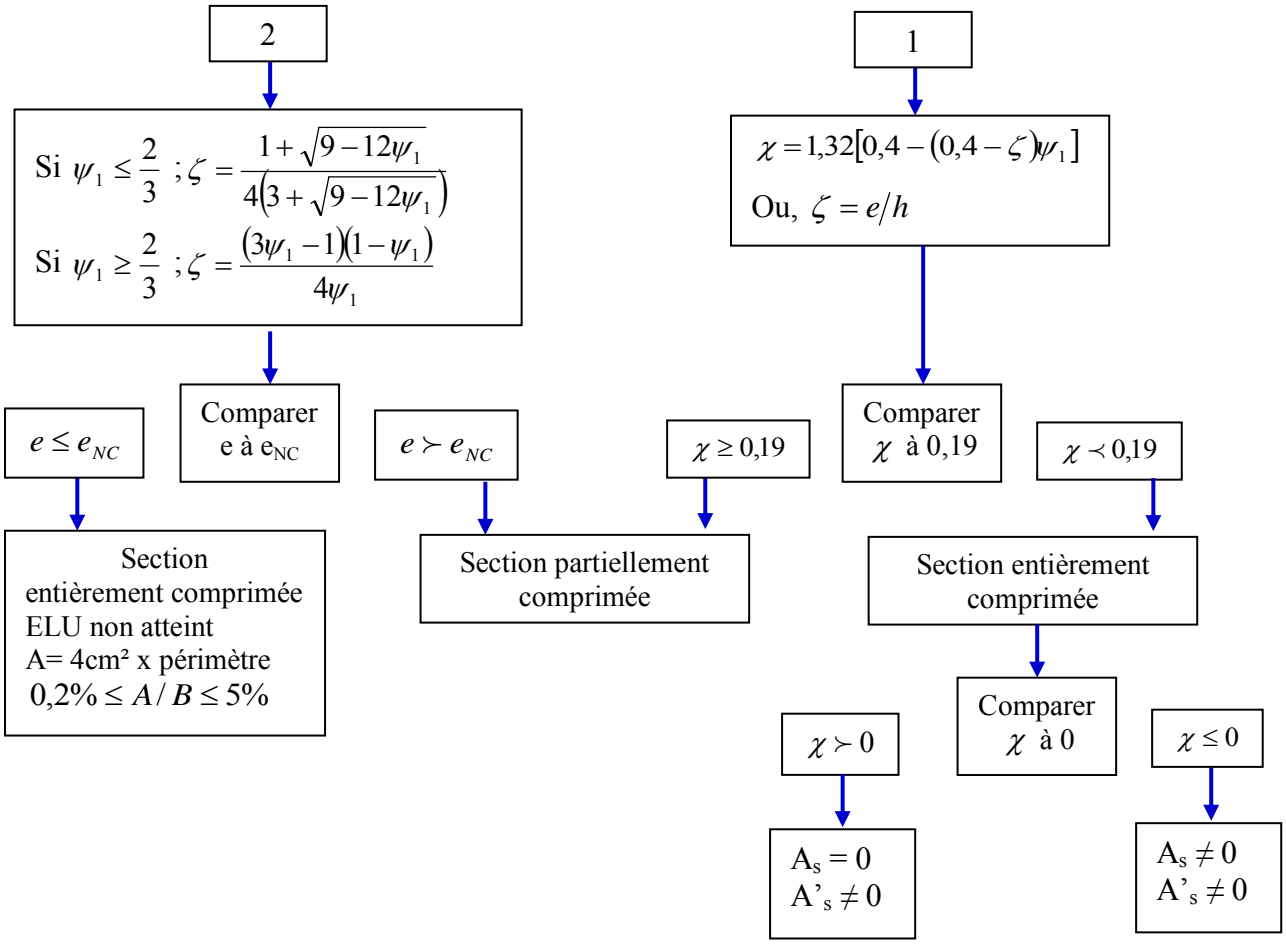


Figure 3.52 : Schéma statique de calcul d'un acrotère.

3.5.4. Détermination du ferraillage

Les armatures principales A_p et de répartition A_r ($A_r = A_p/4$) de l'acrotère en considérant une bande de 1m sont déterminés en utilisant l'organigramme de calcul du ferraillage pour une section rectangulaire en flexion composé [6].





3.5.5. Vérification au séisme

Selon le **RPA99/Version 2003** [5] **Art : 6.2.3** : les éléments secondaires doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p \qquad \text{Eq (3.51)}$$

Avec ;

- A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) du **RPA99/V2003** [5] pour la zone et le groupe d'usage appropriés ;
- C_p : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 donnée par le tableau (6.1) du **RPA99/V2003** [5] **;**
- W_p : Poids de l'élément considéré.

3.5.6. Disposition

Un exemple de ferraillage d'un acrotère est exposé dans la figure 3.51.

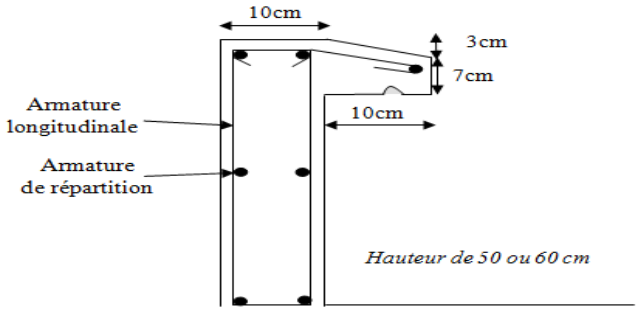


Figure 3.53 : Disposition des armatures dans un acrotère.

3.5.7. Application

On considère le type de l'acrotère du plancher terrasse inaccessible d'un bâtiment à usage d'habitation représenté dans la figure 3.52 :
On demande de :

1. Evaluez les charges et les surcharges ?
2. Calculez les sollicitations (M, T)?
3. Calculer le ferraillage nécessaire ?
4. Vérifier l'acrotère vis-à-vis au séisme ? Faire un schéma de ferraillage ?

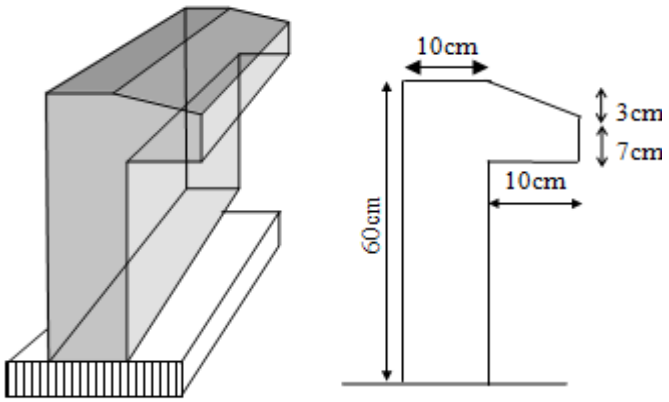


Figure 3.54 : Acrotère.

3.5.8. Solution

1. Evaluation des charges et des surcharges

- *Poids propre de l'acrotère*

$$G = \left[(0.60 \times 0.10) + (0.10 \times 0.07) + (\frac{0{,}1 \times 0{,}03}{2}) \right] \times 25 = 1.712 KN/ml$$

- *Surcharge d'exploitation (effort de la main courante).*
  $Q = 1 KN/ml$

2. Calcul des sollicitations (M, T)

- *Etat limite ultime*
  N_u ***=2,31 KN ;*** M_u ***= 0,9 KN.m*** *;* V_u***=1.5 KN***
- *Etat limite de service*
  N_s ***=1,712 KN ;*** M_u ***= 0,6 KN.m*** *;* V_u***=1 KN***

3. Calcul du ferraillage de l'acrotère (E.L.U.R)

Le calcul du ferraillage de l'acrotère se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 mètre linéaire (figure 3.53).

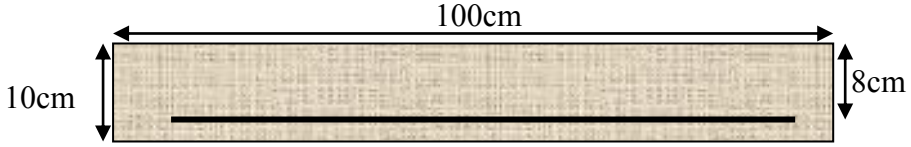


Figure 3.55 : Section de l'acrotère.

L'élément est exposé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable.

- ***Calcul de l'excentricité***

N.B **:** pour les pièces courtes, on ne tient pas compte des excentricités e_2 et e_a.
On considère que ; $e = e_1$
e_1: excentricité du 1er ordre: $e_1 = M_u / N_u = 0.9/2{,}31 = 0{,}39\ m \Rightarrow e = 39cm$
$\frac{h}{2}$-c = $\frac{10}{2}$-2 =3 cm < **e** $\Rightarrow$ la section est partiellement comprimé**.**

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures. La section est donc partiellement comprimé, on calcul la section d'armature en flexion simple sous l'effet du moment M_f puis on déduit la section d'armature réelle en flexion composée (on adopte un ferraillage symétrique).

$A_s = A_{sfictif} - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Avec:

A_s: section d'armature tendue en flexion composée ;

$A_{sfictif}$: section d'armature comprimée en flexion composée ;

$M_{fictif} = M_u + N_u.(d - \frac{h}{2})$; $M_{fictif} = 0.97\ KN.m$

$$\mu = \frac{M_{uf}}{\sigma_b . b.d^2} = \frac{0{,}97.10^3}{12{,}47 \times 100 \times 8^2} = 0{,}012 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \quad A' = 0$$

μ <0,1 ; donc pour déterminer la section de armatures tendue on utilise la méthode rapide :

$$A_{sf} = \frac{1{,}07.M_1}{\sigma_S . d} = \frac{1{,}07 \times 0.97 \times 10^3}{348 \times 8} = 0{,}37 cm^2.$$

$$A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0{,}37 - \frac{2{,}31}{100 \times 348} \times 10^3 = 0{,}3 cm^2.$$

- Condition de non fragilité

$A_{min} = \max\left(\frac{b.h}{1000}\ ; \frac{0{,}23.b.d.f_{t28}}{fe}\right) = A_{min} = \max(1;\ 0{,}883) = 1 cm^2$**.**

A= max (A_s, A_{min}) =1cm^2 ; On prend **:**……**A_s= 4T8 /ml=2.01cm^2**

- L'espacement :

$S_h \leq$ min (3h; 33cm) = 30 cm ; On prend**: …….. S_h=25cm**

- Armatures de répartition **:**

$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2{,}01}{4} = 0{,}502$ cm^2 **;** On prend **:**……..**A_r =3T8= 1,51 cm²**

- L'espacement

$S_v \leq$ min (4.h; 45 cm) =40 cm ; On prend :**…… … …….S_v=20cm**

- ***Vérification à l'E.L.U.R :***

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1{,}5 \times 10}{100 \times 8} = 0{,}018 MPa$$

Fissuration préjudiciable ; $\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0{,}15.f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2{,}2MPa.$

τ_u=0,018MPa < $\bar{\tau}_u$= 2,2 MPa …… **(C.V)**

Vérification des Armatures transversales :

Dans le cas des éléments minces on ne dispose pas des armatures transversales si la condition suivante est vérifiée

τ_u=0,018*Mpa* <0,05.f_{c28}=0.05x22=1,1 *Mpa* ……. **(C.V)**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires à condition qu'on n'ait pas de reprise de bétonnage pendant l'exécution

- ***Vérification à l'E.L.S***

- Position du l'axe neutre :

$$e_1 = \frac{M_{Ser}}{N_{Ser}} = \frac{0,6 \times 10^2}{1,712} = 35,04cm. \Rightarrow e_1 > \frac{h}{2} - c = 3\text{cm}$$

Donc la section est partiellement comprimée.

$$C = \frac{h}{2} - e_1 \Rightarrow \quad C = \frac{10}{2} - 35,04 = -30,04cm.$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section calculé.

$Y_{Ser} = Z_C + C$

Avec :

Z_C : distances de l'axe neutre ou centre de pression

C : distances de centre de pression à la section.

En écrivent le bilan des efforts appliqués à la section

$$\begin{cases} P = -3c^2 + 90.A\dfrac{(d-c)}{b} \\ q = -2c^3 - 90.A.\dfrac{(d-c)^2}{b} \end{cases}$$

D'où ;

$$\begin{cases} P = -3 \times (-30,04)^2 + 90 \times 2.01 \times \dfrac{(8+30,04)}{100} = -2638,39\text{cm}^2 \\ q = -2.(-30,04)^3 - 90 \times 2.01 \times \dfrac{(8+30,04)^2}{100} = 51598,59\text{cm}^2 \end{cases}$$

Résolution de l'équation :

$Z^3+P.Z+q=0$

On calcule Δ :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4.P^3}{27}\right) = (51598,59)^2 + \left(\frac{4.(-2638,39)^3}{27}\right)$$

$$\Delta = -5,85 \times 10^7$$

On a : Δ <0 donc : $\varphi = Arc\cos\left[\dfrac{3.q}{2.P}.\sqrt{\dfrac{-3}{P}}\right]$

$$\varphi = Arc\cos\left[\frac{3 \times 51598,59}{2.(-2638,39)}.\sqrt{\frac{-3}{-2638,39}}\right] \Rightarrow \varphi = 171,57^\circ$$

$$a = 2.\sqrt{\frac{-P}{3}} = 2.\sqrt{\frac{2638,39}{3}} = 59,31$$

Nous avons trois solutions :

$$Z_1 = a.\cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 32{,}14cm$$

$$Z_2 = a.\cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -59{,}23cm$$

$$Z_3 = a.\cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 27{,}1cm$$

$Y_{Ser} = Z_C + C$

Y_{Ser1}=32,14+ (-30,04) =2,1 cm

Y_{Ser2}= - 59,23+ (-30,04) = - 89,27cm

Y_{Ser3}=27,1+ (-30,04) = - 2,94 cm

On prend la première racine car elle donne une valeur $0 \le Y_{Ser} \le d$

Alors : **Y_{Ser} = 2,1cm**

L'inertie de la section homogène réduite est :

$$I = \frac{1}{3}b.y^3 + 15.A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times (2{,}1)^3 + 15 \times 2.01 \times (8 - 2{,}1)^2 = 1358{,}22 \text{ cm}^4$$

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{Ns.Z}{I}.Y_{Ser} = \frac{1{,}712 \times 32{,}14}{1358{,}22} \times 2{,}1 = 0{,}085KN/cm^2 = 0{,}85MPa$$

$\sigma_b = 0{,}85Mpa < \overline{\sigma}_b = 0{,}6 f_{C28} = 13{,}2MPa$ ……**(C.V)**

Etat limite d'ouverture des fissures :

Fissuration est préjudiciable donc :

$$\sigma_s = 15.\frac{Ns.Zc}{I}.(d - Y_{Ser}) = 15 \times 0{,}04 \times (8 - 2{,}1)$$

$$\sigma_S = 3{,}54KN/cm^2 = 35{,}4MPa$$

$$\overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e ; \max(0{,}5 fe ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}})\right\}$$

$\overline{\sigma_s}$ = min{ 266,66 ; Max (200;192,8)}=200Mpa

$\sigma_S = 35{,}4Mpa < \overline{\sigma_s}$ = 200Mpa ……(CV)

Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R sont *convenables.*

4. Vérification au séisme

Selon le R.P.A 99 version 2003, Art 6.2.3 les éléments non structuraux et les équipements encrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$\mathbf{F_p = 4.A.C_p.W_p}$$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) du **RPA99/V2003** [5]. pour la zone et le groupe d'usages appropriés. Dans notre cas, nous avons :

$$\left.\begin{matrix} Zone III \\ groupe d'usage 2 \end{matrix}\right\} \Rightarrow A = 0{,}25$$

C_p : facteur de force horizontale pour l'élément secondaire obtenu dans le tableau 6-1 du **RPA99/V2003** [5].

Dans notre cas, on prend : $\mathbf{C_p = 0,8}$

W_p : poids de l'élément considéré ; $\mathbf{W_p = 1,712\ KN/ml}$

D'où ; $F_p = 4 \times (0,25) \times (0,8) \times (1,712) = 1,37$ KN/m

La condition pour que l'acrotère puisse résister à cette force est :

$F_P \leq 1,5.Q = 1,5 KN/m^2$ …… (C.V)

Donc : l'acrotère peut résister à la force sismique F_p.

5. Schéma de ferraillage

La disposition du ferraillage (armatures longitudinales et de répartitions) adopté pour l'acrotère étudié est exposée dans la figure 3.54.

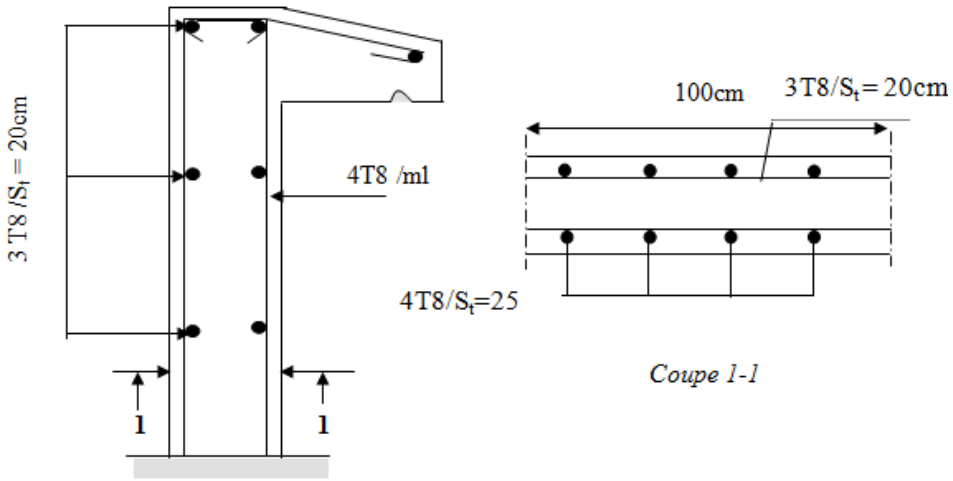


Figure 3.56 : Schéma de ferraillage de l'acrotère.

CHAPITRE 4 :

ETUDE DYNAMIQUE

4.1. Notion de construction parasismique

Il n'existe aucune construction totalement à l'abri des conséquences d'un séisme. Cependant, toute construction peut être rendue résistante à une certaine intensité de séisme (magnitude). C'est pourquoi on parle plutôt de construction parasismique que de construction antisismique. Une construction est dite parasismique lorsqu'elle est étudiée, implantée et conçue afin de résister à un niveau d'agression sismique défini réglementairement pour sa zone de sismicité. À ce niveau de sismicité défini, si la construction peut subir des dommages irréparables, elle ne doit pas s'effondrer sur ses occupants. Toutefois, lors d'un séisme d'un niveau d'agression sismique inférieur à celui défini, une construction parasismique résistera mieux et subira moins de dégâts qu'une construction n'ayant pas été étudiée, implantée et conçue comme parasismique [13].

4.2. Principe de construction parasismique

Le principe de la construction parasismique repose sur différents piliers indissociables qui sont:

4.2.1. Choix du site

a) ***Apparition d'une faille en surface :***

Ne pas implanter au voisinage immédiat d'une zone faillée reconnue active. Les constructions qui seraient implantées à cheval sur une faille verraient leurs fondations cisaillées par ce déplacement pouvant atteindre plusieurs décimètres (avec des répercussions sur l'ensemble de la structure) (figures 4.1 et 4.2). Les solutions constructives permettant d'absorber des déplacements différentiels importants sont en général complexes et coûteuses [13].

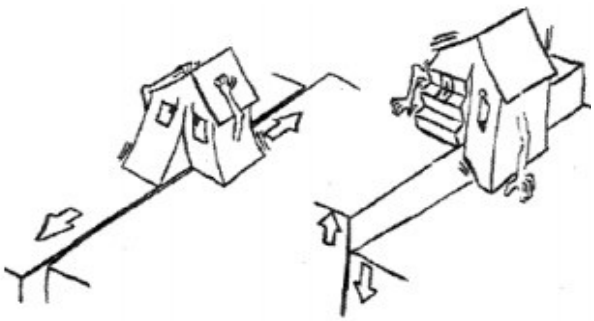


Figure 4.1 : Déplacements relatifs des lèvres d'une faille [13].

Figure 4.2 : Immeuble sur faille Seisme de Chi-Chi (Taïwan 1999) [13].

b) Sol alluvionnaire de forte épaisseur :

Les constructions fondées sur des sols meubles subissent, en général, des dommages sismiques plus importants que celles implantées sur un sol rocheux (figure 4.3). Les sols meubles donnent lieu à des mouvements sismiques globaux et différentiels de grande amplitude, ainsi qu'à des accélérations importantes dans les basses fréquences de vibration. La vulnérabilité des ouvrages sur sol meuble est d'autant plus grande que leur fondation est moins profonde. L'importance des dommages augmente généralement avec l'épaisseur des dépôts sédimentaires reposant sur le substratum rocheux. Afin de minimiser l'effet des oscillations des sols meubles sur les constructions, il est impératif d'éviter le phénomène de résonance et d'opter pour des fondations profondes atteignant, si possible, le substratum [13].

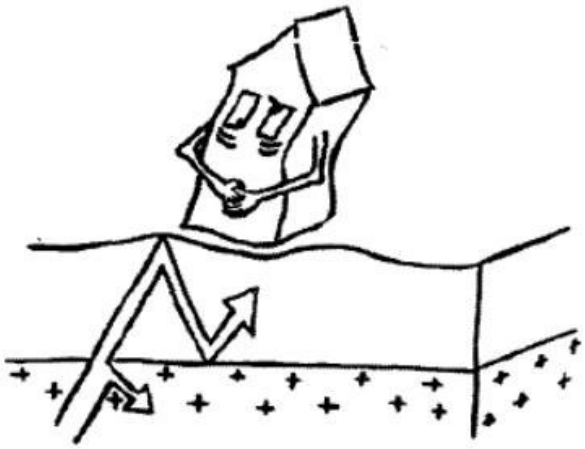


Figure 4.3 : Fondation sur sol meuble. Des mouvements sismiques de forte amplitude sont fréquents, de même qu'une amplification par effet de site dans le cas de fortes épaisseurs de couches compressibles [13].

c) Terrain en pente (effet induit) :

Les séismes peuvent induire un glissement de terrain en pente, susceptible d'emporter toute construction, parasismique ou non (figures 4.4 et 4.5). Avant de construire, l'avis d'un géotechnicien spécialisé sur la stabilité de la pente est donc nécessaire [13].

Figure 4.4 : Un glissement de terrain peut emporter toute construction, parasismique [13].

Figure 4.5 : Séisme de Kobé, Japon 1995 [13].

d) Terrains saturés d'eau (effet induit) :

En cas de tremblement de terre, les sables lâches de granulométrie fine et relativement uniforme, saturés d'eau, sont sujets à la liquéfaction. La pression engendrée dans l'eau par les secousses sépare les grains de sable qui, sans contact, perdent pratiquement toute leur capacité portante (sur une profondeur de 15 à 20 m maximum). Les ouvrages qui y sont fondés s'enfoncent dans le sol ou basculent (figures 4.6 et 4.7). Si on décide de construire sur de tels terrains, il est nécessaire soit de traiter le sol, soit de traverser les couches liquéfiables par un sous-sol ou des fondations profondes. Dans ce dernier cas, les fondations doivent résister à l'action latérale des couches liquéfiées [13].

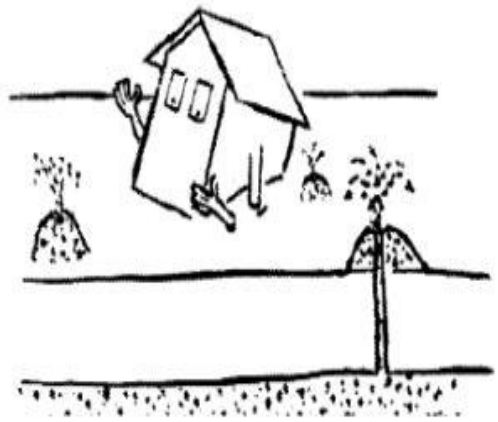


Figure 4.6 : Ejection de sable et perte de capacité portante du sol [13].

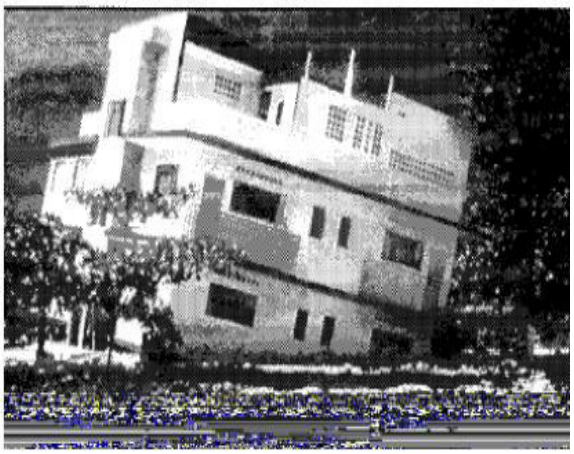


Figure 4.7 : Immeuble enfoncé dans le sol lors du séisme de Caracas, Venezuela, 1967 [13].

4.2.2. Conception architecturale de la construction

Les bâtiments possédant une architecture régulière et symétrique (figure 4.8) se comportent mieux et sont plus résistants que les bâtiments aux formes géométriques complexes. En effet, les bâtiments aux formes complexes (L, T, etc.) (figure 4.8) sont moins résistants par rapport aux bâtiments symétriques car la jonction de deux parties formant une pièce complexe est soumise à des contraintes importantes. Chaque forme géométrique possède sa propre réaction.

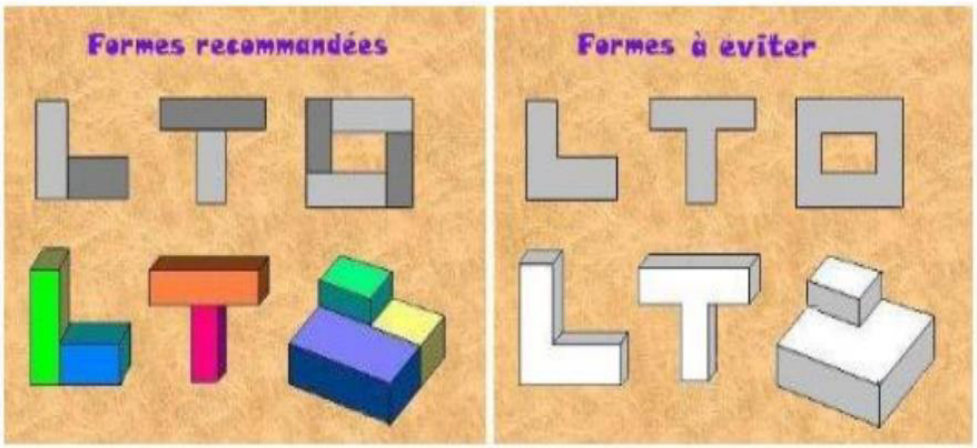


Figure 4.8 : Des formes complexes aux formes simples.

Les bâtiments irréguliers en plan ou en élévation ne se comportent pas d'une façon sécuritaire sous l'action sismique. Cependant, la partie dans laquelle se situe le décrochement présente une zone de concentration des contraintes et des déformations c'est-à-dire une zone fortement sollicitée de la structure sous l'action sismique, en raison de la réduction brusque de la résistance et de la raideur de cette dernière, ce qui va engendrer la ruine des panneaux de maçonnerie au niveau du décrochement et par la suite l'apparition d'un étage transparent (souple), donnant naissance à une ruine par mécanisme d'étage.

Les conditions de régularité en plan et en elevation sont présentées dans les figures 4.9 et 4.10 respectivement (RPA99/V 2003: Art; 3.5).

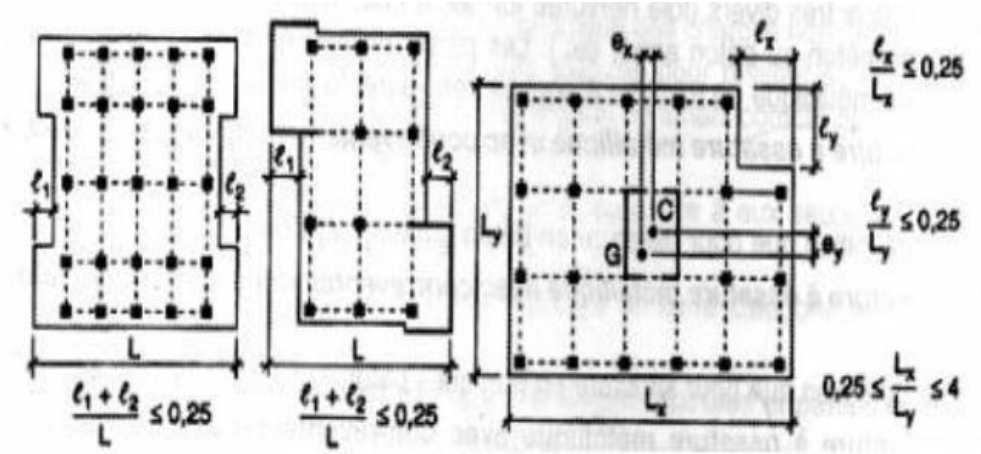


Figure 4.9: Irrégularité en plan RPA99/V 2003 [5].

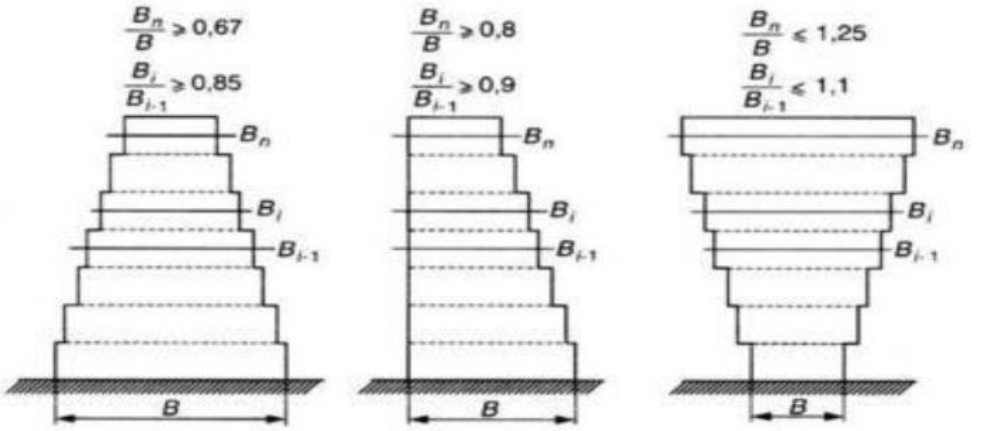
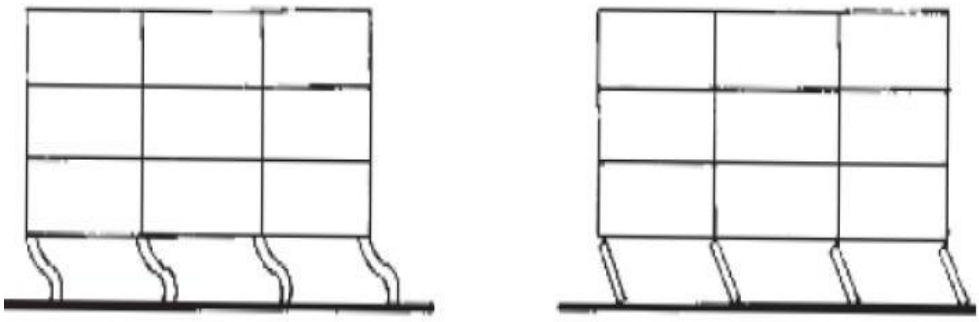


Figure 4.10: Irrégularité en élévation RPA99/V 2003[5].

4.2.3. Niveaux transparents

Les déplacements imposés par les tremblements de terre sont concentrés dans le niveau transparent car il est plus flexible (figure 4.11). Les poteaux subissent de grandes déformations latérales qui s'avèrent souvent « fatales », lors des séismes d'une certaine importance. Leur rupture peut entraîner l'écrasement du niveau. Ce problème se présente fréquemment dans les immeubles qui comportent des commerces ou des parkings en rez-de-chaussée et qui nécessitent de larges ouvertures pour leurs besoins d'exploitation ou de fonctionnement [13].



a) " Mise en S " des poteaux

b) Rupture consécutive des poteaux à leurs extrémités

Figure 4.11 : Comportement des niveaux " souples " sous charges sismiques [13].

4.2.4. Hauteur d'étage

Lorsque certains niveaux d'un bâtiment ont une hauteur d'étage plus grande que les niveaux courants (figure 4.12), ils sont exposés au même phénomène que les transparences car leur rigidité est plus faible, les déformations imposées par les tremblements de terre se produisent essentiellement dans ces niveaux, ce qui est source de dommages graves. Il est donc souhaitable de rigidifier les niveaux de hauteur plus importante pour que la construction ait une rigidité régulière sur toute sa hauteur. La rigidité pourra être obtenue par adjonction de murs ou de palées de stabilité dans les niveaux concernés [13].

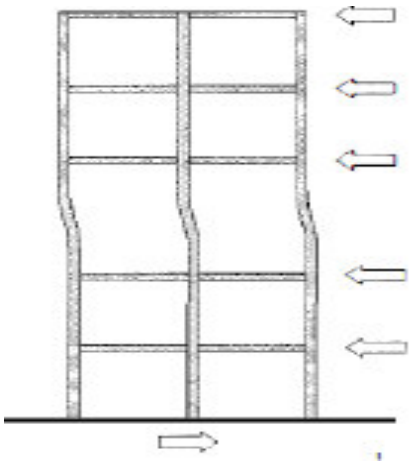


Figure 4.12 : Bâtiment comportant un niveau ayant une hauteur plus grande que les autres niveaux [13].

4.2.5. Partie du bâtiment : l'escalier

La conception des escaliers demande une attention particulière. Lorsque les volées d'escalier ou les paliers intermédiaires sont portés par des poteaux, un effet de " poteau court " est à craindre car leur hauteur libre est réduite. Il est donc préférable d'utiliser des voiles de béton, dont le cisaillement n'entraîne généralement pas d'effondrement (figure 4.13) [13].

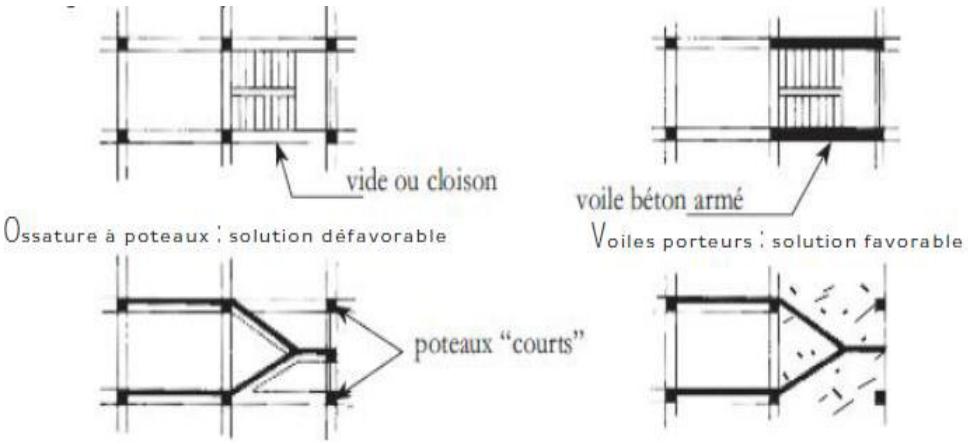


Figure 4.13 : Structure de l'escalier [13].

4.2.6. Respect des règles parasismiques qui est impératif. Pour la construction neuve, elles fixent les niveaux de protection requis pour la structure. Ces règles définissent également les modalités de calcul et de dimensionnement des différents organes de la structure.

4.2.7. Qualité de l'exécution est également importante. Elle concerne non seulement les matériaux et éléments non structuraux, mais également le respect des règles de l'art. La protection contre le feu est un point important de la construction parasismique.

4.2.8. Maintenance des bâtiments permet de garantir l'efficacité de la construction parasismique sur le long terme.

4.3. Contreventements

En génie civil, un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, choc, freinage, etc.). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement) [13].

Afin d'assurer la stabilité globale d'un bâtiment, il est nécessaire que celui-ci soit contreventé selon au moins 3 plans verticaux non colinéaires et un plan horizontal ; on distingue donc les contreventements verticaux (destinés à transmettre les efforts horizontaux dans les fondations) des contreventements horizontaux (destinés à s'opposer aux effets de torsion dus à ces efforts) [13].

4.4. Chois du Contreventements

Le contreventement vertical par voiles devrait répondre à des critères spécifiques tels que [13]

- ✓ Leur nombre ;
- ✓ Leur disposition ;
- ✓ Leur distribution verticale.

4.4.1. Nombre d'éléments de contreventement

Le nombre d'éléments de contreventement doit être tel que sous l'action sismique, leurs résistances ne soient pas dépassées ni que leur déplacements soient excessifs. Lorsque les planchers et les toitures peuvent être considérés comme parfaitement rigides dans leur plan, théoriquement, il suffit de trois éléments de contreventement par niveau, à condition qu'ils soient non concourants et non parallèles (figure 4.14) [13].

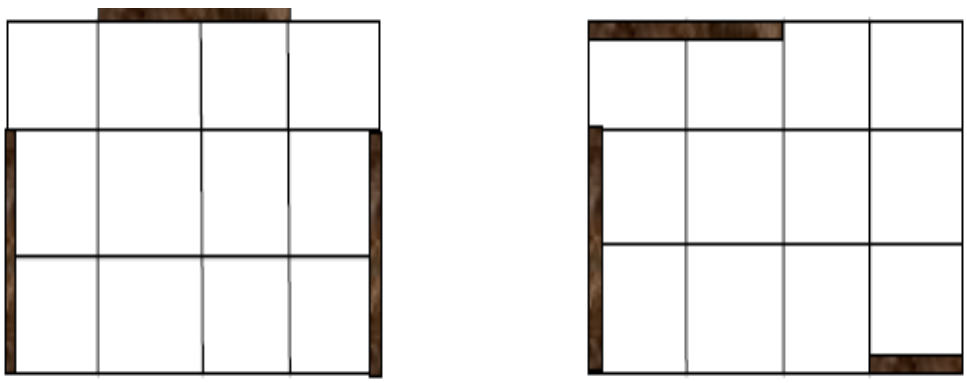


Figure 4.14 : Nombre minimal d'éléments verticaux de contreventement : deux pour s'opposer aux translations du -diaphragme respectivement dans les directions x, y, et un troisième produisant avec l'un des deux autres, un couple résistant à la torsion d'axe vertical [13].

Il est cependant nettement préférable d'en utiliser un nombre plus élevé (système hyperstatique) afin de [13] :

- ✓ répartir les charges horizontales sur plusieurs éléments ;
- ✓ éviter la flexibilité, dans le plan, des planchers de grandes longueurs ;
- ✓ palier avec éventuelles défaillances locales des éléments affaiblis.

4.4.2. Dispositions des éléments verticaux de contreventement

D'une manière générale, ces éléments devraient apporter à la construction sensiblement la même rigidité dans les directions transversale et longitudinale (figure 4.15). Afin de constituer un système de contreventement efficace, ils devraient être :

- ✓ Les plus larges possible, courant éventuellement sur plusieurs travées. Les éléments étroits sont soumis à des efforts élevés, donnant lieu à des déformations importantes ;

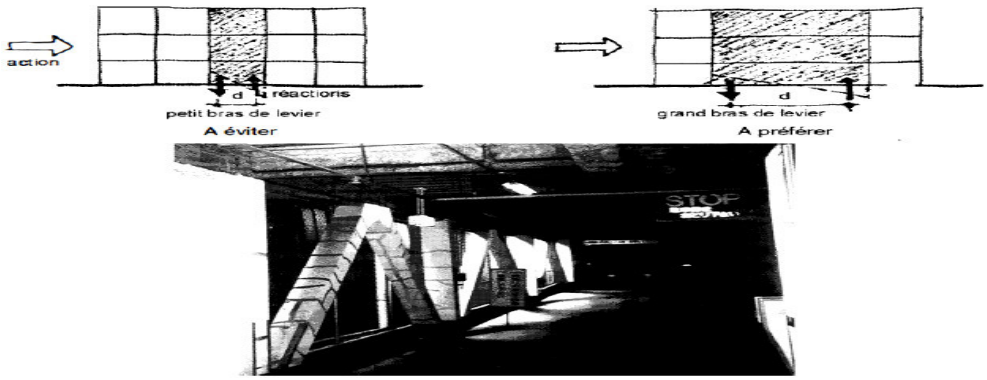


Figure 4.15 : Largeur des éléments verticaux de contreventement [13].

- ✓ Disposés en façade ou près des façades pour conférer un grand bras de levier au couple résistant à la torsion (figure 4.16 et 4.17).

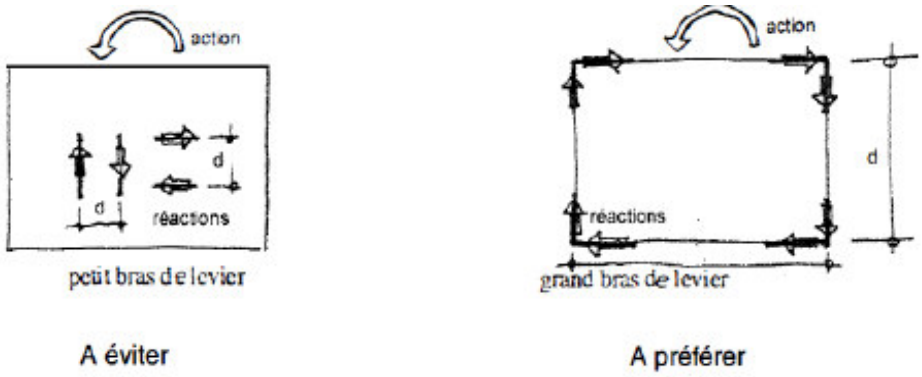


Figure 4.16 : Distance entre les éléments de contreventement. Une grande distance entre les éléments parallèles favorise la résistance de la structure à la torsion grâce à un bras de levier important dans le plan horizontal [13].

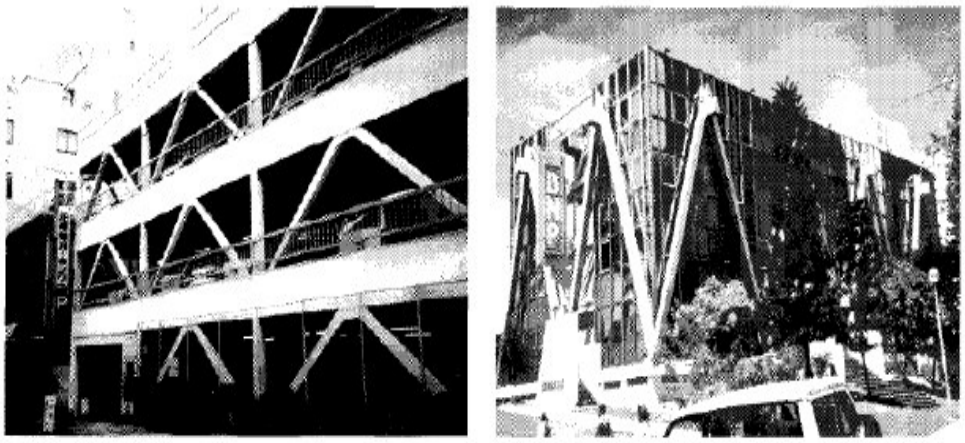


Figure 4.17 : Façade formant des éléments de contreventement [13].

- ✓ Disposés symétriquement par rapport au centre de gravité du niveau (figure 4.18). Dans le cas d'une distribution asymétrique des éléments de contreventement, la construction est soumise, par le vent et les séismes, à des efforts supplémentaires dus à la torsion d'axe vertical

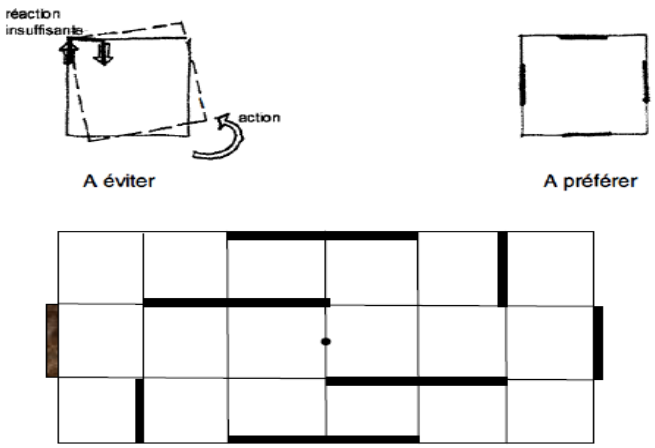


Figure 4.18 : Disposition des éléments de contreventement par rapport au centre de gravité des niveaux [13].

- ✓ Etendre les voiles jusqu'aux points d'appuis pour mobiliser les charges verticales stabilisantes ;
- ✓ Préférer les éléments plans (aux éléments non-plans).

4.4.3. Distribution des éléments verticaux de contreventement

La distribution doit être régulière ; les voiles seront de préférence superposées afin de conférer aux différents niveaux, une rigidité comparable aussi bien en translation qu'en torsion.

4.5. Critère de classification

Ces classifications sont nécessaires à la définition de la situation sismique étudiée et au choix de la méthode et des paramètres de calcul des forces sismiques.

4.5.1. Classification des zones sismiques:

Le territoire national est divisé en 5 zones de sismicité croissante **RPA99/V2003** [5] :

- **Zone 0 :** sismicité négligeable.
- **Zone I :** sismicité faible.
- **Zones IIa et IIb:** sismicité moyenne.
- **Zone III:** sismicité élevée.

4.5.2. Classification des ouvrages selon leur importance

Le règlement parasismique Algérien **RPA99/V2003** [5] considère 4 groupes d'ouvrages selon leur importance pour la collectivité :

- ✓ **Groupe 1A : ouvrage d'importance vitale**
  Ouvrages vitaux qui doivent demeurer opérationnels après un séisme majeur pour les besoins de la survie de la région, de la sécurité publique et de la défense nationale (ex : centres de décisions stratégiques, hôpitaux, …..etc.).
- ✓ **Groupe 1B : ouvrages de grande importance**
  Ouvrages abritant fréquemment de grands rassemblements de personnes (comme les grandes mosquées, les universités et les grandes hôtels….) et ouvrages publics d'intérêt national (tels que les bibliothèques, les châteaux d'eaux…..).
- ✓ **Groupe 2 : ouvrage courants ou d'importance moyenne**
  Ouvrages non classés dans les autres groupes (tels que les bâtiments d'habitation collective ou de bureau dont la hauteur ne dépasse pas 48m, les parkings, …..).
- ✓ **Groupe 3 : ouvrages de faible importance**
  Tels que les constructions provisoires, …

4.5.3. Classification des sites

Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent **RPA99/V2003** [5].

- ✓ **Catégorie S1 :** Site rocheux
  Roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement Vs≥800 m/s.
- ✓ **Catégorie S2 :** Site ferme
  Dépôts de sables et de graviers très denses et/ou d'argile surconsolidée sur 10 à 20 m d'épaisseur avec Vs≥400 m/s à partir de 10 m de profondeur.
- ✓ **Catégorie S3 :** site meuble
  Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec Vs≥200 m/s à partir de 10m de profondeur.
- ✓ **Catégorie S4** : site très meuble
  Dépôts des sables très lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle avec Vs<200 m/s dans les 20 premiers mètres Dépôt d'argile molle à moyennement raide avec Vs<200 m/s dans les 20 premiers mètres [5].

4.6. Choix de la méthode de calcul

Les méthodes de calcul sont réglementées, le **RPA99/V2003** [5] prescrit les trois méthodes ci-dessous:

- ✓ La méthode statique équivalente ;
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale ;
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

4.6.1. Méthode statique équivalente

4.6.1.1. Conditions d'application

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes:

a) Aux bâtiments réguliers en plan et en élévation dont la hauteur ne dépasse pas 65m en zone I et IIa, et 30m en zone IIb et III.
b) Aux bâtiments irréguliers respectant les conditions de hauteur citée ci-dessus ainsi qu'aux conditions suivantes [5] :

Zone I : - tous groupes d'usages.

Zone IIa : - groupe d'usage 3.
- groupe d'usage 2 si H ≤ 7 niveaux ou 23 m.
- groupe d'usage 1B si H ≤ 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1A si H ≤ 3 niveaux ou 10 m.

Zone IIb et III :
- groupe d'usage 3 et 2 si H ≤ 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1B si H ≤ 3 niveaux ou 10 m.
- groupe d'usage 1A si H ≤ 2 niveaux ou 8 m.

4.6.1.2. Principe de la méthode statique équivalente

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique [5].

4.6.1.3. Modélisation

- ✓ Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau.
- ✓ Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

4.6.1.4. Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule (art4.2.3 du RPA99/V2003 [5]) :

$$V = \frac{A.D.Q}{R}W \tag{4.1}$$

A : **Coefficient d'accélération de zone**, donné par le **tableau 4.1** du (**RPA99/V2003 [5] Art : 4.2.3**) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

D : **Facteur d'amplification dynamique moyen,** dépend de la catégorie du site, du facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \succ 3.0s \end{cases} \tag{4.2}$$

T : Période fondamentale de la structure, peut être estimée à partir de la formule empirique du **RPA99/V 2003 [5] Art : 2.4.2**)

- La formule empirique à utiliser pour le cas des portiques sans remplissage en maçonnerie est la suivante :

$$T = C_T h_N^{2/3} \quad (4.3)$$

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau (4.6) du (RPA 99/V2003 [5] Art : 4.2.4).

- Pour le cas des portiques avec maçonnerie ou le cas des voiles, on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0.9h_N / \sqrt{D} \quad (4.4)$$

D : Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.
Note : dans chaque direction considérée, on prend la plus petite valeur donnée respectivement par (4.3) et (4.4)

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7) du (RPA 99/V2003 [5] Art : 4.3.3).
η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7 \quad (4.5)$$

$\xi(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau (4.2) du RPA 99/V2003 [5].

Note : Quant $\xi = 5\%$, on a $\eta = 1$

Q : Facteur de qualité, il est en fonction de :

- ✓ La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent ;
- ✓ La régularité en plan et en élévation ;
- ✓ La qualité de contrôle de la construction.

Cette valeur est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q \quad (4.6)$$

$\boldsymbol{P_q}$: est la pénalité à retenir selon le critère de qualité ''q'' est satisfait ou non. Sa valeur est donnée par le **tableau (4.4)** du (**RPA99/V2003 [5] Art : 4.2.3**).

R : Coefficient de comportement de la structure, sa valeur dépend de système de contreventement et donnée par le **tableau (4.3)** du (**RPA99/V2003 [5] Art : 4.2.3**).

W : Poids totale de la structure, est donnée par la formule suivante :

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \quad (4.7)$$

Avec ; $W_i = W_{Gi} + \beta . W_{Qi}$

W_{Gi} : poids du aux charges permanganates ;
W_{Qi} : charges d'exploitation ;
β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le **tableau (4.5)** du (**RPA 99/V2003 [5] Art : 4.2.3**)

4.6.1.5. Distribution des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_i + \sum F_i \tag{4.8}$$

$\boldsymbol{F_t}$: Est une force concentrée au sommet de la structure, elle permet de tenir en compte de l'influence des modes supérieurs de vibration.
Avec ;

$$F_t = 0.07TV \le 0.25V \qquad Pour \quad T \ge 0.7\,\text{sec}$$

$$F_t = 0 \qquad Pour \quad T \le 0.7\,\text{sec}$$

La partie restante de V soit (V - F_t) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule donnée par (**RPA 99/V2003 [5] Art : 4.2.5**) :

$$F_i = \frac{(V - F_t)Wh_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \tag{4.9}$$

$\boldsymbol{F_i}$: Effort horizontal revenant au niveau i ;
$\boldsymbol{h_i}$: Niveau du plancher où s'exerce la force ;
$\boldsymbol{h_j}$: Niveau du plancher quelconque ;
W_i, W_j : Poids revenant aux planchers i et j.

4.9.1.6. Distribution horizontale des forces sismiques

L'effort tranchant au niveau de l'étage K est donné selon le (**RPA 99/V2003 [5] Art : 4.2.6**) :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^{n} F_i \tag{4.10}$$

Note : dans le cas de structures comportant des planchers rigides dans leur plan, est distribué aux éléments verticaux de contreventement proportionnellement à leurs rigidités relatives.

4.6.2. Méthode dynamique modale spectrale

4.6.2.1. Domaine d'application

Il s'agit de la méthode la plus utilisée pour le calcul des structures du fait de sa simplicité, elle est bien adapté aux moyens de calcul des ingénieurs. Elle peut être utilisée dans tous les cas et en particulier lorsque la « méthode statique équivalente » n'est pas applicable (**RPA 99/version 2003 [5]** A**rt.4.1.2**).

4.6.2.2. Principe

A travers cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentés par un spectre de réponse de calcul. Ces effets seront par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

4.6.2.3. Modélisation

Pour le calcul sismique selon la méthode spectrale le RPA99/V2003 propose 3 modélisations :

- ✓ Bâtiments **réguliers** comportant des planchers rigides : le modèle de calcul dans chaque direction est « la console à masses concentrées au niveau des centres de gravités des planchers» avec un seul DDL en translation horizontale dans chaque direction.
- ✓ Bâtiments **irréguliers** comportant des planchers rigides et exposés à la torsion : modèle de calcul tridimensionnel avec masses concentrées au centre de gravité des planchers avec 3DDL (2 translations + 1 rotation)
- ✓ Bâtiments réguliers ou non comportant des planchers flexibles : modèle tridimensionnel avec plusieurs (DDL) par plancher.

4.6.2.4. Spectres de réponse

Le spectre de calcul du RPA est un spectre d'accélération (Sa/g), il est défini par 4 fonction relatives à 4 intervalles (Art 4.3.3, formule 4.13 du RPA99/V2003 [5]) :

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1.25A\left(1+\dfrac{T}{T_1}\left(2.5\eta\dfrac{Q}{R}-1\right)\right) & 0\le T\le T_1\\ 2.5\eta(1.25A)\left(\dfrac{Q}{R}\right) & T_1\le T\le T_2\\ 2.5\eta(1.25A)\left(\dfrac{Q}{R}\right)\left(\dfrac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2\le T\le 3.0\,\text{sec}\\ 2.5\eta(1.25A)\left(\dfrac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\dfrac{3}{T}\right)^{5/3}\left(\dfrac{Q}{R}\right) & T\succ 3.0\,\text{sec}\end{cases} \qquad (4.\ 11)$$

Avec ;

T : Période de vibration du mode considéré.

$\mathbf{T_1}$ et $\mathbf{T_2}$: Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

η : Facteur de correction d'amortissement.

A : Coefficient d'accélération de zone.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement de la structure.

4.6.2.5. Modélisation

La modélisation numérique de la structure est faite en éléments finis à l'aide du logiciel ETABS, qui permet à la fois l'analyse statique et l'analyse dynamique (analyse des vibrations libres, analyse modale spectrale...etc.).

Les poteaux et les poutres sont modélisés en utilisant des éléments finis linéaires de type « frame » disponibles dans la bibliothèque du logiciel (Column pour les poteaux et Beam pour les poutres). Des éléments finis surfaciques de type « Shell » sont utilisés pour la modélisation des voiles (voiles de contreventement et voiles périphériques), de type « Membrane » pour des planchers à corps creux et le reste des éléments sont introduit comme un chargement.

Les planchers utilisés sont nervurés et considérés infiniment rigides dans leur plan (diaphragmes horizontaux rigides) par application de contraintes cinématiques en utilisant l'option « diaphragme » disponible dans le logiciel. Cette considération permet de réduire sensiblement le nombre de degrés de liberté dynamiques.

Le chargement vertical est effectué à l'aide des charges gravitaires (G et Q) sous forme de charges surfaciques (Static Load Cases), et le chargement sismique est obtenu par l'application de deux spectres de réponse dans les deux directions (X et Y) pour avoir respectivement (V_{xdyn} et V_{ydyn}).

4.6.2.6. Vérification de la période

D'prés le **RPA 99/V2003 [5] Art : 4.2.3** Les valeurs de T, calculées à partir de la méthode numérique (résultats de l'ETABS) ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%.

$$T_{ETABS(x,y)} \leq 1.3T_{RPA(x,y)} \quad (4.\ 12)$$

4.6.2.7. Vérification des modes propres (RPA 99/V2003 [5] Art : 4.3.4)

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- ✓ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale a au moins à **90%** de la masse totale de la structure.

4.6.2.8. Verification de la résultante des forces sismique (RPA 99/V2003 [5] Art : 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminer par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- ❖ Si $V_t \prec 0.8.V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (force, déplacement, moments,…) dans le rapport $0.8.V / V_t$.

4.6.2.9. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le **RPA 99/V2003 [5] Art : 7.1.3.3** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c.f_{cj}} \quad (4.\ 13)$$

Avec ;

N_d : Désigne l'effort normal de compression de calcul sous combinaison accidentelles sismiques) ;

B_c : l'aire (section brute) de cette dernière ;

f_{cj} : la résistance caractéristique du béton.

4.6.2.10. Verification vis à vis des déformations

Selon le **RPA 99/V2003 [5] Art : 5.10,** les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Selon le **RPA 99/V2003 [5] Art : 4.43,** Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{K-1} \quad (4.\ 14)$$

$$\delta_k = R\delta_{ek} \quad (4.\ 15)$$

δ_{ek}: déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement ;

4.6.2.11. Verification vis à vis l'effet P-Δ

Selon le **RPA 99/V2003 [5] Art : 5.9,** Les effets du 2ème ordre (**ou effet P-Δ**) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k . \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0{,}10 \qquad (4.\ 16)$$

Tel que :
P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^{n} \left(W_{Gi} + \beta W_{qi} \right) \qquad (4.\ 17)$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k » :

$$V_k = \sum_{i=k}^{n} F_i \qquad (4.\ 18)$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",
h_k: Hauteur de l'étage "k".

- ✓ Si $0{,}1 \leq \theta_k \leq 0{,}2$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.
- ✓ Si $\theta_k > 0{,}2$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

CHAPITRE 5 :

FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTIQUES

5.1. Introduction

Une construction résiste aux charges gravitaires et sismique grâce à ses éléments porteurs principaux, constitués de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Pour cela, ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferraillés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes les différentes sollicitations qui seront utilisé pour le ferraillage et qui sont tirées de l'analyse statique et sismique de la structure réalisée par le logiciel ETABS V 9.

5.2. Poutres

5.2.1. Définition et rôle

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux chargés de reprendre les charges et surcharges pour les transmettre aux poteaux.

5.2.2. Chargement de la poutre

Le chargement ou encore les charges agissant sur les poutres de plancher sont des charges verticales (poids propre, surcharges d'exploitation, ou de neige) et des charges horizontales (séismes).

Ainsi, les plancher recevant les charges (permanentes, d'exploitation), en s'appuyant sur les poutres transmettent à ces dernières par réaction d'appui. Ces même charges, qui seront transmises aux porteurs verticaux (poteaux, voiles) toujours par le même principe d'action réaction.

Sur la figure 5.1 suivante, nous voyons bien comment se fait la distribution des charges dans une structure de bâtiment.

Figure 5.1 : Répartition des charges sur les poutres de plancher [14].

5.2.3. Sollicitations internes

Sous l'action de charges verticale et horizontales, il se développe en toutes sections de la poutre de plancher un ensemble d'efforts internes qui se traduisent à :

- Des moments de flexions (M)
- Des efforts tranchants (V)

La figure 5.2 suivante représente l'allure ou bien les diagrammes de moment de flexion et d'effort tranchant. Il est à signaler que la détermination des diagrammes de (M) et (V) se fait en appliquant soit la théorie de la résistance des matériaux RDM et plus particulièrement les structures hyperstatiques ou bien en utilisant logiciel de calcul ETABS.

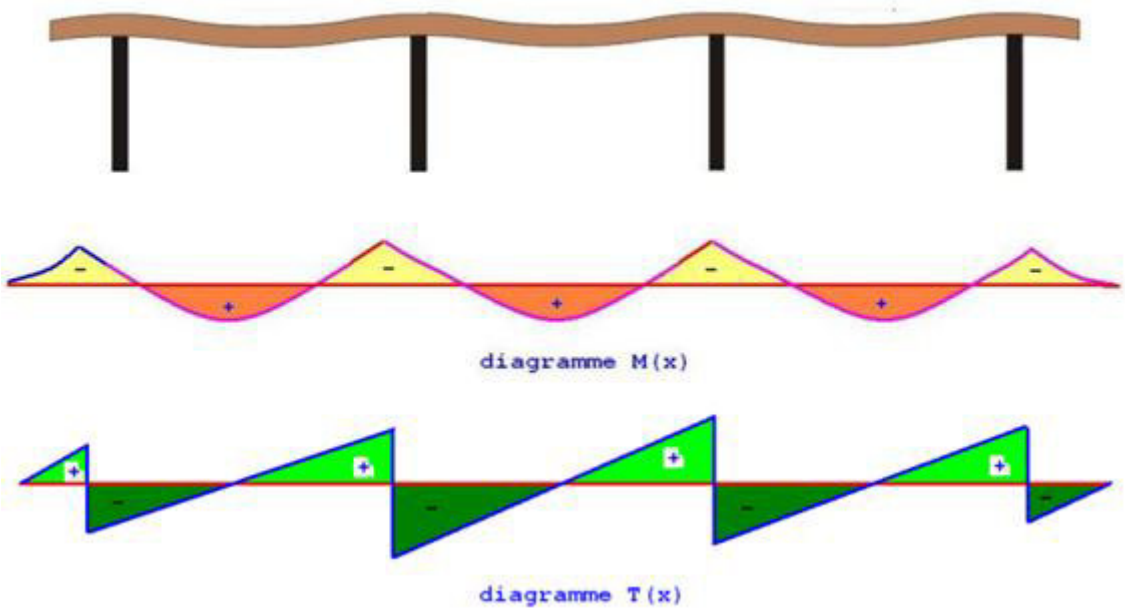


Figure 5.2 : Diagrammes de moment de flexion et d'effort tranchant pour une poutre de plancher [14].

5.2.4. Ferraillage des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet de déterminer les armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après la détermination des sollicitations, on procède au ferraillage en respectant les prescriptions données par le RPA99/version2003 des efforts données par le logiciel de calcul ETABS, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots ELU \\ G + Q \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots ELS \\ G + Q \pm E \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Accidentel\ les \\ 0.8G \pm E \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Accidentel\ les \end{cases}$$

Le ferraillage se fera à l'ELU (voir l'organigramme de ferraillage des sections à la flexion simple) et les contraintes seront vérifiées à l'ELS vis-à-vis de la durabilité.

5.2.5. Recommandations du RPA99/V2003

5.2.5.1. Armatures longitudinales

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%.b.h** (en toute section) ;
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - **4%** de la section de béton (en zone courante) ;
  - **6%** de la section de béton (en zone de recouvrement) ;
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de :
  - 40Φ (en zone I et IIa) ;
  - 50Φ (en zone IIb et III) ;
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être respecté des crochets à **90°** (voir fig. 7.5 RPA 99/2003) ;
- ✓ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de **2U** superposés formant un carré ou un rectangle, on doit avoir un espacement maximum de **10cm** entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

5.2.5.2. Armatures transversales

D'après le CBA93 [7], le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35};\frac{b}{10};\phi_L\right\}. \qquad \text{Eq (5.1)}$$

D'après le RPA 99/V2003 (Art 7.5.2.2), la quantité d'armatures transversales minimales $\boldsymbol{A}$ est donnée par : $\boldsymbol{0.3\%.s.b}$.

Avec, $\boldsymbol{s}$ est l'espacement maximum entre les armatures transversales est donné par :

L'espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$s \leq \min\left(\frac{h}{4};12\phi_l\right) \rightarrow$ En zone nodale et en travée si les aciers comprimés sont nécessaires

Avec : $\boldsymbol{h}$: La hauteur de la poutre.

$s \leq \frac{h}{2} \rightarrow$ En dehors de la zone nodale

La valeur du diamètre Φ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés ;

- La zone nodale est définie par *l*' et *h*' (figure 5.3) :

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\right) \end{cases}$$

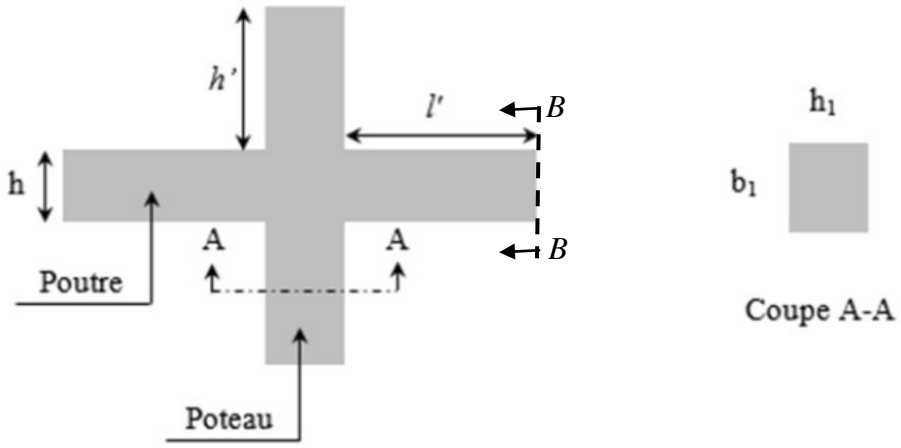


Figure 5.3 : Zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

5.2.6. Disposition

Le ferraillage des poutres prend la configuration suivante (figure 5.4) :

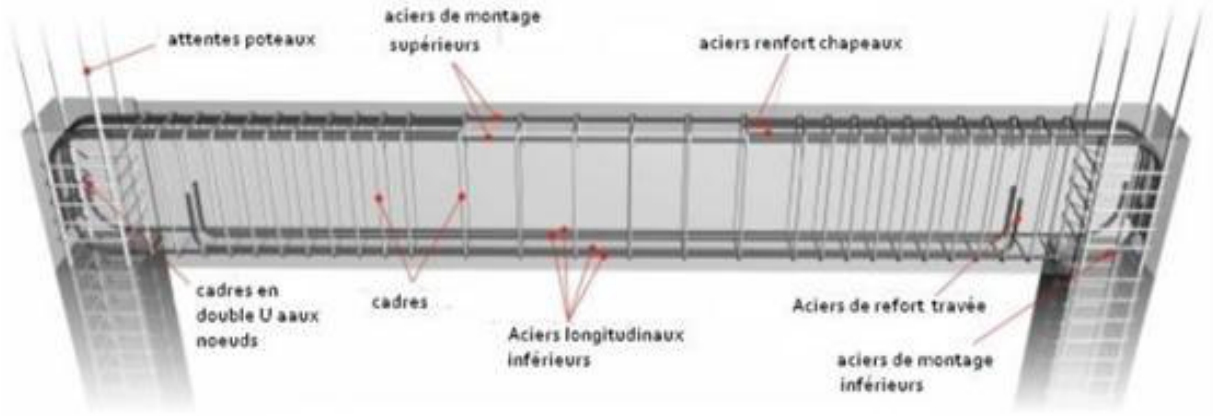


Figure 5.4 : Disposition du ferraillage dans une poutre en béton armé [14].

Ainsi pour des raisons pratiques de mise en œuvre, il y a lieu de remarquer ce qui suit :

Les aciers constituant le ferraillage d'une poutre se compose de :

- Des armatures de renfort en travée pour reprendre les effets de la flexion importante en travée qui donne des effets de traction sur les fibres inférieur de la poutre.
- Des armatures de renfort en appui « les chapeaux » pour reprendre le moment négatif qui donne des zones de traction sur les fibres supérieur de la poutre.
- Les armatures transversales (cadres, étriers, épingles) qui reprennent l'effet de l'effort tranchant. Remarquer que le nombre des cadres aux appuis est plus important qu'en travée. Ceci en raison de l'importance de l'effort tranchant à chaque fois que l'on rapproche des appuis.

5.3. Poteaux

5.2.1. Définitions et rôle

C'est un élément porteur vertical destiné de reprendre les charges et surcharges issue des différents niveaux pour les transmettre aux fondations.

Aussi, le rôle des poteaux, ne se limite pas à assurer la reprise des charges verticales, mais contribue largement lorsqu'il associé à des poutres pour former des cadres ou portiques à reprendre les actions horizontales dues au vent mais surtout dues aux séismes.

5.3.2. Sollicitations internes

Bien que les poteaux supportent les charges verticales essentiellement des efforts de compressions (N), ils ont aussi sollicités par de moments de flexion (M) et des efforts tranchant (V) résultent de la charge horizontale (séisme).

5.3.3. Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, ils sont soumis à des efforts normaux, et des couples de moments fléchissant dans les deux directions longitudinale et transversale, ils sont donc calculés en flexion bi-axiale composée, les efforts normaux (N) et les moments fléchissant (Mx, My) sont donnés par les combinaisons les plus défavorables introduites dans le logiciel ETABS comme suite :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots ELU \\ G + Q \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots ELS \\ G + Q \pm E \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Accidentel\ les \\ 0.8G \pm E \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Accidentel\ les \end{cases}$$

Le ferraillage des poteaux doit être mené conformément aux exigences du CBA93 [7] (voir l'organigramme du ferraillage des sections de béton en flexion composée) et aussi aux prescriptions du RPA 99/V 2003 [5] données ci-après :

5.3.4. Recommandations du règlement parasismique algérien RPA99/V2003

a) Les armatures longitudinales

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets ;
- ✓ Leur pourcentage **minimal** sera :
  - **0.8%** de la section de béton (en zone IIa) ;
  - **0.9%** de la section de béton (en zone IIb et III) ;
- ✓ Leur pourcentage **maximal** sera de :
  - **4%** de la section de béton (en zone courante) ;
  - **6%** de la section de béton (en zone de recouvrement) ;
- ✓ Le diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales est de 12 mm ;
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de
  - **40Φ** (en zone I et IIa) ;
  - **50Φ** (en zone IIb et III) ;
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser:
  - **25cm** (en zone I et IIa) ;
  - **20cm** (en zone IIb et III) ;
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si à possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

b) Les armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées selon le **RPA99/V2003 (Art : 7.4.2.2)** [5] à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \qquad \text{Eq (5.2)}$$

Tel que :

V_u : est l'effort tranchant de calcul ;

h_1 : Hauteur total de la section brute ;

f_e : Contrainte élastique de l'acier d'armature transversales ;

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égale à :

$$\begin{cases} 2{,}5 & si \quad \lambda_g \geq 5 \quad (\lambda_g : l'élancement.géométrique) \\ 3{,}75 & si \quad \lambda_g \prec 5 \end{cases} \qquad \text{Eq (5.3)}$$

L'élancement géométrique du poteau est donné par :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} ou \frac{l_f}{b} \right) \qquad \text{Eq (5.3)}$$

Avec, **a** et **b** sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction considérée.

t : est l'espacement des armatures transversales; la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- **Dans la Zone nodale :**

  $t \leq \min(10\phi_l, 15cm)$ en zone I et IIa ;

  $t \leq 10cm$ en zone IIb et III;

- **Dans la zone courante :**

  $t' \leq 15\phi_l$ en zone I et IIa

  $t' \leq \min\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi_l\right)$ en zone IIb et III

Où ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

❖ La quantité **d'armature transversale minimale $A_t/t.b_1$** en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} si & \lambda_g \geq 5 & 0{,}3\% \\ si & \lambda_g \leq 3 & 0{,}8\% \\ si & 3 \prec \lambda_g \prec 5 & Interpoler\ entre\ les\ valeurs\ limites\ précédentes \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135°ayant une longueur droite de 10 $\emptyset_l$ minimum.

5.3.5. Vérification de l'effort normal de compression

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99/V2003 (Art 7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0{,}30 \qquad \text{Eq (5.3)}$$

Tel que :

N_d : Désigne l'effort normal de compression de calcul sous combinaison accidentelles (sismiques) ;
B_c : l'aire (section brute) de cette dernière ;
f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à l'âge de 28 jours.

Les sollicitations prises pour le calcul du ferraillage des différents cas de chargement possible sont résumées comme suit :

$$\begin{cases} M_{33max} __ N_{cor} \\ M_{33min} __ N_{cor} \end{cases} ; \begin{cases} M_{22max} __ N_{cor} \\ M_{22min} __ N_{cor} \end{cases} ; \begin{cases} N_{max} __ M_{33cor} \\ N_{max} __ M_{22cor} \end{cases}$$

5.3.6. Disposition

Comme nous venons de le voir, il faut remarquer que les poteaux en béton armé comportent deux types de ferraillage :

- Le ferraillage longitudinales, barre verticales disposées le long de l'axe du poteau ;
- Des armatures transversales (cadres) régulièrement espacées tout le long du poteau.

Sur la figure 5.5 est représenté le ferraillage type d'un poteau carré en béton armé.

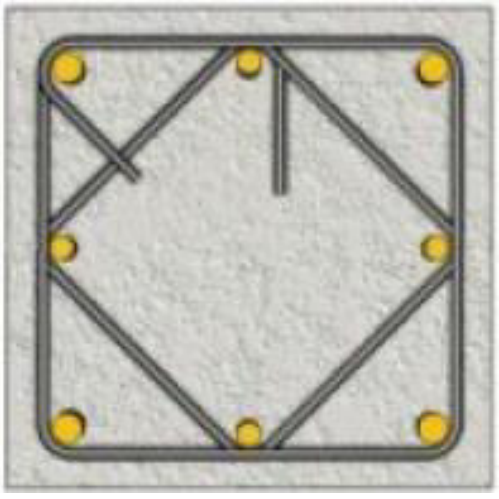


Figure 5.5 : Disposition des armatures dans un poteau en béton armé.

5.4. Application

Soit bâtiment à usage d'habitation (vue en plan représentée sur la figure 5.6), implantée dans une zone III, composée d'un rez de Chaussée (RDC) et un (4) étage de hauteur identique (h_e = 3.06). La construction est contreventée par un système mixte (voiles-portiques). Les planchers sont composés de poutrelles + corps creux.

Avec ;

- $G_T = 6{,}53 KN/m^2$ $G_{EC} = 5{,}47 KN/m^2$
- $Q_T = 1 KN/m^2$ $Q_{EC} = 1 KN/m^2$
- Poteaux carrés de section constante (35x35) cm²
- Poutres porteuses de section 30x40 cm²
- Poutres non porteuses de section 30x40 cm²
- Voile de contreventement d'épaisseur 15cm

Caractéristiques des matériaux :

- Béton : f_{c28} = 22MPa ; f_{bc} = 16,26MPa ; $\gamma_b = 1{,}15$ (situation accidentelle)
- Acier : FeE400, fe400MPa ; $\gamma_s = 1$(situation accidentelle)

Etude dynamique :

- Spectre de réponse RPA99/V2003 correspondant à la zone III, sole meuble S3
- Coefficient de comportement R = 4

Logiciel d'analyse :

- ETABS V9

Résultat d'analyse :

- Poutre porteuse de l'axe 2
  Moment en appuis : $G + Q + E \rightarrow M_{au} = -57{,}70 KN.m$
  Moment en travée : $1.35G + 1.5Q \rightarrow M_{au} = 42{,}50 KN.m$
  Effort tranchant : $1.35G + 1.5Q \rightarrow V_u = 92{,}13 KN$
- Poteau plus défavorable P5
  Sens X : M_{22max} = 42,21 KN.m ; N_{cor} = -115,09 KN ; 0,8G-Ey
- Sens Y : M_{33max} = 29,97 KN.m ; N_{cor} = -544,53 KN ; 0,8G-Ey

Questions :

On demande de :

1. Calculer le ferraillage de la poutre porteuse de l'axe 2 ?
2. Calculer le ferraillage du poteau (RDC) P2B ?

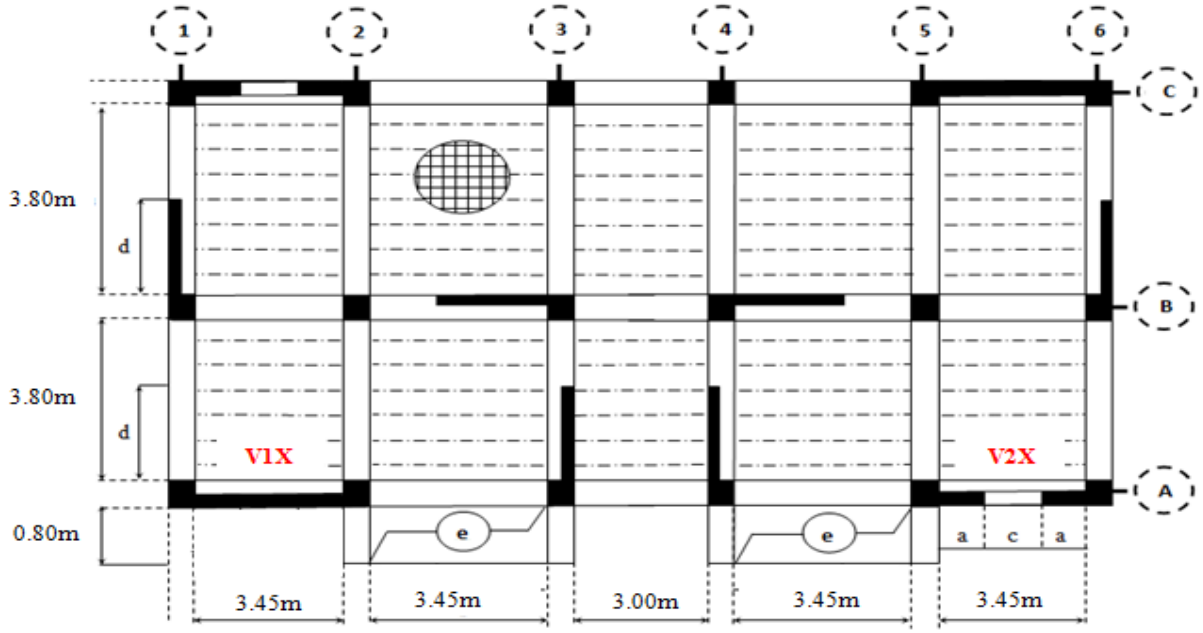


Figure 5.6 : Vue en plan du bâtiment.

5.5. Solution

1. Calculer le ferraillage de la poutre porteuse de l'axe 2

❖ **Etat limite ultime**

a) Armatures longitudinales

- Sur appui : …… …… …. **(G+Q+Ey)**

M_a= -57,70 KN.m ; σ_b=16.26 Mpa; σ_s=400Mpa

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b . b . d^2} = \frac{57.7 \times 10^3}{16.26 \times 30 \times (36)^2} = 0{,}091 < \mu_l = 0{,}392 \longrightarrow A_s^{'} = 0$$

$$\mu = 0{,}091 < \mu = 0{,}186 \longrightarrow A_s = \frac{1{,}07 . Ma}{d . \sigma_s} \qquad A_s = \frac{1{,}07 \times 57{,}7}{400 \times 0{,}36} \times 10 = 4.28 cm$$

$A_s = 4.28 cm^2$

$A_{min} = 1{,}2 cm^2 < A_s = 4{,}28\ cm^2$; On prend: …….. $A_s = 3T12 + 2T12 = 5{,}65 cm^2$

- En travée : **…**…… **(1,35G+1,5Q)**

M_t= 42,50 KN.m ; σ_b=12.47 Mpa ; σ_s=348Mpa

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b . b . d^2} = \frac{42{,}50 \times 10^3}{12{,}47 \times 30 \times (36)^2} = 0{,}087 < \mu_l = 0{,}392 \longrightarrow A_s^{'} = 0$$

$$\mu = 0{,}087 < \mu = 0{,}1 \longrightarrow A_s = \frac{1{,}07 . Mt}{d . \sigma_s} \Rightarrow \quad A_s = \frac{1{,}07 \times 42{,}50}{348 \times 0{,}36} \times 10 = 3{,}63 cm^2$$

$A_s = 3{,}63 cm^2$

$A_{min} = 1{,}2 cm^2 < A_s = 3{,}63\ cm^2$; On prend : …… $A_s = 3T12 + 2T12 = 5{,}65 cm^2$

- Vérification des Conditions exigées par RPA99/V2003:

A_{min} =0,5% x30x40 = 6 cm^2

A_{max} = 4% x30x40 = 48 cm^2 $\Rightarrow$ en zone courante

A_{max} = 6% x30x40 = 72 cm^2 $\Rightarrow$ en zone de recouvrement

- Vérification sur appuis :

A_{min} =6cm^2 < A_s+A'_s = (5,65+3,39) =9,04 cm^2 < A_{max} = 72 cm^2 …….. (C.V)

- Vérification en travée :

A_{min} =6cm^2 < A_s+A'_s = (5,65+3,39) =9,04 cm^2 < A_{max} = 72 cm^2 …….. (C.V)

b) Armatures transversales

$V_u = 92{,}13KN$

$\tau_U = \frac{V_U}{b.d} = \frac{92{,}13\times10}{30\times36} = 0{,}85Mpa < \overline{\tau_U} = 2{,}66Mpa$ …… (C.V)

$\phi_t \le \min(11{,}42;30;12)mm.$

On prend : …….. ϕ_t=8mm

$\phi_t = 8mm \rightarrow A_t = m_t \times a_t = m_t \times \frac{\pi \times d^2}{4} = 4 \times \frac{3{,}14\times0{,}08^2}{4} = 2{,}01cm^2 .....A_t = 4\phi8 = 2{,}01cm^2$

- Espacement exigé par RPA 99

(Zone nodale). $S_t \le \min(10;12\phi) = \le \min(10;12\times1{,}2) = 10cm.$

On prend . …….. **S_t= 10cm**

(Zone courante) $S_t \le \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20cm$

On prend ; …… **S_t= 15cm**

***- Quantité d'armatures transversale* :**

$A_{t\min} = 0{,}003\times S_t \times b = 0{,}003\times15\times30 = 1{,}35cm^2$

$A_{t\min} = 1{,}35cm^2 < A_t = 2{,}01cm^2 .....CV$

- Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis:

Au niveau de l'appui de rive on doit vérifier que :

$V_u \le 0{,}4.a.\frac{b_0 \times f_{c28}}{\gamma_b}$

a = min (a' ; 0,9d)

a' = b - 2 × C = 30 - 2 × 4 = 22 cm

a = min (22 ; 32,4) = 22cm

$V_u = 92{,}13KN < 0{,}4\times22\times\frac{30\times22}{1{,}5}\times10^{-1} = 387{,}2KN .....C.V$

Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales

$A_s \ge \frac{V_u + H_u}{f_e / \gamma_s}$

$H_u = \frac{M}{0{,}9.d}; \quad V_u + \frac{M_u}{0{,}9.d} = 92{,}13 - \frac{57{,}7\times10^2}{0{,}9\times36} = -85{,}95 < 0$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à aucun effort de traction donc aucune vérification à faire.

- Schéma de ferraillage

Le ferraillage adopté pour la poutre porteuse de l'axe 2 est présenté dans la figure 5.7 :

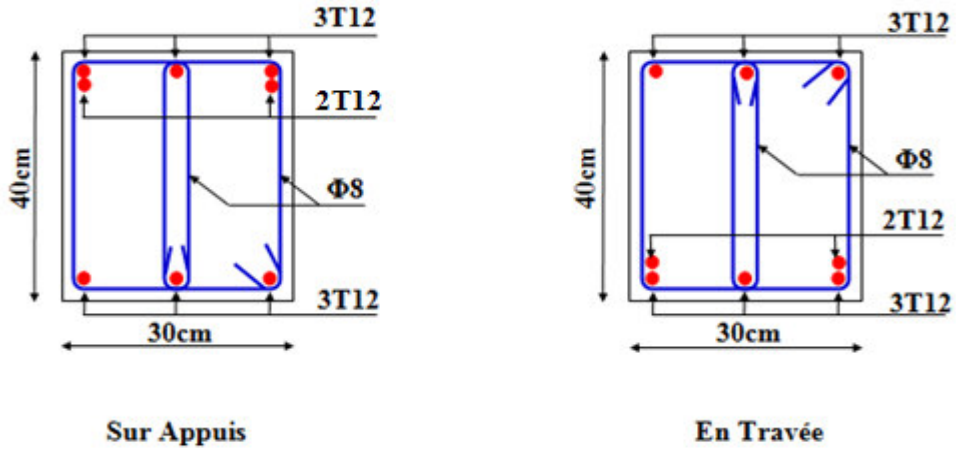


Figure 5.7 : Ferraillage de la poutre porteuse de l'axe 2.

2. Calculer le ferraillage poteau (RDC) plus défavorable P2B

a) Armatures longitudinales

- Sens de X :

- Situation accidentelle: $\gamma_b = 1{,}15$ et $\gamma_s = 1$
- $\begin{cases} \sigma_b = 16{,}26MPa \\ \sigma_s = 400MPa \end{cases}$

- Calcul de l'excentricité:

$e = e_1 + e_2 + e_a$

Nous avons :

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{42{,}21}{115{,}09} = 0{,}3667m \Rightarrow e_1 = 36{,}67cm$$

$$e_2 = \frac{3l_f{}^2}{10000.h}(2 + \alpha\phi)$$

$$l_f = 0{,}7l_0 = 0{,}7 \times (306) = 214{,}2cm$$

$$\alpha = 0{,}5 \qquad M_i = 0$$

ϕ : Le rapport de la déformation final due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considère ; ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$e_2 = \frac{3(214{,}2)^2}{10^4.(35)}(2 + 0{,}5 \times 2) = 1{,}18cm \Rightarrow \quad e_2 = 1{,}18cm$$

$$e_a = \max(2cm; \frac{l}{250}) = \max(2cm; \frac{306}{250} = 1{,}22) = 2cm$$

Donc : $e = 36{,}67 + 1{,}18 + 2 = 39{,}85cm$

- Calcul du coefficient de remplissage :

$$\psi_1 = \frac{N}{N_{b\max}} = \frac{N}{b.h.\sigma_b} = \frac{115,09\times10}{35\times35\times16,26} = 0,044$$

On compare ce coefficient à 0,81 :

$\psi_1 = 0,044 < 0,81$, donc On détermine l'excentricité critique relative ξ :

$$\psi_1 = 0,044 \le \frac{2}{3} \Rightarrow \xi = \frac{1+\sqrt{9-12\psi_1}}{4(3+\sqrt{9-12\psi_1})} = \frac{1+\sqrt{9-12\times0,044}}{4(3+\sqrt{9-12\times0,044})} = 0,165$$

On calcul e_{NC} :

$$e_{NC} = \xi.h = 0,165\times35 = 6,6cm$$

On compare e_{NC} et e :

e = 39,85cm > e_{NC} =6,6cm : ***la section est partiellement comprimée***.

Remarque :

Tout problème en flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée, se ramène à un calcul de flexion simple avec un moment fictif.

$$A_s = A_{s\ fictif} - \frac{N}{\sigma_{su}}$$

Avec:

A_s : Section d'armature tendue en flexion composée ;

A_s fictif : Section d'armature comprimée en flexion composée :

$$M_1 = M + N\left[d - \frac{h}{2}\right] = N_u\left[e + d - \frac{h}{2}\right]$$

$$M_1 = 42,21 + 115,09\left[0,32 - \frac{0,35}{2}\right] = 61,77KN.m$$

$$M_1 = 61,77KN.m$$

M_1: moment par rapport aux armatures tendues

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b.b_0.d^2} = \frac{61,77\times10^3}{16,26\times35\times32^2} = 0,1 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,1 < 0,186 \rightarrow A_s = \beta_u.b_0.d.\frac{\sigma_b}{\sigma_s}$$

$$\beta_u = 1-\sqrt{1-2\mu} = 1-\sqrt{1-2\times0,1} = 0,1$$

$$A_{s.fictif} = 0,1\times35\times32\times\frac{16,26}{400} = 4,55cm^2$$

$$A_s = A_{s\ fictif} - \frac{N}{\sigma_{su}} = 4,55 - \frac{115,09.10}{400} = 1,67cm^2$$

- Vérification:

$$\text{Amin} = \max\left\{\frac{b.h}{1000}; 0,23b.d.\frac{f_{t28}}{f_e}\right\} \longrightarrow A_{\min} = \max\{1,6\ ;\ 1,63\}$$

$$A_s = 1,67cm^2 \ge A_{\min} = 1,63cm^2$$

- Sens de Y :

- Calcul de l'excentricité:

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

Nous avons :

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{29,97}{544,53} = 0,055m \Rightarrow e_1 = 5,5cm$$

$$e_2 = \frac{3l_f^{\ 2}}{10000.h}(2 + \alpha\phi)$$

$$l_f = 0,7l_0 = 0,7 \times (306) = 214,2cm$$

$\alpha = 0,5$ $M_i = 0$

ϕ : Le rapport de la déformation final due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considère ; ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$e_2 = \frac{3(214,2)^2}{10^4.(35)}(2 + 0,5 \times 2) = 1,18m$$

$$e_2 = 1,18cm$$

$$e_a = \max(2cm; \frac{l}{250}) = \max(2cm; \frac{306}{250} = 1,22) = 2cm$$

Donc : $e = 5,5 + 1,18 + 2 = 8,68cm$

- Calcul du coefficient de remplissage

$$\psi_1 = \frac{N}{N_{b\max}} = \frac{N}{b.h.\sigma_b} = \frac{544,53 \times 10}{35 \times 35 \times 16,26} = 0,27$$

- On compare ce coefficient à 0,81 :

$$\psi_1 = 0,27 < 0,81$$

- On détermine l'excentricité critique relative ξ :

$$\psi_1 = 0,27 \le \frac{2}{3} \Rightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,27}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,27})} = 0,16$$

❖ ***On calcul e_{NC} :***

$$e_{NC} = \xi.h = 0,16 \times 35 = 5,6cm$$

- On compare e_{NC} à e :

e = 8,53cm > e_{NC} = 5,6cm : La section est partiellement comprimée.

$$A_s = A_{s\ fictif} - \frac{N}{\sigma_{su}}$$

Avec:

A_s : section d'armature tendue en flexion composée

$A_{s\ fictif}$: section d'armature comprimée en flexion composée.

$$M_1 = M + N\left[d - \frac{h}{2}\right] = N_u\left[e + d - \frac{h}{2}\right]$$

$$M_1 = 29{,}97 + 544{,}53\left[0{,}32 - \frac{0{,}35}{2}\right] = 109 KN.m$$

$$M_1 = 109 KN.m$$

M_1: moment par rapport aux armatures tendues

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b.b.d^2} = 0{,}180 < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0{,}180 < 0{,}186 \rightarrow A_s = \beta_u.b_0.d.\frac{\sigma_b}{\sigma_s}$$

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0{,}2 \Rightarrow A_{s\,.fictif} = 9{,}1 cm^2$$

$$A_s = A_{s\ fictif} - \frac{N}{\sigma_{su}} = 9{,}1 - \frac{544{,}53 \times 10}{400} = -4{,}51 cm^2$$

*D'après (***CBA93** [7]*) cette quantité peut être négative, on prend alors comme section A_s la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non-fragilité :*

$$A_{min} = \max\left\{\frac{b.h}{1000}; 0{,}23b.d.\frac{f_{t28}}{f_e}\right\} = \max\{1{,}6; 1{,}63\} \Rightarrow A_{min} = 1{,}63 cm^2$$

- Choix de ferraillage

N.B : puisque le séisme change la direction, on a ferraillé le poteau symétriquement et sous les efforts maximum (M, N).

Nous avons les sections limites exigées par le RPA 99/V2003 :

A_{min} = **0.9%** x35x35 = 11cm² (pour la zone III)

A_{max} (zone courante) = **4%** x35x35 = 49cm²

A_{max} (zone de recouvrement) = **6%** x35x35 = 73,5cm²

Donc le choix : A_s= (8T16)=16.08cm^2

- Vérification :

$$A_{min} = 11 cm^2 < A = 16.08 cm^2 < \begin{cases} A_{max} = 49 cm^2 .....zone \text{ courante} \\ A_{max} = 73{,}5 cm^2 .....zone \text{ de recouvrement} \end{cases}$$

- Longueur de recouvrement : $50\phi = 50 \times 16mm = 800mm$

b) Armatures transversales

On choisi : ϕ_t=8mm

$$\phi_t = 8mm \rightarrow A_t = m_t \times a_t = m_t \times \frac{\pi \times d^2}{4} = 4 \times \frac{3{,}14 \times 0{,}08^2}{4} = 2{,}01 cm^2 .....A_t = 4\phi 8 = 2{,}01 cm^2$$

❖ ***L'espacement des Armatures transversales selon RPA99***

- **Dans la zone nodale:** $t \leq 10cm$
- **Dans la zone courante :** $t' \leq \min(\frac{35}{2}; \frac{35}{2}; 10 \times 1.6) = 16cm$ en zone III

  On prend : **t = 15 cm**

- Vérification des Armatures transversales RPA99/V2003

$$\frac{A_t}{t}=\frac{\rho.V}{h_t.f_e}$$

$$\lambda_g=\frac{l_f}{a}=\frac{l_f}{b}=\frac{0,7\times(3,06)}{0,35}=6,12\longrightarrow\rho_a=3,75$$

$$A_t=\frac{\rho.V.t}{h_1.f_e}=\frac{3,75\times25.65\times10}{35\times235}=0,102cm^2$$

$A_t=0,102cm^2<2,01cm^2$ ……..……**C.V**

d) Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale

$$\frac{A_t}{t\times b}(\%)=\begin{cases}0,3\%\longrightarrow\lambda_g\geq5\\0,8\%\longrightarrow\lambda_g\leq3\end{cases}$$

Dans notre cas : $\lambda_g=6,12\longrightarrow\frac{A_t}{t\times b}=\frac{2,01}{10\times35}\times100=0,45\%>0.3\%$..... (CV)

- Justification des poteaux sous l'effet de l'effort tranchant

❖ ***Vérification de la contrainte de cisaillement***

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre.

La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limité ultime par :

$$\tau=\frac{V_u}{b.d}=\frac{25.65\times10}{35.32}=\mathbf{0,23\ MPa}$$

La contrainte de cisaillement est ***limitée*** *par une contrainte admissible* τ_u *égale à :*

$\tau_u <$ $(0,15f_{c28}/\gamma_b$, 4MPa)…..pour une fissuration préjudiciable, ou très Préjudiciable

$\Rightarrow$ τ_u **= 2.87MPa**

✓ $\bar{\tau}_{bu}=\rho_d f_{c28}$ …… ***Selon RPA99/v2003***

Avec : $\rho_d = 0.075$ si $\lambda g > 5$

$\rho_d = 0.040$ si $\lambda g < 5$

On a $\lambda = 6,12\longrightarrow\ \rho_d = 0.075\Rightarrow\bar{\tau}_{bu}=0,075\times22=1,65MPa$

Constatation : τ_u =0,23 MPa < min (2.87MPa ; 1.65 MPa)…….. **(CV)**

- Schéma de ferraillage

Le ferraillage adopté le poteau P2B est présenté dans la figure 5.8 :

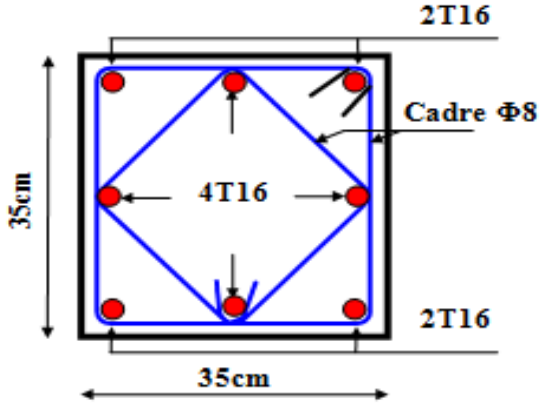


Figure 5.8 : Ferraillage de poteau P2B.

CHAPITRE 6 :

FERRAILLAGE DES VOILES

6.1. Principes de dimensionnement des voiles

Sous l'action sismique, des parties plus au moins importantes de l'extrémité du voile en béton, sollicité en compression, pouvant se trouver dans le domaine inélastique, cette situation peut être à l'origine d'une stabilité latérale (figure 6.1).

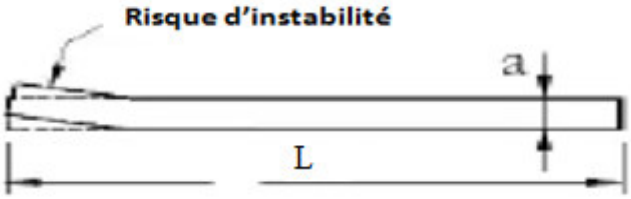


Figure 6.1 : Instabilité latérale des voiles.

Comme tenu de cette éventualité, les règlements parasismiques imposent une épaisseur minimales de l'âme à 15cm, et à partir d'un certain niveau de contraintes, il ya lieu de prévoir aux extrémités des voiles des renforts conçus comme des poteaux (figure 6.2)**.**

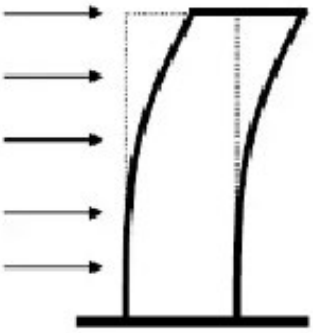


Figure 6.2 : Le comportement du voile est similaire à celui d'une console.

Selon les règlements parasismiques, il convient que les armatures verticales nécessaires pour la vérification de la résistance à l'ELU, en flexion composée soient concentrées dans les éléments de rives, aux 02 extrémités de la section transversale du voile ou trumeau.

Dans ce que suit nous présentant la méthode pour le calcul des voiles en béton armé : la **méthode des contraintes** [15].

6.2. Calcul des voiles par la méthode des contraintes

C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes. Elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire.

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastrée à sa base, (figure 6.3).

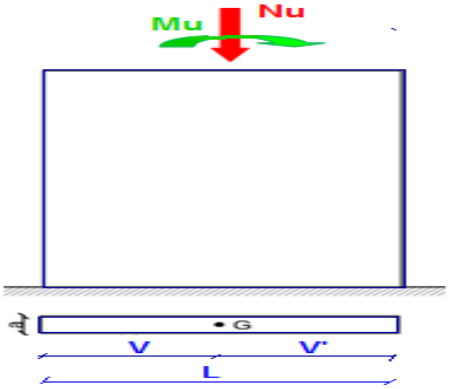


Figure 6.3 : Voile pleine.

On définit un voile par ces coordonnées v et v' du centre de gravité G, sa section (aire) (s), son moment d'inertie (I) par rapport à son centre de gravité G (Figure 6.3).
Le voile est soumis à un effort normale ultime N_u et un moment fléchissent M_u.

On définit le noyau central par les distances : $c = \frac{I}{s.v'}$ et $c' = \frac{I}{s.v}$

Dans le cas d'un voile rectangulaire de langueur L et d'épaisseur a on a:

$$s = a.l \qquad I = \frac{a.L^3}{12} \qquad v = v' = \frac{L}{2} \qquad c = c' = \frac{L}{6}$$

6.3. Vérification de la stabilité et de la résistance d'un voile

6.3.1. Effort de compression à l'ELU

L'effort limite ultime $N_{u,lim}$ est donnée par les formules suivantes :

- Cas d'un mur non armé : $A = 0$

$$N_{u,\lim} = \alpha.\frac{B_r.f_{c28}}{0;9.\gamma_b} \quad \text{..... (6.1)}$$

Avec, $B_r = l_w[a - 2(cm)]$, $\alpha = \frac{0,65}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{30}\right)^2}$ et $\lambda = \frac{l_f.\sqrt{12}}{a}$

l_w : Longueur du voile ;
a : Epaisseur du voile ;
f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à 28 jours ;
f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

- Cas d'un mur armé : $A \neq 0$

$$N_{u,\lim} = \alpha.\left[\frac{B_r.f_{c28}}{0;9.\gamma_b} + A_s.\frac{f_e}{\gamma_s}\right] \quad \text{..... (6.2)}$$

$$\alpha = \frac{0,65}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{30}\right)^2} \quad si \quad \lambda \leq 50 \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{0,65}{\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2} \quad si \quad 50 \leq \lambda \leq 80$$

Les valeurs de α sont divisées par 1,10 si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.

Si la majorité de charge sont appliqué à un âge inférieur de 28jours, on remplace f_{c28} par f_{cj} et α par $\alpha/1,20$

On déduit la contrainte limite ultime qui vaut :

$$\sigma_{u,\lim} = \sigma_{BNA} = \frac{N_{u,\lim}}{a.l_w} \quad \text{..... (6.3)}$$

6.3.2. Armatures verticales/Armatures horizontales (RPA99/V2003)

L'espacement maximal entre axe et le pourcentage minimales d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, sont déterminés selon par le règlement RPA99/V2003 [5] comme suit (tableau 6.1) :

Tableau 6.1 : Armatures verticales et horizontales selon le RPA99/V2003 [5].

	Armatures verticales	*Armatures horizontales*
Espacement maximal entre axe des armatures	$\leq \min(30cm\,;1{,}5a)$	$\leq \min(30cm;1{,}5a)$
Armatures minimales	$A_{sv} \geq 0{,}2\%\,.\,d\,.\,a$	$A_{sh} \geq \rho_h\,.100\,.\,a$
Pourcentage minimales	$\rho_v = \dfrac{A_{sv}}{a.d} \geq 0{,}2\%$	$\rho_h = \dfrac{A_{sh}}{100a}$ $\rho_h \geq \max\left[\dfrac{2\,\rho_{vmax}}{3}\,;0.15\%\right]$ $\rho_{v,\max}$: % Verticale des armatures verticales de la bande la plus armée

- La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande du voile considérée ;
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du voile ou de l'élément du voile limité par des ouvertures.

6.4. Contraintes aux extrémités

Le calcul des armatures des voiles sera fait par la méthode des contraintes et vérifier selon RPA 99/version2003 sous les effets N_{max} et M_{cor}

- Pour la vérification : $G+Q\pm E$
- Pour le ferraillage : $0{,}8G\pm E$

Les contraintes aux extrémités du voile sont déterminés, selon les hypothèses de la résistance des matériaux comme suit :

Pour l'extrémité gauche :

$$\sigma_g = \frac{N}{S} - \frac{M.v}{I} \quad \text{..... (6.4)}$$

Pour l'extrémité droite :

$$\sigma_d = \frac{N}{S} + \frac{M.v'}{I} \quad \text{..... (6.5)}$$

Avec :

N : effort normal appliqué ;
M : Moment fléchissant appliqué ;
S : Section transversale du voile ;
v : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée ;
I : moment d'inertie.

La section est sollicitée en flexion composée suivant l'excentricité $e = \dfrac{M}{N}$

On trouve que la section soit :

- **Entièrement comprimée** lorsque : $\sigma_g > 0$ et $\sigma_d > 0$.
- **Partiellement tendue** lorsque : $\sigma_g < 0$ et $\sigma_d > 0$.
- **Entièrement tendue** lorsque : $\sigma_g < 0$ et $\sigma_d < 0$.

6.4.1. Cas d'une section entièrement comprimée

Du fait d'un schéma linéaire des contraintes, on pourra considérer qu'une section entièrement comprimée si la résultante N_u reste à l'intérieure du noyau central ($c \prec e \prec c'$), soit une excentricité maximale $\frac{L}{6}$ pour un voile rectangulaire.

Le DTU23.1 art 4.224 permet de découper la zone comprimée en bande de longueur d_i, tel que :

$$d_i \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2L_c}{3}\right) \quad \text{..... (6.6)}$$

l_c : Longueur de compression ;
h_e: étant la hauteur entre nus de planchers du trumeau considéré.

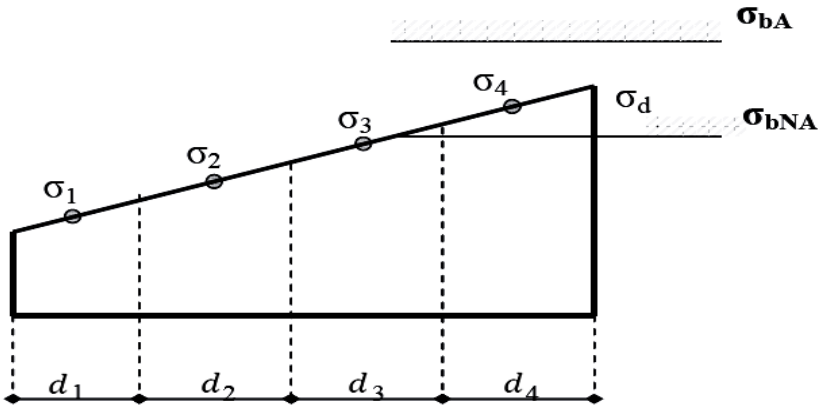


Figure 6.4 : Cas d'un voile de section entièrement comprimée.

- Si la contrainte moyenne (σ_d) d'une bande ne dépasse la contrainte de béton non armé, σ_{bna} on ne disposera pas d'armatures de compression ($\sigma_d < \sigma_{bna}$).
- Si σ_d est supérieure à la contrainte du béton non armé ($\sigma_d \geq \sigma_{bna}$), soit on détermine les armatures verticales de compression, où on augmente les dimensions du voile.

Détermination des armatures verticales dans une section entièrement comprimée

La section d'armatures verticales A_{sv} est déterminée comme étant une section sous compression simple, on utilise la relation donnée précédemment : $\boldsymbol{N_u \leq N_{u,lim}}$

Avec,

$\mathbf{N_u}$: la résultante des efforts de compressions définie dans le diagramme précédent sur une bande $\boldsymbol{d_i}$;

$\boldsymbol{N_{u.\,Lim}}$ *:* la force de compression limite de la section du voile. Elle est exprimée par :

$$N_{u,\lim} = \alpha\left[\frac{B_r.f_{c28}}{0{,}9.\gamma_b} + A_s.\frac{f_e}{\gamma_s}\right] \quad \text{.....(6.7)}$$

D'où, la section d'armatures comprimées nécessaires est donnée par :

$$A_{sv} = \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r.f_{c28}}{0.9.\gamma_b}\right]\frac{\gamma_s}{f_e} \quad \text{.....(6.8)}$$

6.4.2. Cas d'une section partiellement tendue

- Pour le découpage et la vérification des contraintes de la zone comprimée voir le 1er cas.
- Pour la zone tendue, on pourra la divisée en bande de même section d'acier par unité de longueur, celle-ci correspond à la contrainte maximale de traction du béton de la bande (on pourra prendre la contrainte **moyenne** de la bande pour un voile rectangulaire).
- Ainsi les contrainte moyennes de traction valent σ_4 et σ_5 et entrainent une section d'acier :

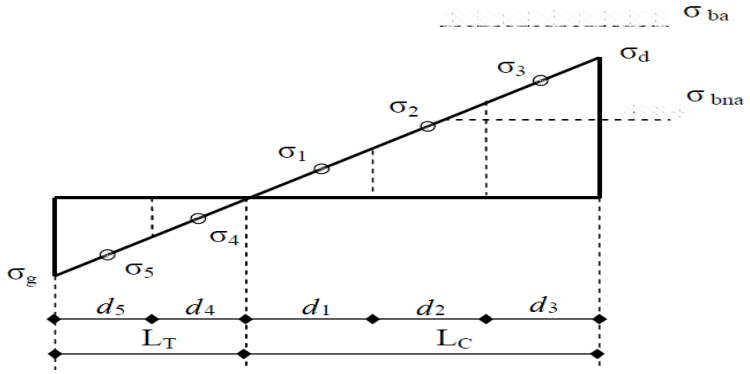


Figure 6.5 : Cas d'un voile de section partiellement tendue.

L_C: étant la longueur de la zone comprimée ;
L_T: étant la longueur de la zone comprimée.
Calcul la longueur de la zone comprimé « L_C» et tendue « L_T » :

$$L_c = \frac{\sigma_g}{\sigma_g + \sigma_d} \times L \quad \text{..... (6.9)}$$

$$L_t = L - L_c \quad \text{..... (6.10)}$$

Détermination des armatures verticales

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_i . \gamma_s . \Delta_s}{f_e} \qquad i = 4 \text{ ou } 5$$

$\Delta_s = a.l_i$ a : épaisseur du voile, S : surface de la bande

$\frac{A_s}{S}$ est répartie sur S

Pour une section rectangulaire a et si « L_T » est inférieur à la hauteur d'étage, on pourra prendre : $d_4 = d_5 = \frac{L_T}{2}$; $\sigma_4 = 0{,}25\sigma_g$; $\sigma_5 = 0{,}75\sigma_g$; $A_s^4 = \frac{\sigma_g . a . L_T . \gamma_s}{8 . f_e}$; $A_s^5 = 3 . A_s^4$

Détermination des armatures horizontales

$$A_H = \frac{2}{3} . A_V \qquad A_V = A_s \text{ (précédemment définit)}$$

Ensuite, on vérifie que ces armatures doivent être supportées les efforts de traction.

$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{b..d} \quad \leq \quad \bar{\tau}_b = 0{,}2 . f_{c28}$$

b **:** épaisseur du voile.
d **:** hauteur utile = 0,9.h
h **:** hauteur totale de la section brute

Détermination des Armatures de couture

D'après le RPA99/v2003, le long des joints de reprise de bétonnage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1\frac{\overline{V}}{f_e} \quad \text{..... (6.11)}$$

Avec, $\overline{V} = 1{,}4 \times V_{etabs}$

V_{etabs} : est l'effort tranchant obtenu par le calcul numérique, et pour la combinaison sismique la plus défavorable.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

6.5. Principes de dimensionnement règlementaires selon le RPA99/V2003

6.5.1. Armatures verticales :

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Zone tendue : un espacement maximal de **15 cm** et un pourcentage minimal de **0.20%** de la section du béton, $\mathbf{A_{min} = 0.20\% \times l_t \times e}$

Avec :

l_t : longueur de la zone tendue ;

e : épaisseur du voile.

- À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur ***L/10*** de la longueur du voile (figure 6.6), **Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.**
- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

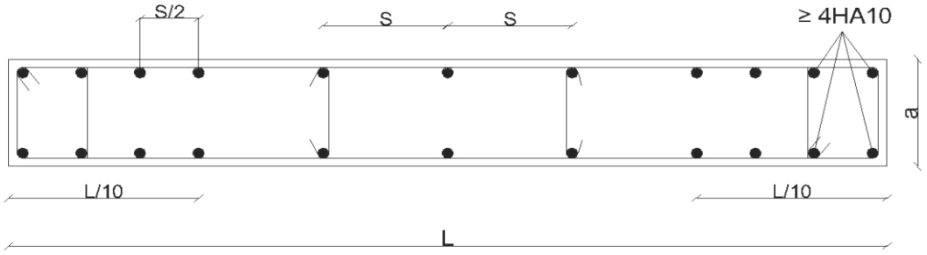


Figure 6.6 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

6.5.2. Armatures horizontales

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

6.5.3. Armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m^2.

6.6. Règles communes (RPA99/V 2003)

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontal de trumeaux, est donné comme suit :
  - globalement dans la section du voile **0,15%** ;
  - en zone courante **0,1%.**
- ✓ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes **:** $S_t \leq$ **min (1,5a, 30 cm)**
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins **4 épingles** au mètre carré.
- ✓ Le diamètre de barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devra pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - **40∅** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
  - **20∅** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les Combinaisons possibles de charges.
- ✓ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule (6.11). cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

6.7. Principes de dimensionnement des linteaux

Les linteaux (figure 6.7) sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V)
On devra disposer (figure 6 .8) :

- des aciers longitudinaux de flexion (A_l) ;
- des aciers transversaux (A_t) ;
- des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_c) ;
- des aciers diagonaux (A_D) si nécessaires.

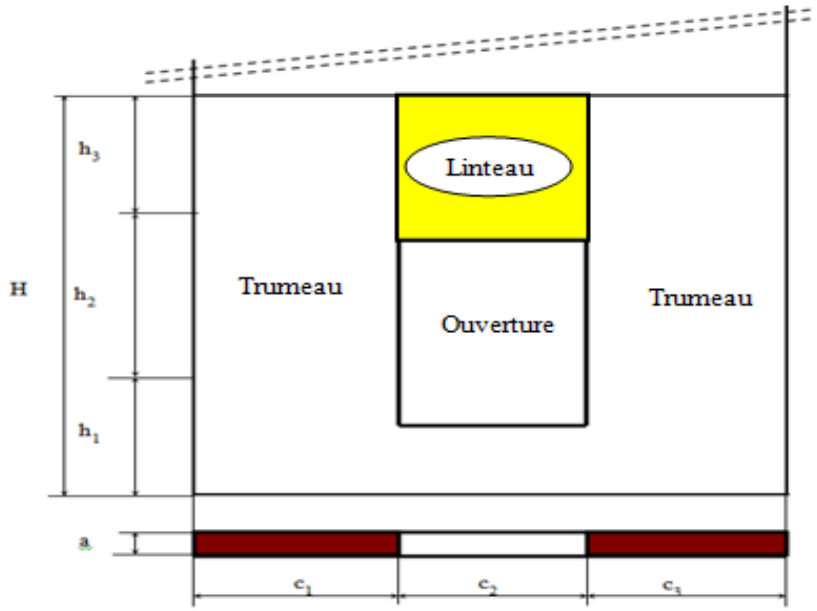


Figure 6.7 : Représentation du linteau dans un voile avec ouverture.

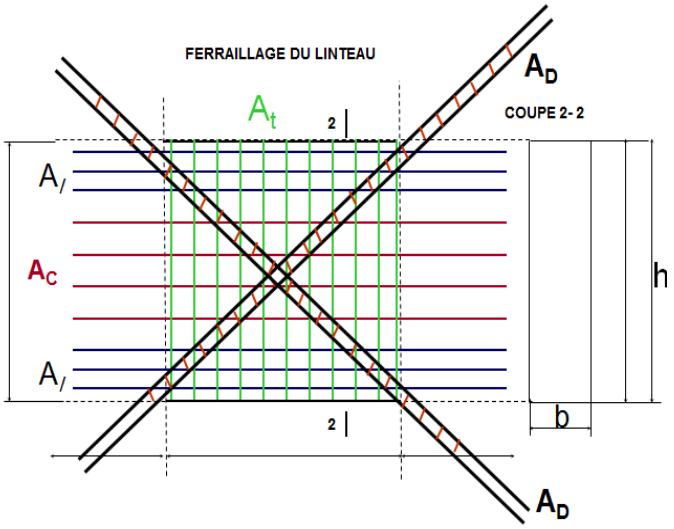


Figure 6.8 : Disposition des armatures nécessaire dans le linteau.

6.7.1. Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{b..d} \quad \leq \quad \overline{\tau}_b = 0{,}2.f_{c28}$$

***b* :** épaisseur du voile.
***d* :** hauteur utile = 0,9.h
***h* :** hauteur totale de la section brute.

6.7.2. Aciers longitudinaux

❖ **Premier cas :** $\tau_b \leq 0{,}06\ f_{c28}$

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z.f_e} \quad \text{..... (6.12)}$$

Avec, *M :* Moment dû à l'effort tranchant (V)
$z = h - 2d'$

Où ; h : est la hauteur totale du linteau
d' : est la distance d'enrobage

❖ **Deuxième cas :** $\tau_b > 0{,}06\ f_{c28}$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires (figure 6.11).

6.7.3. Ferraillage minimal

a) Armatures longitudinales minimales :

$$\left(A_l, A_l^{'}\right) \geq 0{,}0015.b.h \text{ ..... (6.13)}$$

b) Armatures en section courante (armatures de peau)

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à **0.20%.**

$$A_c \geq 0{,}002.b.h \text{ ..... (6.14)}$$

6.7.4. Aciers transversaux

❖ **Premier cas :** $\tau_b \leq 0{,}06\ f_{c28}$

Armatures transversales

- pour $\tau_b \leq 0{,}025.f_{c28}$: $A_t \geq 0{,}0015.b.s.$ (0,15%)
- pour $\tau_b > 0{,}025.f_{c28}$: $A_t > 0{,}0025.b.s$ (0,25%)

a) Premier sous- cas : linteaux longs :

$$\lambda_g = \frac{l}{h} \succ 1 \quad \text{..... (6.15)}$$

L'espacement des cours d'armatures transversales s doit être :

$$s \leq \frac{A_t f_e . z}{\overline{V}} \quad \text{..... (6.16)}$$

Où

A_t : section d'un cours d'armatures transversales ;

z : h - 2d' ;

$\overline{V}$: Effort tranchant dans la section considérée ($\overline{V}$) ;

l : portée du linteau.

b) Deuxième sous cas : linteaux courts (voir figure 6.9) :

$$\lambda_g \leq 1 \quad \text{.....(6.17)}$$

L'espacement des cours d'armatures transversales s doit avoir :

$$s \leq \frac{A_t f_e . l}{V + A_t f_e} \quad \text{.....(6.18)}$$

Avec,

$V = \min (V_1, V_2)$

$V_2 = 2V_u$ Calcul

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec M_{ci} et M_{cj} moments « résistants ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} et calculés par :

$$M_c = A_l . f_e . z \quad \text{..... (6.19)}$$

avec, z = h - 2d'

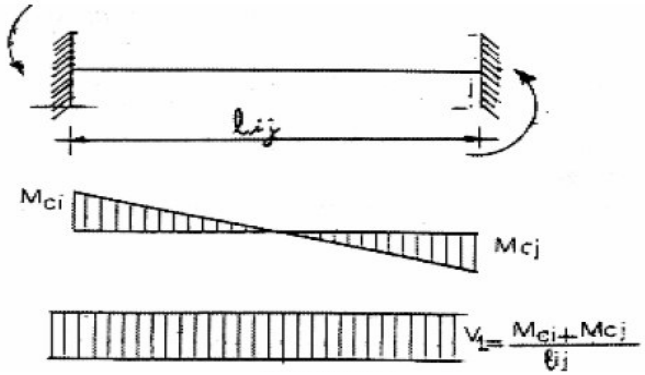


Figure 6.9 : Cas du linteau court [5].

6.7.5. Armatures diagonales A_D

❖ **Premier cas :** $\tau_b \leq 0{,}06\ f_{c28}$

Les armatures diagonales A_D **ne sont pas nécessaires** ($A_D = 0$).

❖ **Deuxième cas :** $\tau_b > 0{,}06\ f_{c28}$

Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement (voir figure 6.10)
Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule (Voir figure 6.10) :

$$A_D = \frac{V}{2.f_e.\sin\alpha} \quad \text{..... (6.20)}$$

Avec,

$$tg\,\alpha = \frac{h-2d'}{l} \quad \text{..... (6.21)}$$

et V = V_u calcul (**sans majoration**)
Les armatures diagonales minimales (figure 6.11) : $A_D \geq 0.0015bh \quad si \quad \tau_b \succ 0.06 f_{c28}$

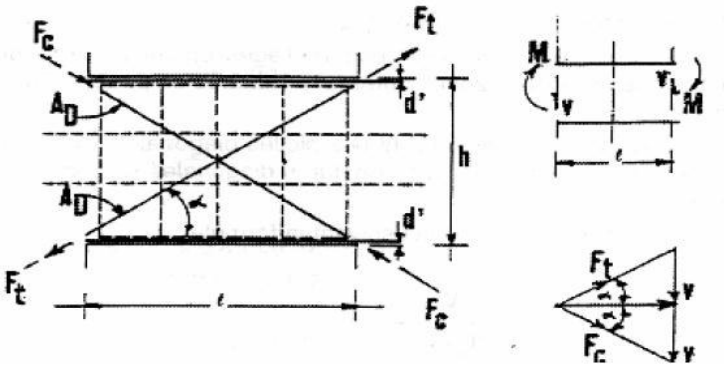


Figure 6.10 : Efforts dans les bielles du linteau [5].

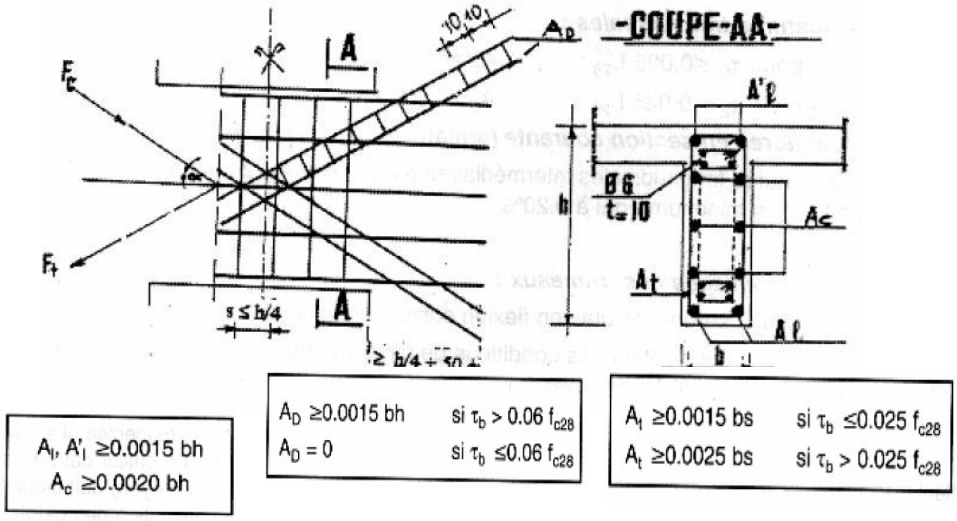


Figure 6.11 : Armatures de linteaux [5].

6.8. Application

On considère la même application précédente, on calcule :

- Le ferraillage du voile V1X
- Le ferraillage du linteau pour le voile V2X

Résultat d'analyse :

- Voiles (trumeau) V_{1X}

$$G+Q+E \rightarrow \begin{cases} M_u = 5243{,}22\text{KN.m} \\ \text{N}_u = 1316\text{KN} \end{cases} \qquad 0.8G \pm E \rightarrow \begin{cases} M_u = 5129{,}53KN.m \\ N_u = 1012{,}82KN \\ V_u = 530{,}37KN \end{cases}$$

- Linteau du V_{2X}

$V_u = 381{,}6\text{KN.m}; \quad b = 15\text{cm}; \quad \text{h} = 186\text{cm}$

6.9. Solution

- Calculer le ferraillage des voiles (trumeau) V1X

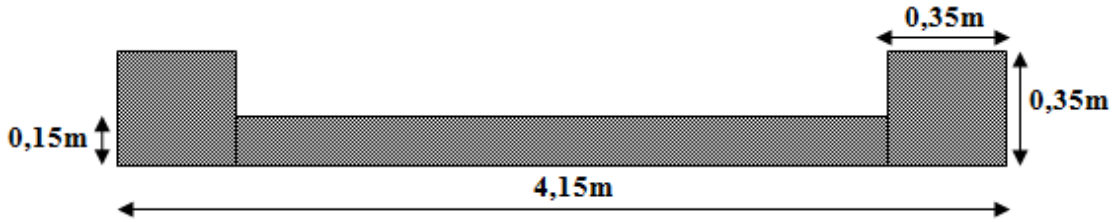


Figure 6.12 : Données géométriques du voile.

6.9.1. Caractéristiques géométriques du voile

- A = 7625 cm²
- V = V' = 207,5 cm²
- I = $1{,}4.10^8$ cm^4

6.9.2. Vérification de la résistance du voile (G+Q+E)

Calcul des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} \Rightarrow \sigma_1 = \frac{1316}{7625} - \frac{5243{,}22.10^2 \times 207{,}5}{1{,}4.10^8} = -0{,}604KN/cm^2 \Rightarrow \sigma_1 = -6{,}04Mpa$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M.V'}{I} \Rightarrow \sigma_1 = \frac{1316}{7625} + \frac{5243{,}22.10^2 \times 207{,}5}{1{,}4.10^8} = 0{,}949KN/cm^2 \Rightarrow \sigma_2 = 9{,}49Mpa$$

Calcul de l'effort limite ultime $N_{u,lim}$ ainsi la contrainte $\sigma_{u,lim}$ correspondante :

- ***Longueur de flambement*** $l_f = 0{,}8.l_o = 2{,}45m$

- ***Elancement*** $\lambda = \dfrac{l_f.\sqrt{12}}{a} = 56{,}58$
- ***Coefficient*** α $50 \le \lambda \le 80 \Rightarrow \alpha = \dfrac{0{,}65}{\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2} = 0{,}46$
- ***Acier minimal*** $A_{\min} = 0{,}2\%.a.L = 0{,}0012m^2$
- ***Section réduite*** $B_r = L(a-002) = 0{,}54m^2$
- ***Effort et contrainte limite ultime***

a) Cas d'un mur armé :

$$N_{u,\lim} = \alpha.\left[\frac{B_r.f_{c28}}{0;9.\gamma_b} + A_s.\frac{f_e}{\gamma_s}\right] = 8{,}21MN \quad \text{et} \quad \sigma_{u,\lim} = \sigma_{BA} = \frac{N_{u,\lim}}{a.l_w} = 13{,}18MPa$$

b) Cas d'un mur non armé :

$$N_{u,\lim} = \alpha.\frac{B_r.f_{c28}}{0;9.\gamma_b} = 6MN \text{ et} \quad \sigma_{u,\lim} = \sigma_{BA} = \frac{N_{u,\lim}}{a.l_w} = 9{,}64MPa$$

6.9.3. Ferraillage sous combinaison 0.8G±E

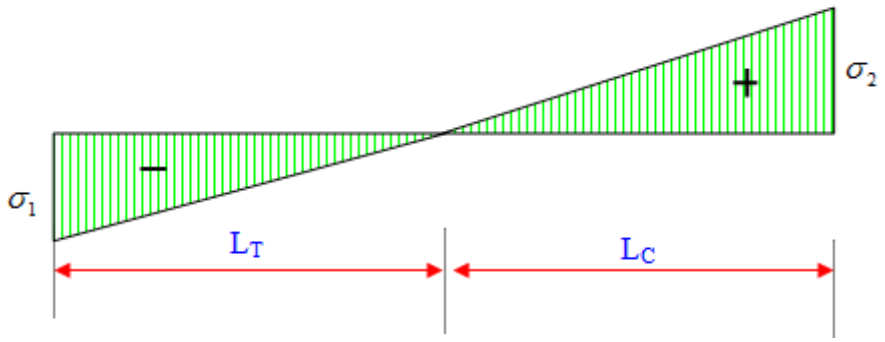
a) Calcul des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} \Rightarrow \sigma_1 = \frac{1012{,}8}{7625} - \frac{5129{,}5.10^2 \times 207{,}5}{1{,}4.10^8} = -0{,}627KN/cm^2 \Rightarrow \sigma_1 = -6{,}27Mpa$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M.V'}{I} \Rightarrow \sigma_1 = \frac{1012{,}8}{7625} + \frac{5129{,}5.10^2 \times 207{,}5}{1{,}4.10^8} = 0{,}893KN/cm^2 \Rightarrow \sigma_2 = 8{,}93Mpa$$

$\sigma_1 \prec 0$ et $\sigma_2 \succ 0$, **donc la section est partiellement comprimée**.

On Calcul la longueur de la zone de traction.



- ***Longueur de la zone tendue :***

$$L_T = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2}.L = \frac{6{,}27}{6{,}27 + 8{,}93} \times 415 = 171{,}18cm$$

- ***La longueur de la zone comprimée:***

$$L_C = L - L_T = 415 - 171{,}18 = 243{,}82cm$$

- ***Calcul de la contrainte σ_3 :***

$$\frac{\sigma_1}{L_T} = \frac{\sigma_3}{(L_T - b)} \Rightarrow \sigma_3 = \frac{6,27 \times 136,18}{171,18} = 4,98MPa$$

b) Détermination des armatures verticales

- ***Partie Poteau :***

$$F_1 = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3) \times b \times h}{2} = \left(\frac{6,27 + 4,98}{2}\right) \times 35 \times 35 \times 10^{-1} = 689,06KN$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{689,06}{400} \times 10 = 17,23cm^2$$

- ***Partie Rectangulaire***

La force résultante est donnée par :

$$F_2 = \frac{\sigma_3 \times (L_T - b) \times e}{2} = \frac{4,98(171,18 - 35) \times 15}{2}.10^{-1} = 508,63cm^2$$

$$Av_2 = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{508,63}{400} \times 10 = 12,71cm^2$$

$$Avj = 1,1\frac{\overline{V}}{fe} \times \frac{X}{L} = 1.1\frac{1,4V}{f_e} \times \frac{X}{L} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 530,23 \times 10}{400} \times \frac{171,18}{415} = 8,42cm^2$$

$$A_{poteau} = Av_1 + A_{vj} = 17,23 + 2,1 = 19,33cm^2$$

$$A_{voile} = Av_2 + A_{vj} = 12,71 + 6,32 = 19,03cm^2$$

c) Vérification vis à vis à RPA99/V2003:

A_{min} = 0,2% b h = 0,002.((L$_T$-b).a + b.h) $= 0,002 \times ((171,18 - 35) \times 15 + 35 \times 35) = 6,53cm^2$

$A_{poteau} = 19,33cm^2 > A_{min} = 6,53cm^2$

$A_{poteau} = 19,03cm^2 > A_{min} = 6,53cm^2$

On prend :

A $_{poteau}$ = (4T20 +4T16) …….. ***A_{adop}=20,6 cm^2***

A $_{voile}$ = 2 x (9T12) …….. ……***A_{adop}=20,34 cm^2***

d) Espacement exigé par R.P.A 99 :

<u>D'après R.P.A 99/version2003 article 7.7.4.3</u> :

$$S \leq (1,5a; 30cm) \Rightarrow S \leq (1,5a = 22,5cm, 30cm) = 22,5cm$$

On prend : …… ***S_t = 15cm***

Détermination des armatures horizontales :

Vérification des Armatures transversales RPA99/V2003:

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho.V}{h_t.f_e}$$

On choisie $\phi t = 10mm \rightarrow A_t = 2 \times \frac{\Pi.\phi^2}{4} = 1{,}57cm^2$

$t \leq \frac{f_e.h_1.A_t}{\rho.V} = 13cm$ On prend …….. **t =10cm**

Armatures courantes :

$A_c \geq 0{,}2\% \times (l - 2L_T)a = 0{,}002 \times (415 - 2 \times 171{,}18) \times 15 = 2{,}17cm^2$

On prend : $A_c = 2(2T12)$

L'espacement :

$S_t \leq \min(1.5 \times a = 22{,}5cm \quad 30cm) = 27cm$

On prend :…….. $S_t = 25cm$

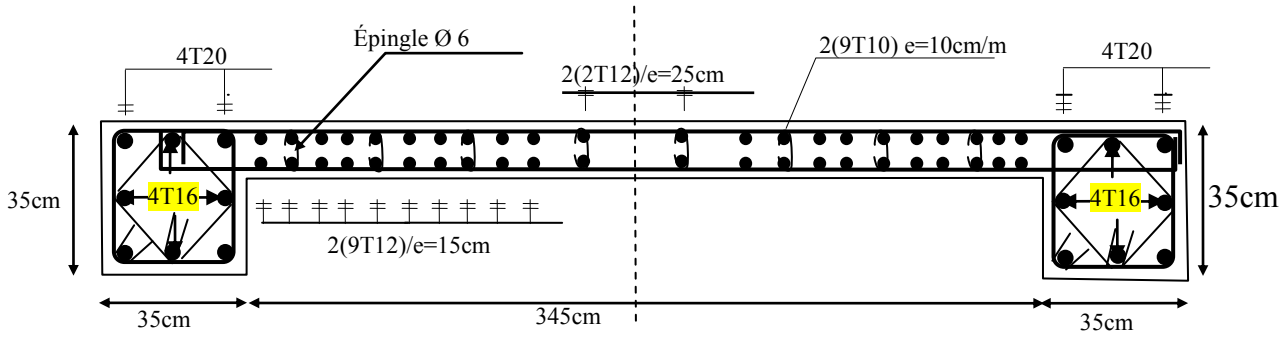


Figure 6.13 : Schéma de ferraillage du voile V1X**.**

- Calcul du ferraillage du linteau pour le voile V2X

Contrainte limite de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{\overline{V_u}}{b \times d} = \frac{1{,}4 \times V_{SAP}}{b \times 0{,}9h} = \frac{1{,}4 \times 381{,}613}{15 \times 0{,}9 \times 186} \times 10 = 2{,}12MPa < \overline{\tau}_b = 0{,}2 f_{C28} = 4{,}4MPa.....C.V$$

$\tau_b = 2{,}12MPa > 0{,}06 \times f_{c28} = 0{,}06 \times 22 = 1{,}32\,Mpa \longrightarrow 2^{éme}\ cas\ \ \tau_b > 0{,}06 \times f_{c28}$

***N.B** : Dans ce cas, il y a lieu de disposer le ferraillage longitudinal (supérieur et inférieur), transversaux et en zone courante (armature de peau) **suivant minimum réglementaires**, les armatures en diagonale sont obligatoires.*

Armatures en diagonales :

$$t_g\alpha = \frac{h-2d'}{l} = \frac{186-2\times 3}{120} = 1{,}5 \Rightarrow \alpha = 56{,}31°$$

$$A_D = \frac{V}{2\times f_e \times \sin\alpha} = \frac{381{,}613\times 10}{2\times 400\times \sin 56{,}31} = 5{,}74cm^2$$

$$A_D\min = 0{,}15\%\text{b.L} = 0{,}0015\times 15\times 186 = 4{,}19\text{cm}^2$$

$$A_D = 5{,}74cm^2 > A_{D\min} = 4{,}19cm^2$$

On prend : $A_D = (4T14) = 6{,}16cm^2$

Espacement exigé par le RPA 99 :

On prend des cadre de : $\phi 8$ S_t=10cm

Armatures longitudinales :

$$A_l = A_l' \geq 0{,}0015\times b.h = 0{,}0015\times 15\times 186 = 4{,}19\,cm^2$$

On prend : $A_L = A_L' = 4\text{T}12 = 4{,}52\,cm^2$

Armatures transversales :

$$\tau_b = 2{,}12MPa > 0{,}025 f_{c28} = 0{,}55MPa$$

D'après *RPA 99* on a : $A_t \geq 0{,}25\%b.s$

On choisi : ***T8mm***

$$\phi_t = 8mm \rightarrow A_t = m_t \times a_t = m_t \times \frac{\pi\times d^2}{4} = 2\times \frac{3{,}14\times 0{,}8^2}{4} = 1{,}00.cm^2$$

$$\text{S} \leq \frac{A_t}{0{,}0025\times b} = \frac{1}{0{,}0025\times 15} = 26.67cm$$

Vérification de l'espacement :

$$s \leq \begin{cases} 1{,}5a = 1{,}5\times 15 = 22{,}5cm \\ 30cm \\ h/4 = 186/4 = 46{,}5cm \end{cases} \Rightarrow \text{On prend: } \textbf{\textit{S=20cm}}$$

Armature de peau (section courante):

$$A_c \geq 0{,}2\%b.L = 0{,}002\times 15\times 186 = 5{,}58cm^2$$

On prend : $A_c = 2(3T12) = 6{,}79cm^2$

Schéma de ferraillage:

Le schéma de ferraillage du linteau est représenté dans la figure 6.14.

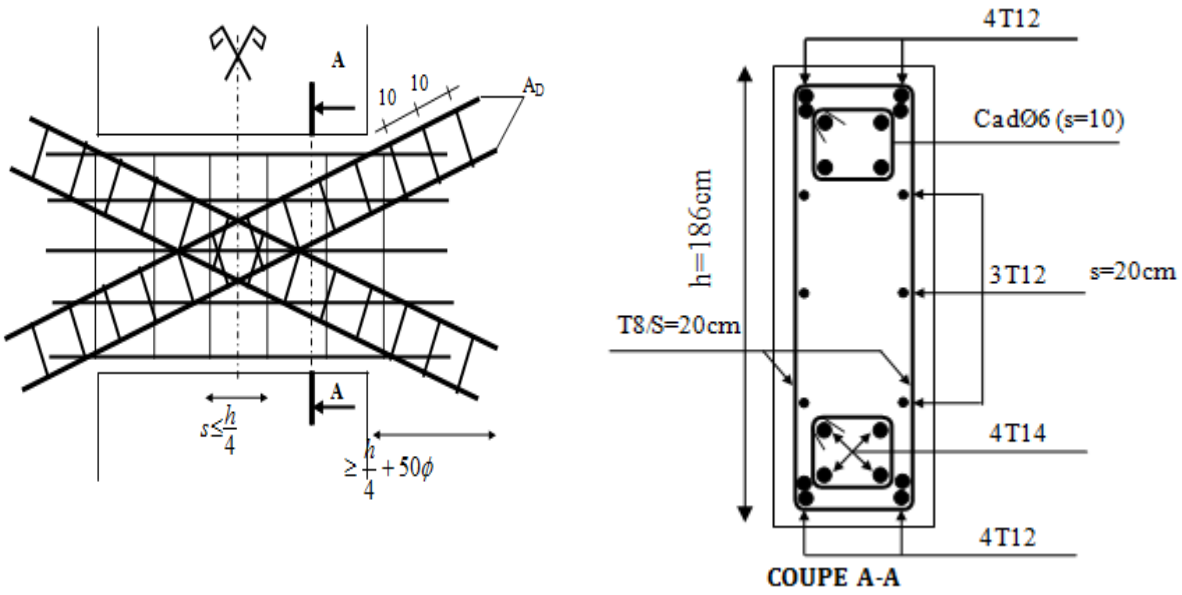


Figure 6.14 : Schéma de ferraillage du linteau**.**

CHAPITRE 7 :

DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS

7.1. Fonction des fondations

C'est la partie de l'ouvrage en contact avec le sol auquel il va transmettre toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage. La fondation est donc une partie importante de l'ouvrage car de sa bonne réalisation résulte de la tenue de l'ensemble [16].

Les fonctions des fondations superficielles sont essentiellement de deux ordres :

- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage ;
- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.

7.1.1. Assurer la stabilité de l'ouvrage et des fondations

- ✓ Les tassements de terrain d'assise ne doivent pas autoriser de désordres graves des fondations et de l'ouvrage. Limitation des tassements compatibles avec l'utilisation de l'ouvrage (ordre de grandeur 5 à 25mm) ;
- ✓ Eviter ou limiter les tassements différentiels ;
- ✓ Tenir en compte de la présence d'eau dans le sol (poussée d'Archimède). Vérifier que les poussées d'Archimède soient inférieur au poids de l'ouvrage (rare) sinon prévoir un ancrage du bâtiment par tirants ou prévoir un lestage ;
- ✓ L'ouvrage ne doit pas se déplacer sous l'action des forces horizontales ou obliques appliquées à la structure (séisme, vent, poussée de terre……) ;
- ✓ Eviter le glissement de l'ouvrage pour les constructions réaliser sur un terrain en pente et ne pas charger les semelles avoisinantes avec la semelle étudiée. Pente maximale entre semelles de fondation de 2/3 (env. 30°) ;
- ✓ Drainage périphérique [16].

7.1.2. Assurer la résistance des massifs de fondations

Les actions qui sollicitent les fondations ne doivent pas entrainer leur rupture. Respecter les règles en vigueur et le dimensionnement correct des fondations en fonction du type de l'ouvrage, des charges et surcharges supportées par la structure, de la nature du terrain, du type de fondations et des matériaux employés [16].

7.1.3. Vérifier la résistance du terrain de fondations

Les actions qui sollicitent le sol de fondations ne doivent pas entrainer son poinçonnement ni des déformations incompatibles avec l'utilisation de l'ouvrage supporté. Respecter des règlements en vigueur. L'étude des comportements du sol fait l'objet de la mécanique des sols [16].

7.1.4. Assurer l'équilibre des massifs de fondation

Le massifs de fondation doivent être en équilibre sous :

- Les sollicitations dues à la superstructure, elles se manifestent mécaniquement en :
  - ✓ Force verticales ascendantes et descendantes ;
  - ✓ Forces obliques ;
  - ✓ Forces horizontales ;
  - ✓ Moments de torsion.
- Les sollicitations dues au sol, elles se manifestent mécaniquement sous la forme de :
  - ✓ Force verticales ascendantes et descendantes ;
  - ✓ Forces obliques ;

7.1.5. S'assurer de la durabilité des fondations

La résistance des massifs de fondations doit être assurée pendant tout l'existence de l'ouvrage.

Les massifs de fondation doivent être protégés de l'oxydation, de l'érosion, de la décomposition chimique, de l'action de gel.

Le sol doit être stable à l'érosion, au glissement de terrain, à la dissolution de certaines particules dans l'eau (gypse, …), au gel.

7.1.6. Trouver la solution la plus économique

On recherchera des solutions qui seront les plus économiques en fonctions du type d'ouvrages, des préconisations de l'étude de sols, de l'accessibilité au terrain (engin TP, de forage,…). Réduire les couts de mise en ouvres conduit à choisir avec prudence parmi les solutions compatibles avec l'ouvrage et le sol celle qui sera la plus économique.

7.2. Différents types de fondations

7.2.1. Fondations superficielles

Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à faible profondeur : semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous murs, radiers.

7.2.1. Fondations profondes

Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur pour trouver le terrain résistant, soit flotter dans un terrain peu résistant. Dans ce cas on compte sur les forces de frottements pour s'opposer aux charges de l'ouvrage : puis pieux.

7.3. La limite entre superficielles et profondes

Lorsque l'assise de la fondation est proche de la surface, le terme constitué par le poids des terres forment la vague et suffisamment faible pour être négligé. On est en fondations superficielles.

Lorsque l'assise de la fondation augmente, ce terme devient significatif et l'on passe en fondations profondes.

Il fallait donc fixer une limite. Cette limite dépond les deux conditions représentées dans la figure 7.1 (B : largeur de la fondation et H : profondeur d'assise).

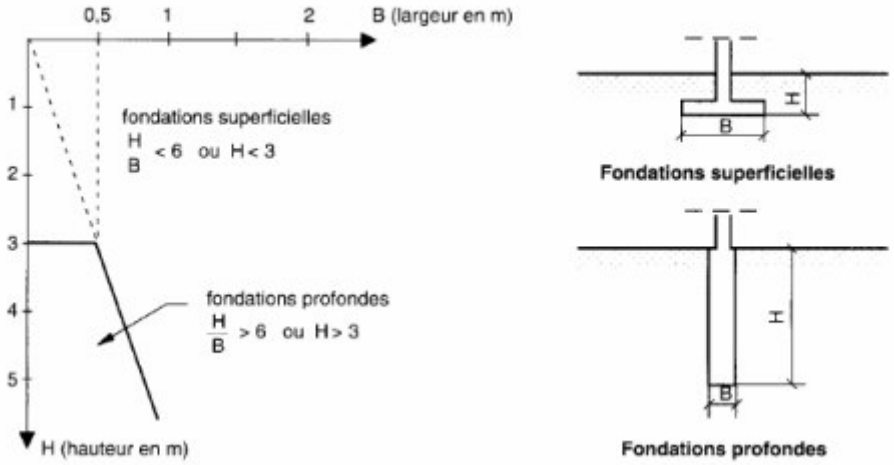


Figure 7.1 : Limite des fondations superficielles et profondes DTU 13.2 [10].

7.4. Fondation superficielle

Appelées aussi fondations directes, elles transmettent les efforts directement sur les couches proches de la surface. On les utilise quand les couches géologiques surfaciques sont capables de supporter la construction. Si la distance entre deux semelles voisines est trop faible, on peut les associer et aboutir, dans le cas ultime, à de fondations filantes ou encore à un radier général sous l'ouvrage. Il s'agit du type de fondation le plus courant pour les habitations, les murs de soutènement, les réservoirs,…. Cette solution ne nécessite pas de qualification particulière [17, 18].

Les fondations superficielles sont :

- Les fondations fonctionnelles, constituées par des semelles isolées sous poteaux ;
- Les fondations linéaires, constituées par des semelles continues sous poteaux ou murs ;
- Les fondations surfaciques, constituées par des radiers et cuvelages sous poteaux ou murs.

7.5. Différents types de semelles continues

- **Semelle flexible**, à faibles épaisseur qui travaillent en flexion, est surtout intéressante pour un sol de mauvaise qualité, la semelle flexible sera plus économique [17, 18].

  AV : moins encombrante, cube de béton plus réduit, résistance meilleur.

  INC : nécessite d'utiliser beaucoup d'acier, exécution plus compliquée, pression maximal sur le sol supérieur.
- **Semelle rigide** pour un sol de bonne qualité.

  AV : béton de moindre qualité, exécution simple, aucune majoration de pression du sol.

  INC : nécessite plus de béton, plus encombrante, peut nécessite un coffrage important.

On peut différencier entre eux par le biais de la formule de bonne pratique :
Une semelle est considérée comme rigide si :

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 0{,}05m \tag{7.1}$$

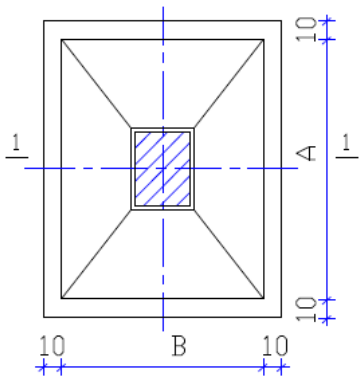


Figure 7.2 : Vu en plan d'une semelle.

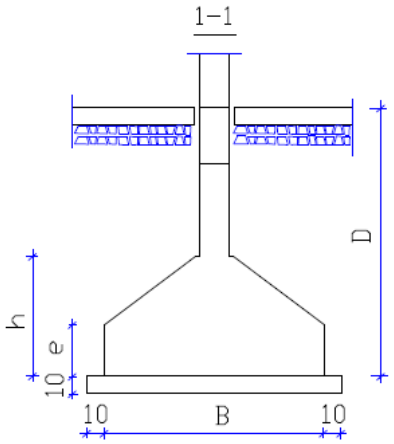


Figure 7.3 : Coupe en plan d'une semelle.

De plus la hauteur ***h*** ne pourra jamais être inférieure à **15 cm**.

Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à10 cm d'épaisseur, dosé à 150kg/m^3.

Pour les semelles rigides la répartition des contraintes est linéaire : constante, trapézoïdale ou triangulaire (figures 7.4 et 7.5) [17, 18].

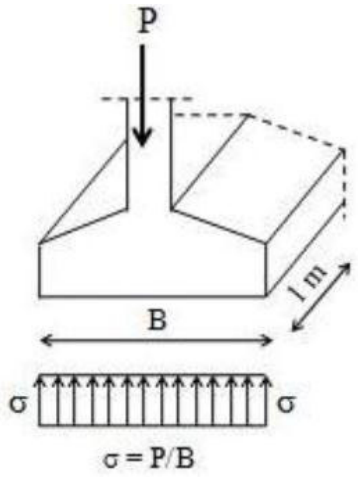


Figure 7.4 : Répartition des contraintes, Cas d'un sol non rocheux.

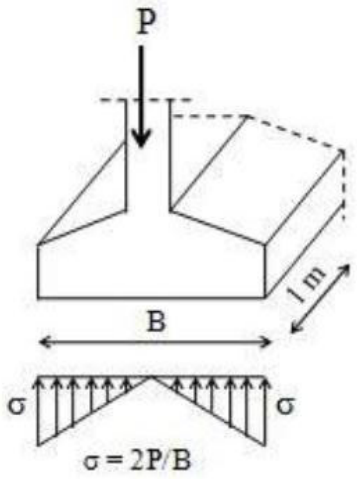


Figure 7.5 : Répartition des contraintes, Cas d'un sol rocheux ou massif en béton.

7.6. Semelles rigides sous mur soumises à une charge centrée

7.6.1. Répartition rectangulaire des contraintes

L'examen de la distribution des contraintes dans une semelle rigide et plus particulièrement des isostatiques conduits à considérer que le comportement de la semelle comme une succession de bielles de béton travaillant en compression et transmettant les efforts de traction aux aciers inférieur. Cela conduit à la « **méthode des bielles** » (figure 7.6).

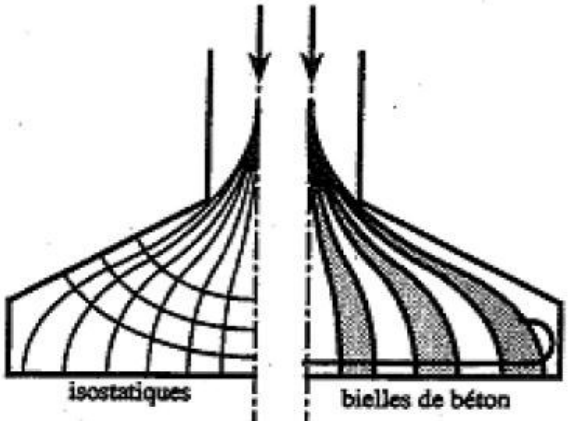


Figure 7.6: Transmission des efforts à travers les bielles.

7.6.2. Dispositions constructives

Dans les fondations, l'enrobage minimal des armatures est de **3cm**, l'ancrage des armatures peut doit être droits ou courbes. De plus, les armatures verticales des murs ou des poteaux doivent être prolongés jusqu'à la base des semelles (figure 7.7) [17, 18].

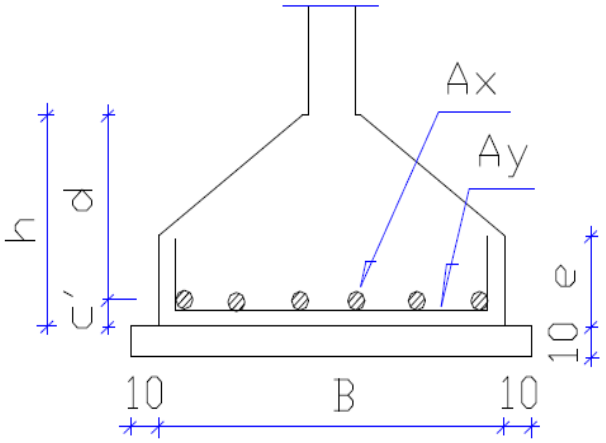


Figure 7.7: Dispositions constructives.

7.6.3. Dimensionnement de la semelle

En posant $\overline{\sigma}_u$ égal à la contrainte limite admissible au sol à l'ELU et σ_{sol} la contrainte réellement appliquée. En appliquant la condition de rigidité, on a donc satisfaire à [17, 18]:

$$\begin{cases} B \geq \dfrac{P_u}{\overline{\sigma}_u} \\ d \geq \dfrac{B-b}{4} \\ c \geq 3cm \end{cases} \tag{7.2}$$

De plus;

$$\begin{cases} e \geq \max\{15cm; (6\phi + 6cm)\}\ pour \quad barres \quad sans \quad crochets \\ e \geq \max\{15cm; (12\phi + 6cm)\}\ pour \quad barres \quad avec \quad crochets \end{cases} \tag{7.3}$$

7.6.4 Determination des armatures

On considère que toutes les bielles de béton comprimées passent par un point **O,** défini par (voir la figure 7.8) [17, 18] :

$$\frac{B}{h_o} = \frac{B-b}{d} \tag{7.4}$$

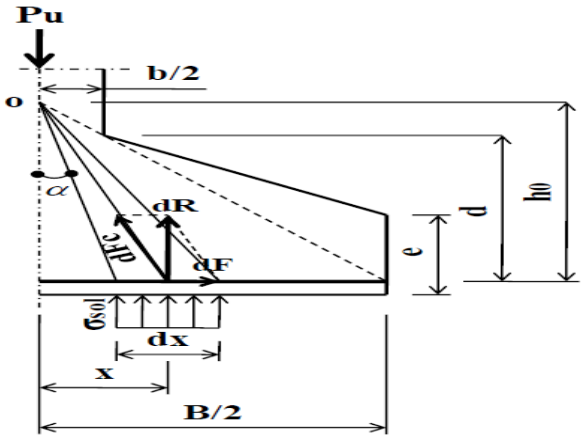


Figure 7.8: Détermination des armatures.

- La contrainte au sol sur une tranche ($d_x \times 1$ m) est égale à :

$$\sigma_{sol} = \frac{P_u}{B \times 1m} \tag{7.5}$$

- La réaction exercée par le sol sur une tranche ($d_x \times 1$ m) est :

$$dR = \sigma_{sol} \times (d_x \times 1) = \frac{P_u}{B} d_x \tag{7.6}$$

dR se décompose en une compression de la bielle dF_c et une traction de l'armature dF:

$$dF = dR \frac{x}{h_o} = \frac{P_u}{B.h_o} x d_x \tag{7.7}$$

- L'effort de traction au centre des armatures (x = 0) vaut ainsi :

$$F = \int_0^{B/2} dF = \int_0^{B/2} \frac{P_u}{B.h_o} x d_x = \frac{P_u.B}{8.h_o} = \frac{P_u(B-b)}{8.d} \tag{7.8}$$

- Comme la contrainte de traction dans les armatures est égale à :

$$\sigma_s = \frac{F}{A_s} \tag{7.9}$$

- On obtient la section d'armatures transversales par mètre linéaire de semelle, soit :

$$A_s = \frac{P_u(B-b)}{8.d.\sigma_s} \tag{7.10}$$

Avec,

$$d = 0{,}9h \tag{7.11}$$

σ_s dépend des trois étapes de fissuration définis dans CBA93 [7] :

- ✓ ***Fissuration non préjudiciable :***

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \tag{7.12}$$

Avec:

f_e : limite élastique de l'acier;

γ_s = 1,15 (cas courant) ou 1 (cas accidentel).

- ✓ ***Fissuration préjudiciable*** :

$$\sigma_s = \xi = \min\begin{cases} 2/3 f_e \\ \max(0{,}5 fe; 110\sqrt{\eta.f_{tj}}) \end{cases} \tag{7.13}$$

Avec,

$$\eta = \begin{cases} 1{,}00 & Rond \quad lisse \\ 1{,}3 & HA \prec 6mm \\ 1{,}6 & HA \succ 6mm \end{cases}$$

- ✓ ***Fissuration très préjudiciable*** :

$$\sigma_s = 0{,}8\xi \tag{7.14}$$

On calcul ensuite la longueur de scellement pour determiner la longueur des barres et leur mode d'ancrage:

$$l_s = \frac{\phi}{4} \frac{f_e}{0{,}6.\psi_s^2 . f_{tj}} \tag{7.15}$$

Avec :

ψ_s =1,5 (HA) ; 1 (rond lisse) ;

f_{tj} = 0,6+0,06f_{cj}

- Si l_s > **B/4** : toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comporte des ancrages courbes ;
- Si **B/8** ≤ l_s ≤ **B/4** : toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter crochet;
- l_s ≤ **B/8** : les barres ne comportent pas de crochet et il est possible d'arrêter une barre sur deux à **0,71B** ou alterner des barres de **0,86B**.

De plus, les armatures principales sont complétées par des armatures longitudinales de répartition placées sur la largeur **B** et de section:

$$A_r = A_s \frac{B}{4} \quad \text{(B en mètre)} \tag{7.16}$$

7.7. Semelles rectangulaires sous poteau soumises à une charge centrée

7.7.1. Dimensionnement de la semelle

Le calcul va nous permettre de connaître les dimensions de la fondation en largeur (longueur dans le cas d'une semelle isolée) et hauteur (figure 7.9). Puis de déterminer les armatures à positionner dans cette fondation.

Dans un premier temps nous devons disposer de la charge qui arrive sur cette fondation. C'est la charge ***Nu*** donnée par la descente de charges :

$$N_u = 1{,}35G + 1{,}5Q + (1{,}35\ poids \quad de \quad semelle) \tag{7.17}$$

Quand au poids propre de la semelle c'est une inconnue au départ, mais il devra être pris en compte par la suite dans la vérification du sol.

Considérons un poteau de section ***(a × b)*** et une semelle de dimensions ***(A × B)***, on a par homothétie:

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \tag{7.18}$$

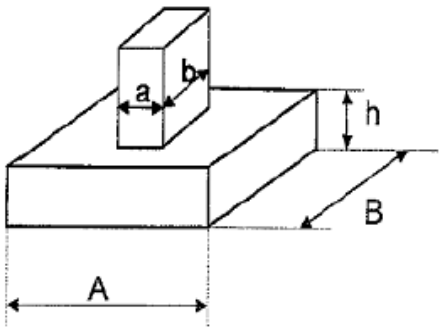


Figure 7.9: Dimensionnement de la semelle.

A et **B** sont déterminés par :

$$AB \geq \frac{P}{\overline{\sigma}}: \qquad B \geq \sqrt{\frac{b}{a}\frac{P}{\overline{\sigma}}} \qquad ou \qquad A \geq \sqrt{\frac{a}{b}\frac{P}{\overline{\sigma}}} \tag{7.19}$$

Les autres dimensions doivent respecter:

$$\frac{B-b}{4} \leq (d_a, d_b) \leq A-a \tag{7.20}$$

$$e \geq \max\left\{15cm; \begin{pmatrix} 6\phi + 6cm \\ ou \\ 12\phi + 6cm \end{pmatrix}\right\} \tag{7.21}$$

Les sections d'armatures $\mathbf{A_a}$ dans le sens de la largeur et $\mathbf{A_b}$ dans le sens de la longueur sont:

$$A_a = \frac{P_u.(A-a)}{8.d_a.\sigma_s} \qquad et \qquad A_b = \frac{P_u.(B-b)}{8.d_b.\sigma_s} \tag{7.22}$$

Dans le cas des sols rocheux, les dimentions de la semelle sont :

$$AB \geq \frac{3}{2}\frac{P}{\overline{\sigma}}: \qquad B \geq \sqrt{\frac{3}{2}\frac{b}{a}\frac{P}{\overline{\sigma}}} \qquad ou \qquad A \geq \sqrt{\frac{3}{2}\frac{a}{b}\frac{P}{\overline{\sigma}}} \tag{7.23}$$

Les sections d'armatures sont obtenues de la manière suivante :

$$A_{a-bitr} = A_{a-rect} \times \frac{9}{8}\frac{B}{A} \qquad et \qquad A_{b-bitr} = A_{b-rect} \times \max\left\{1; \frac{9}{8}\frac{A}{B}\right\} \tag{7.24}$$

7.8. Semelles filantes sous mur – semelles rectangulaires sous poteau reposant sur un sol et soumises à un effort normal et un moment de flexion

7.8.1. Diagrammes des contraintes

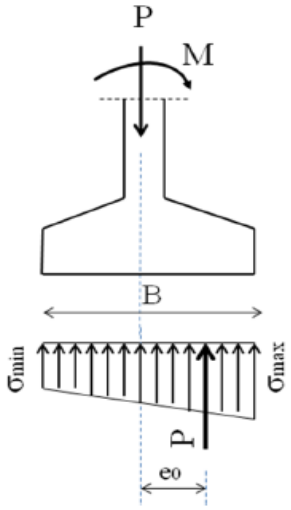


Figure 7.10: Répartition trapézoïdale des contraintes.

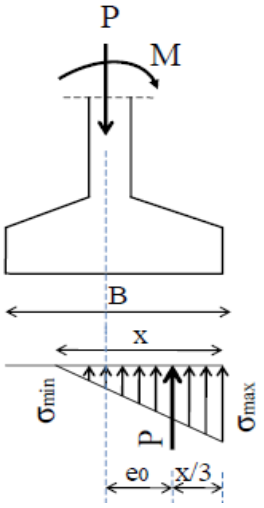


Figure 7.11: Répartition triangulaire des contraintes.

Supposant une semelle rectangulaire ***(A* ×*B)*** et dans la mesure où le sol ne peut prendre de traction, deux cas de figures 7.10 et 7.11 se présentent :

- **$e_o \leq B/6$:** dans ce cas le diagramme de répartition des contraintes est trapézoïdale et :

$$\sigma_{\min} = \left(1 - 6\frac{e_o}{B}\right)\frac{P}{AB} \quad et \quad \sigma_{\max} = \left(1 + 6\frac{e_o}{B}\right)\frac{P}{AB} \tag{7.24}$$

- **$e_o > B/6$:** dans ce cas le diagramme de répartition des contraintes est triangulaire et il est facile de vérifier que :

$$P = \frac{\sigma_{\max}}{2}Ax \quad et \quad e_o + \frac{x}{3} = \frac{B}{2} \tag{7.25}$$

Soit:

$$\sigma_{\max} = \frac{2P}{3A\left(\frac{B}{2} - e_o\right)} \tag{7.26}$$

7.8.2. Condition de résistance du sol

- Si **$e_o \leq B/6$** alors la contrainte située au tris quarts de la semelle du coté de $\sigma_{\max}$, noté $\sigma_{3/4}$ est donnée par :

$$\sigma_{3/4} = \frac{\sigma_{\min} + 3\sigma_{\max}}{4} = \left(1 + 3\frac{e_o}{B}\right)\frac{P}{AB} \leq \overline{\sigma} \tag{7.27}$$

- Si **$e_o \leq B/6$** alors la condition de résistance règlementaire est que :

$$\sigma_{max} = \frac{2P}{3A.\left(\frac{B}{2} - e_o\right)} \tag{7.28}$$

Soit telle que:

$\sigma_{max} \leq 1{,}33\overline{\sigma}$ dans le cas general;

$\sigma_{max} \leq \overline{\sigma}$ si le moment M est du à un vent dominant agissant la majorité du temps.

7.8.3 Détermination des armatures

7.8.3.1 La résultante est dans le noyau central ($e_o \leq B/6$)

a) si $$\sigma_{max} - \sigma_{min} \leq \frac{1}{2}\frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} \quad soit \quad e_o \leq \frac{B}{24} \tag{7.29}$$

Dans ce cas et si la différence des contraintes extrêmes est au plus égale à la moitié de la contrainte moyenne, on utilise la méthode des bielles en considérant que tout se passe comme si la semelle recevait une contrainte uniforme $\sigma_{3/4}$

On remplace la charge réelle P par une charge fictive :

$$P' = \left(1 + 3\frac{e_o}{B}\right)P \tag{7.30}$$

b) si $$\sigma_{max} - \sigma_{min} \succ \frac{1}{2}\frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} \quad soit \quad e_o \succ \frac{B}{24} \tag{7.31}$$

- Dans la direction ***B***, les armatures sont calculées de telle façon à équilibrer un moment M_1 appliquée dans la section S_1 située à ***0,35b*** de l'axe du poteau (coté σ_{max}).
- Dans la direction ***A***, les armatures sont calculées suivant la méthode des bielles en considérant l'effort fictif $P' = \left(1 + 3\frac{e_o}{B}\right)P$

Sous charge ultime, le moment $\mathbf{M_1}$ vaut :

$$M_1 = \left(\frac{B}{2} - 0{,}35b\right)^2 \left(1 + 4\frac{e_o}{B} + 1{,}4\frac{e_o b}{B^2}\right)\frac{P_u}{2B} \tag{7.32}$$

7.8.3.2. La résultante hors du noyau central ($e_o > B/6$)

On procède comme précédemment en b mais le moment $\mathbf{M_1}$ vaut :

$$M_1 = (4B + 0{,}35b - 9e_o)\left(\frac{\frac{B}{2} - 0{,}35b}{\frac{B}{2} - e_o}\right)^2 \frac{P_u}{27} \tag{7.33}$$

7.8.4. Semelle continue sous mur

7.8.4.1. Largeur de la semelle

On fixe la largeur B de la semelle en la rectifiant ultérieurement si nécessaire et on vérifie que :

- Si $e_o \leq \frac{B}{6}$ Alors $B \geq \left(1+3\frac{e_o}{B}\right)\frac{P}{\overline{\sigma}}$

- Si $e_o \succ \frac{B}{6}$ Alors $\frac{2P}{3\left(\frac{B}{2}-e_o\right)} \leq \begin{cases} 1{,}33\overline{\sigma} & si \quad cas \quad général \\ \overline{\sigma} & si \quad cas \quad vent \end{cases}$

7.8.4.2. Armatures

- Si $e_o \leq \frac{B}{24}$: les armatures perpendiculaires au mur, par unité de longueur de semelle sont :

$$A_s = \frac{P_u.\left(1+3\frac{e_o}{B}\right)(B-b)}{8.d.\sigma_s} \tag{7.34}$$

Les armatures de répartition réparties sur la largeur B, sont :

$$A_r = A_s \frac{B_{(en \quad mètre)}}{4} \tag{7.35}$$

- Si $e_o \succ \frac{B}{24}$: les armatures A_s valent :

$$A_s = \frac{M_1}{d.\sigma_s} \tag{7.36}$$

7.8.5. Semelle rectangulaire sous poteau rectangulaire

7.8.5.1. Dimensions

Les dimensions du poteau étant a et b, on se fixe les dimensions A et B de la semelle, quitte à rectifie par la suite s'il y a lieu, en respectant : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

On vérifie que :

- Si $e_o \leq \frac{B}{6}$ Alors $AB \geq \left(1+3\frac{e_o}{B}\right)\frac{P}{\overline{\sigma}}$

- Si $e_o \succ \frac{B}{6}$ Alors $\frac{2P}{3A\left(\frac{B}{2}-e_o\right)} \leq \begin{cases} 1{,}33\overline{\sigma} & si \quad cas \quad général \\ \overline{\sigma} & si \quad cas \quad vent \end{cases}$

Les hauteurs utiles sont :

$$\frac{(B-b)}{4} \leq d_a \succ d_b \leq (A-a) \tag{7.37}$$

7.8.5.2. Armatures

- Si $e_o \leq \frac{B}{24}$: les armatures ont comme section :

$$A_a = \frac{P_u.\left(1+3\frac{e_o}{B}\right)(A-a)}{8.d_a.\sigma_s} \text{ et } A_b = \frac{P_u.\left(1+3\frac{e_o}{B}\right)(B-b)}{8.d_b.\sigma_s} \quad (7.34)$$

- Si $e_o \succ \frac{B}{24}$: les armatures A_b valent :

$$A_b = \frac{M_1}{d_b.\sigma_s} \quad (7.36)$$

Les armatures A_a gardent la valeur ci-dessus: $A_a = \frac{P_u.\left(1+3\frac{e_o}{B}\right)(A-a)}{8.d_a.\sigma_s}$

Références bibliographiques

[1] C. Claude, B. Catherine, T. Lucie, Processus d'élaboration d'un projet de construction. Guide à l'intention des professionnels du ministère, responsables des projets d'immobilisation, MCC – Direction des immobilisations. 2005 p. 48.

[2] B. Bouderba, Bâtiment (Cours avec Exercices corrigés). Polycopié de cours, Centre Universitaire El-Wancharissi, Tissemsilt. p. 108.

[3] A. Kassoul, Polycopié de cours Bâtiment 1. Université Hassiba Benbouali, Chlef. 2016 p. 76.

[4] Charges permanentes et charges d'exploitation. Document technique réglementaire DTR - B.C. 2.2.

[5] Règles parasismiques algériennes R.P.A99/version 2003. Document technique réglementaire D.T.R.-B.C.2 - 48.

[6] J. P. Mougin, calcul des éléments simples et des structures en béton armé. Cours de béton armé BAEL.91 modifié 99 et DTU associés, 2ème Edition, Eyrolles. 2000 p. 287.

[7] Règle de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93. Document technique réglementaire D.T.R.-B.C.2-41. P. 188.

[8] http://www.cours-genie-civil.com/IMG/pdf/Cours-PLANCHER_procedes-generaux-de construction. pdf plancher

[9] http://coursexosup.blogspot.com/2015/04/escaliers.html

[10] https://lescaliercontemporain.fr/blog/formule-de-blondel/

[11] https://www.academia.edu/34990468/Chapitre_n_3_Les_escaliers

[12] https://www.preventionbtp.fr/content/download/384391/3448921/E4F0713.pdf

[13] Document conception parasismique, Université des sciences et de la technologie Houari-Boumédiène (USTHB), Bab Ezzouar, p. 14.

[14]http://btscm.fr/dicocm/G/Construire_en_acier/LES_ELEMENTS_DE_LA_STRUCTURE .pdf.

[15] https://www.academia.edu/7896180/Dimensionnement_des_voiles_en_B.A.

[16] M. Labidi, Polycopié de cours les fondations. Ecole mohammadia d'ingénieurs. p. 43.

[17] R. Madi, Polycopié de cours ouvrages en béton. Université 8 mai 1945, Guelma. 2014 p. 52.

[18] http://fr.scribd.com/doc/138142880/calc ... ZOUGUI-pdf.