

Filière: Génie Civil.

Option: Structures.

Thème

*Etude d'un bâtiment (R+5) avec sous-sol
technique coffrage Tunnel*

Rédigé par:

-Makhlouf Mouloud.
-Massri Mohammad Al Bahr.

Encadré par:

-Boukhoulida Hafid.

Présenté le 21/09/2022 devant le Jury composé de:

-Bahar Sadek.
-Zelmat Yacine.
-Boukhoulida Hafid.

Année universitaire: 2021/2022.

Remerciements

Nous voudrions remercier tout d'abord Allah le tout puissant qui nous a accordé la force et le courage de persévérer et d'accomplir notre travail.

Et puis, on tien à remercier profondément notre directeur du projet Mr. Benmelha Mahfoud pour son accueil, le temps passé ensemble, ses conseils et ses grands efforts et surtout sa patience.

Nous remercions aussi tous es enseignants du département de génie civil qui nous ont beaucoup facilité notre travail.

Nous voulons remercier nos familles pour leur immense soutien, et nous dédions ce modeste travail pour leur montrer notre gratitude.

Finalement, nous tenons à remercier les membres du Jury qui ont consacré un peu de leur temps pour examiner notre travail.

Résumé

Le mémoire présent, consiste à étudier un bâtiment en R+5 étage avec un sous-sol à l'usage d'habitation, il est implanté à Oran, une région de moyenne sismicité (IIa) selon les RPA99/2003.

Cet ouvrage est une structure contreventée par des voiles porteurs en béton armé, le pré-dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément eu RPA99/2003 et CBA93.

L'analyse a été réalisée par le logiciel de calcul des structures par éléments finis Robot Structural Analysis.

Sommaire

Chapitre I	0
I.1 Introduction	1
I.2 Le coffrage tunnel	1
I.2.1 Définition :	1
I.2.2 Les éléments constituant le coffrage tunnel :	2
I.3 Les étapes d'exécution de coffrage tunnel	5
I.4 Domaine d'application	13
I.5 Les avantages et les inconvénients	13
I.5.1 Avantages :	13
Chapitre II	15
II.1 Présentation du projet :	16
II.1.2 Caractéristiques de la structure :	16
II.1.3 Données du site	16
II.1.4 Normatives d'application	16
II.1.5 Caractéristiques techniques	17
II.2 Caractéristiques mécanique des matériaux	19
II.2.1 Le Béton	19
II.2.2 l'acier :	23
II.2.3 Plan architectural :	24
Chapitre III	25
III.1 Introduction	26
III.2 Pré-dimensionnement des planchers	26
III.2.1 Plancher en dalle pleine :	26
III.2.1.1 Actions appliquées :	27
III.2.1.2 Combinaisons d'actions :	28
III.2.2 Voile porteur et de contreventement :	29
III.2.3 Voile périphérique :	29
Chapitre IV	30
IV.1 Les escaliers	31
IV.1.1 Définition :	31

IV.1.2 Dimensionnement :	32
IV.1.3 Actions appliquées :	33
IV.1.4 Combinaisons d'actions :	34
IV.1.5 Vérifications spécifiques :	34
IV.1.6 Calcul des armatures :	36
IV.2 L'acrotère	41
IV.2.1 Définition :	41
IV.2.2 Calcul des sollicitations :	41
IV.3 Les murs extérieurs :	42
IV.3.1 Définition :	42
IV.3.2 Calcul des sollicitations :	42
Chapitre V	44
V.1 Introduction	45
V.2 l'étude dynamique (sismique)	45
V.2.1 Conditions d'application pour chaque méthode :	45
V.2.2 Méthode de calcul choisie :	46
V.2.3 Présentation du logiciel de calcul :	46
V.2.4 Principe de la méthode statique équivalente :	46
V.2.5 Application de la méthode :	47
V.2.6 Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :	52
V.2.7 Vérification des effets de la torsion :	61
V.2.8 Vérifications vis-à-vis des déformations :	62
V.2.9 Vérifications des effets P-Delta :	63
V.2.10 Vérification vis-à-vis au renversement :	64
Chapitre VI	66
VI.1 Introduction	67
VI.2 Méthode de calcul	67
VI.3 Vérifications spécifiques	67
VI.3.1 Effort normal réduit :	67
VI.3.2 Vérification de stabilité au flambement :	68
VI.3.3 Vérification des contraintes de cisaillement au niveau d'encastrement :	69
VI.3.4 Vérification des contraintes de compression de béton :	70
VI.4 Calcul de ferrailage	72

VI.4.1 Calcul de ferrailage du sous-soul jusqu'à 1 ^{er} étage :	74
VI.4.2 Calcul de ferrailage du 2 ^{ème} jusqu'à 3 ^{ème} étage :	80
VI.4.3 Calcul de ferrailage du 4 ^{ème} jusqu'à 5 ^{ème} étage :	86
VI.1.5 Tableaux récapitulatifs des armatures choisies :	93
Chapitre VII	95
VII.1 Introduction	96
VII.1.1 Définition :	96
VII.1.2 Rôle des planchers en béton armé :	96
VII.1.3 Les différents types de plancher en béton :	96
VII.2 Principe de calcul	97
VII.2.1 Hypothèse de calcul :	97
VII.2.2 Méthode de calcul :	98
VII.2.3 Méthode de calcul utilisée en logiciel de calcul Robot Structural Analysis :	100
VII.3 Résultats	101
VII.3.1 Moments extrêmes pour chaque niveau :	101
VII.3.2 Calcul de l'enrobage :	102
VII.3.3 Détermination des armatures :	102
VII.3.4 Cartographies du ferrailage :	106
VII.3.5 Choix des armatures :	113
VII.5 Vérifications spécifiques	113
VII.5.1 Vérification des contraintes de compression à l'Etat Limite de Service ELS :	113
VII.5.2 Vérification vis-à-vis des sollicitations tangentes :	114
VII.5.3 Vérification de la flèche :	115
Chapitre VIII	116
VIII.1 Introduction	117
VIII.2 Le radier	118
VIII.2.1 Mode de fonctionnement du radier :	118
VIII.3 Pré dimensionnement du radier	119
VIII.3.1 La hauteur totale du radier :	119
VIII.4 Vérifications spécifiques :	122
VIII.4.1 Vérification de poinçonnement au niveau des voiles :	122
VIII.4.2 Vérification de l'effet sous-pression :	122
VIII.4.3 Vérification de la contrainte tangente :	122

VIII.4.4 : Vérification des contraintes de sol :	124
VIII.5 Calcul de ferrailage	124
VIII.5.1 Les moments :	124
VIII.5.2 Note de calcul :	126
VIII.5.3 Cartographies du ferrailage :	128
VIII.6 Les voiles périphériques	131
VIII.6.1 Principe du calcul du voile périphérique :	131
VIII.6.2 Calcul de la force de poussée P:	131
VIII.6.3 Vérification spécifiques :	132
VIII.6.4 Calcul du ferrailage :	133
Conclusion	138
Notations	139
Liste des Figures	141
Liste des Tableaux	144
Annexe	146

Chapitre I

Introduction et présentation du fiche
technique du coffrage Tunnel

I.1 Introduction

Dès le début d l'histoire, l'être humain a été besoin d'un refuge, il a utilisé des roches et de l'argile ainsi que des pailles des foin pour construire des habitats, mais il été mal organisé et non efficace.

Plusieurs siècles passent et l'intellect humain a évolué, l'homme a été capable d'inventer des techniques d'une base scientifique pour la construction des structures d'une façon plus organisée que celle de l'homme primitive, qui permet de réaliser des ouvrages plus grands et plus compliqués, l'une de ces plusieurs techniques c'est le coffrage.

Le coffrage est la structure qui retient ensemble un matériau qui, différemment, ne pourrait pas conserver sa forme, car incompatible. Tel est le cas des murs de béton ; autrement dit, le coffrage est un moule provisoire servant à contenir du béton frais et à le maintenir jusqu'à durcissement, de sorte qu'après son durcissement, il présente la forme désirée. Les coffrages sont généralement fabriqués en bois, en métal (aluminium, acier, etc.) ou en matériel synthétisé (PVC). D'ici, on peut parler d'un type spécifique du coffrage, le coffrage tunnel.

I.2 Le coffrage tunnel

I.2.1 Définition :

Le coffrage tunnel est un système de coffrage en acier où les surfaces face au béton sont fabriquées en tôle et assurant la coulée instantanée du béton rideau et dallage.

De plus, en lien avec ses conditions d'utilisation, le Système de Coffrage de Tunnel est un système où une coulée de béton peut être réalisée chaque jour avec l'élévation au maximum de la sécurité des travailleurs grâce aux systèmes d'échafaudage utilisés et où les coûts de coffrage sont retirés au minimum avec une capacité de 500 coulées de béton.

Le système de coffrage de Tunnel est utilisé pour la fabrication des bâtiments type foyer, prison, hôpital, logement avec une structure monolithique.

Grâce à ce système, il est possible de verser une couche de béton chaque jour ou tous les 2 jours en fonction de la grandeur de la structure.

Les structures fabriquées avec le système de coffrage de tunnel sont des structures économiques, résistantes contre les séismes, réduisant au minimum les erreurs de fabrication, diminuant intensivement le coût de la main d'œuvre de construction fine.

I.2.2 Les éléments constituant le coffrage tunnel :

Demi-tunnel :

La forme standard (demi-coque) prend la forme d'un dièdre de droite, dont le plan vertical « HT » est constitué d'un panneau à hauteur de plancher, moins l'épaisseur de dalle « s » et moins "K (= 87 mm)" (ou plus si le kicker est haut) pour se branler.

"WD" est la largeur et "TD" est le tour de Deck Panneau. Le tour est généralement égal à 63 mm. Cela pourrait aussi être 33 ou 93 millimètres. "WDE" est la largeur du panneau de pont Extension. La somme des largeurs des panneaux de terrasse et leurs extensions pour une certaine portée est de 2 mm de moins que la largeur de portée "g".

"HV" est la hauteur du panneau vertical. "HVE" est la hauteur de l'extension verticale du panneau. Les longueurs standards "L" des dièdres sont 2,50 m. et 1,25 m. Selon la longueur de la baie, des panneaux spéciaux peuvent également être fournis.

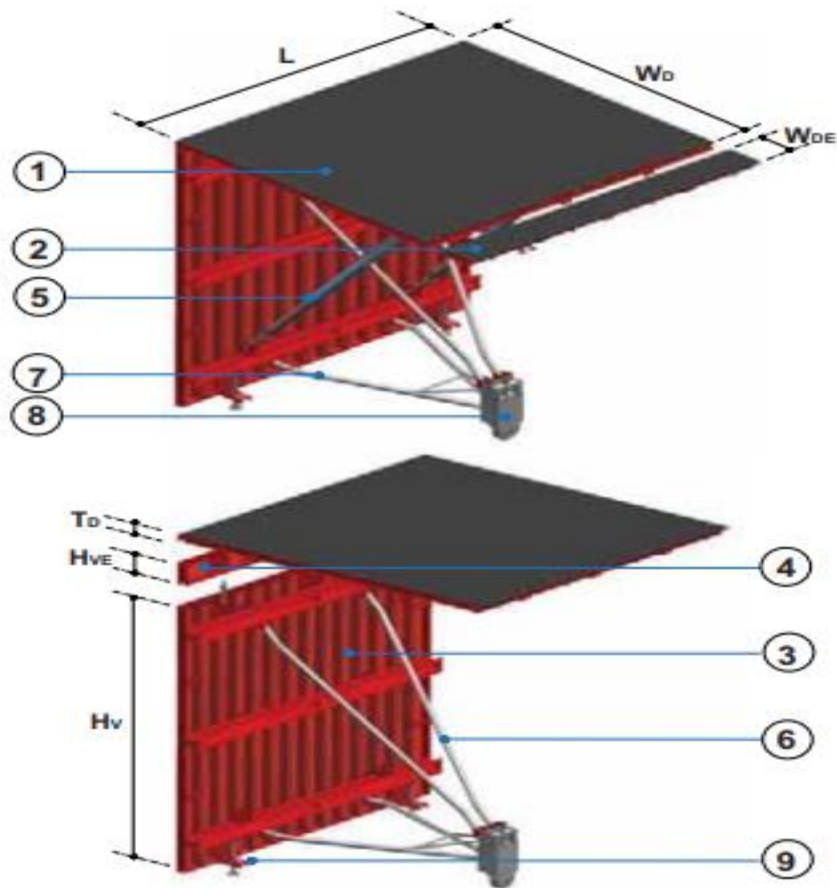


Fig I.2.2a : les éléments comprimés dans un Demi-tunnel.

▪ **Le panneau vertical :**

Les panneaux verticaux sont utilisés à la fois à l'intérieur des demi-tunnels et à l'extérieur des formes murales. Par conséquent, la hauteur du panneau extérieur "HQ" est égale à la hauteur du panneau intérieur "HV" sur le demi-tunnel.

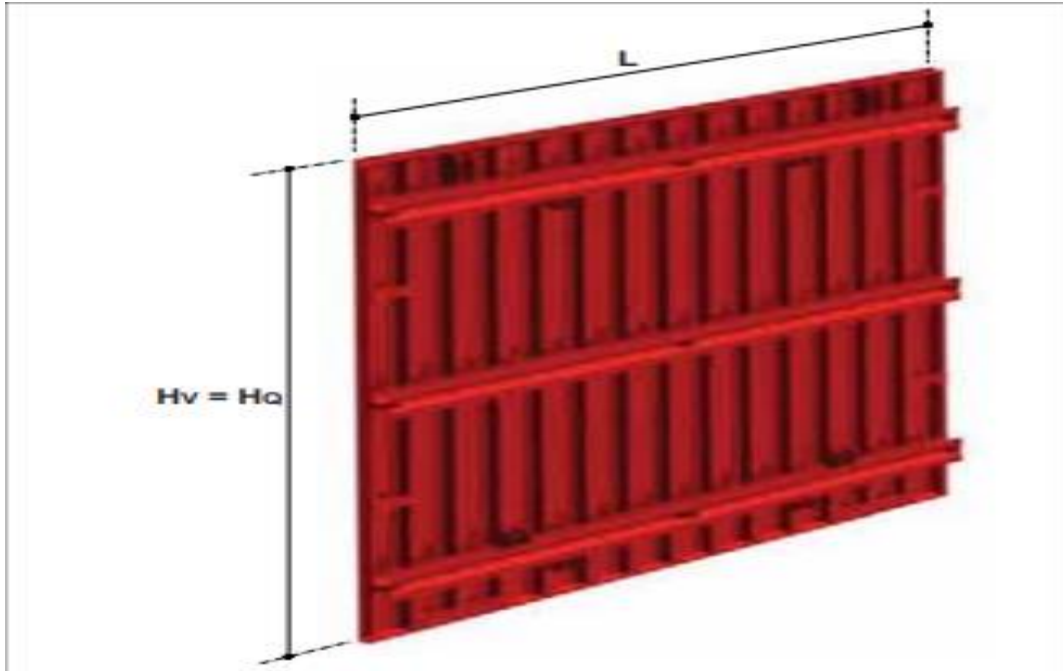


Fig I.2.2b : panneau vertical

- **L'étai :**

L'étai incliné composé de deux tubes emboîtés permet d'ajuster facilement la longueur nominale d'inclinaison pour assurer la perpendicularité de la verticale et panneaux de pont par un vérin à vis. Fonction télescopique du prop fournit l'utilisation de celui-ci pour toutes les longueurs de portée standard de panneaux de pont.

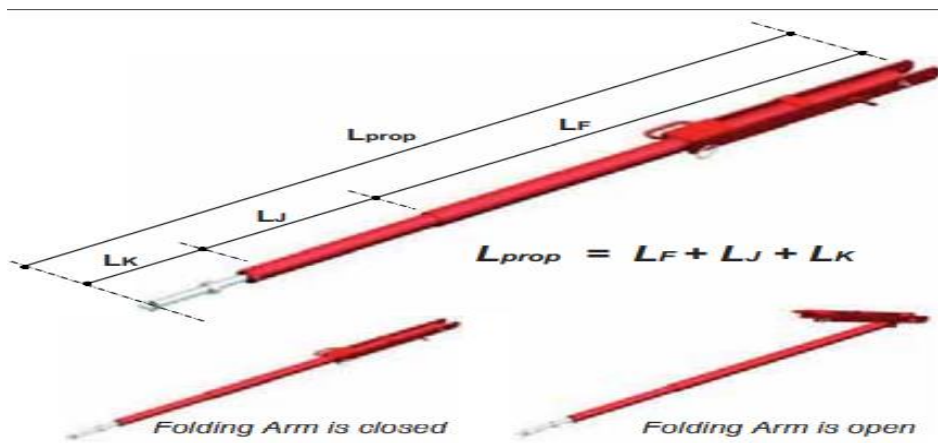


Fig I.2.2c : l'étai

- **La roue :**

La roue motrice du tunnel fournit mouvement horizontal du Coffrage Tunnel Modulaire ERTF lors des opérations de montage ou de décoffrage, ainsi que l'alignement vertical du Tunnel en raison de l'inclus Jack dessus



Fig I.2.2d : La roue

I.3 Les étapes d'exécution de coffrage tunnel

1ere étape :

La mise en œuvre des fondations étant finie, l'installation de coffrage spécial pour couler les amorces de voiles, appelé aussi talonnettes, elles servent de repère pour aligner les demi tunnel sur un même niveau.

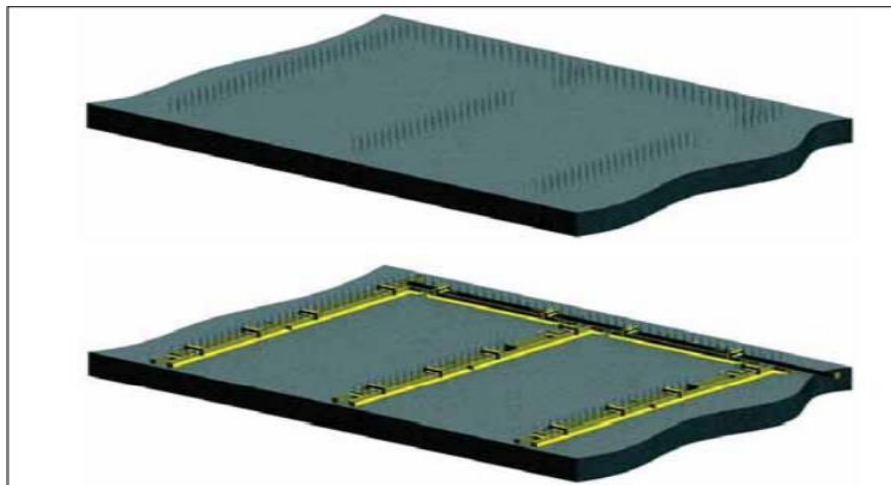


Fig I.3.1 : 1ere étape

2ème étape :

Le coulage des talonnettes achevé, commence le ferrailage des voiles (la disposition des treillis soudé ainsi que les différentes armatures de renforcement).

Remarque :

Les talonnettes seront marquées par un trait appelé « trait de niveau », de telles façons que lors du positionnement des demi-tunnels, leurs bases viennent s'y affleurer pour obtenir un niveau unique pour tous les coffrages.

**Fig I.3.2 : 2eme étape****Fig I.3.2 : 2eme étape**

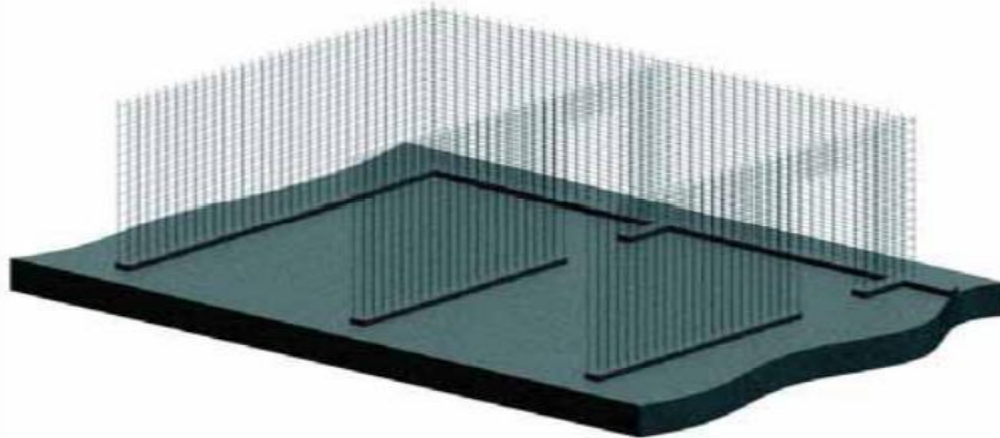


Fig I.3.2 : 2eme étape

3ème étape :

La mise en place des demi-tunnels face à face sur toute la longueur de la surface à construire et constituer des chambres de coffrage , cette opération délicate nécessite l'emploi de grue, mobile ou fixe, et demande patience, précision ainsi qu'une bonne coordination entre le grutier et le chef de groupe. Mise en place des divers réserves (porte, fenêtre, équipement électriques) sur les parois verticales qui seront soit découper dans les murs, soit noyer sur son épaisseur. Disposition des connes d'entretoise sur les parois verticales, elles sont faites en plastique et permettent de protéger les tiges de solidarisation de deux demi-tunnels opposés (dos à dos) lors du coulage de béton.



Fig I.3.3 : 3eme étape

4ème étape :

Positionnement de la deuxième demi-tunnel face à la première pour former ce qu'on peut appeler une « chambre de coffrage » Réglage du niveau de la chambre, en jouant sur le dévissage du vérin à vice en bas du coffrage tout en respectant les traits de niveau Réglage de l'horizontalité et la verticalité des demis tunnels pour pouvoir les biens solidarisés

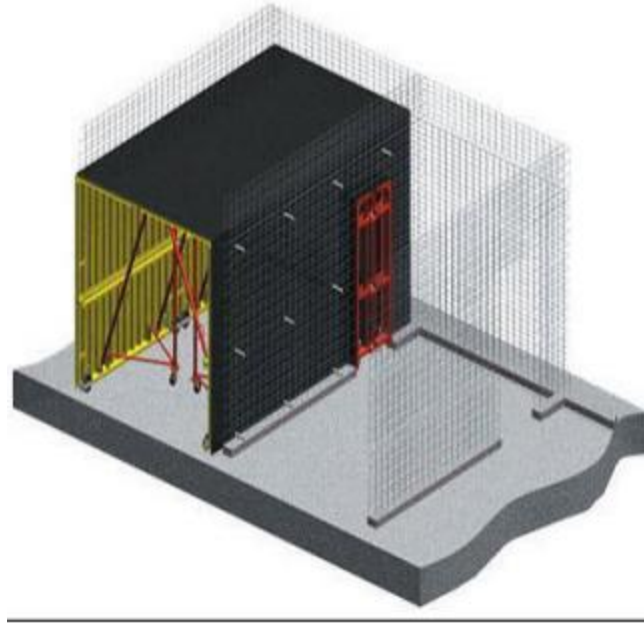


Fig I.3.4 : 4eme étape

5ème étape :

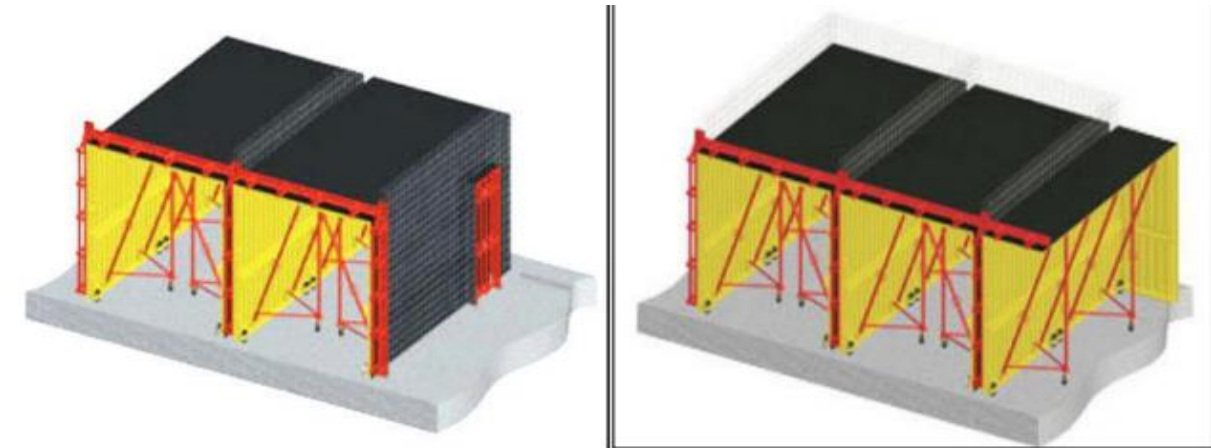
Solidarisé les deux demi tunnels en verrouillant les crochets métalliques et en les bloquant à l'aide de boulons conique. Derniers réglages du niveau, de la verticalité et de l'horizontalité de la 1ère chambre.



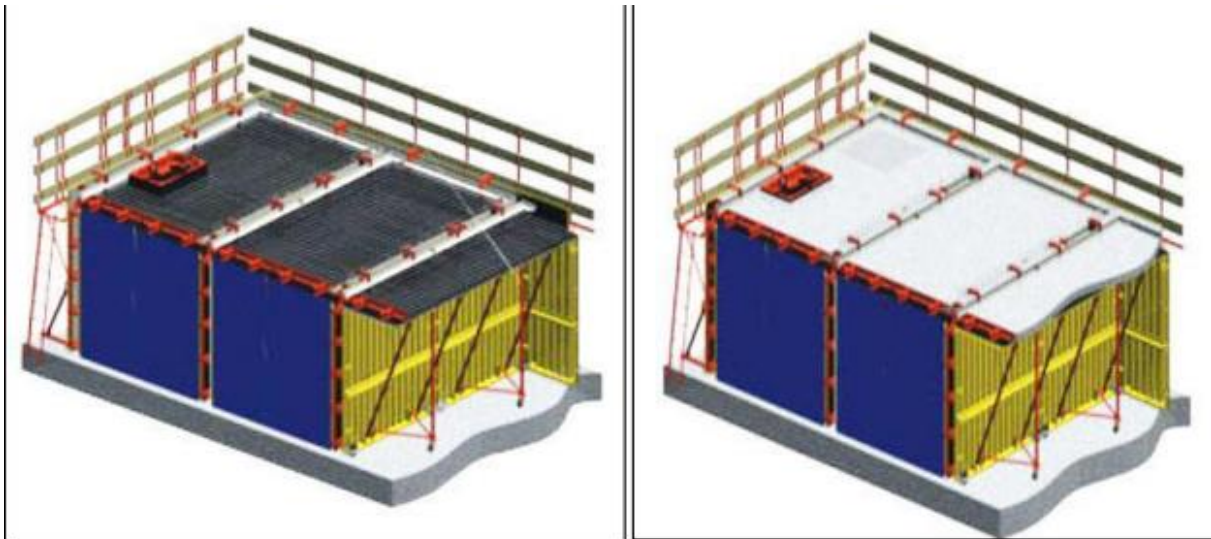
Fig I.3.5 : 5eme étape

6ème étape :

Mise en place de la 3ème demi tunnel au dos de la 1er demi tunnel. Régalage de la 3ème demi-tunnel au même niveau que le 1ère et les solidarisées à l'aide d'entretoises ou de tirants avec écrous spéciale Les mêmes étapes précédentes se répéterons pour les demis tunnels 4, 5... ainsi de suite.

**Fig I.3.6 : 6eme étape****7ème étape :**

Mise en place des banche pignon. Mise en place du ferrailage des dalles au-dessus des chambres de coffrage et prévoir d'éventuelles réservations (tuyaux d'évacuation, cage d'ascenseur, équipement électriques). Coulage du béton de plancher et des voiles en même temps. Il est impératif de bien vibrer le béton coulé et de descendre le vibreur jusqu'à la base des voiles en cours de coulage.

**Fig I.3.7 : 7eme étape**

8^{ème} étape :

Mise en place des bâches à l'ouverture des chambres et les étuves à l'intérieur de ces dernières

La température ne doit pas être supérieure à 80°C.

- Économiquement, chauffer le tunnel complet entre 50°C et 70°C sera suffisant.
- Le taux d'augmentation de la température ne doit pas dépasser 20 °C par heure. Autrement, perte d'eau rapide avant la prise du béton pourrait être possible

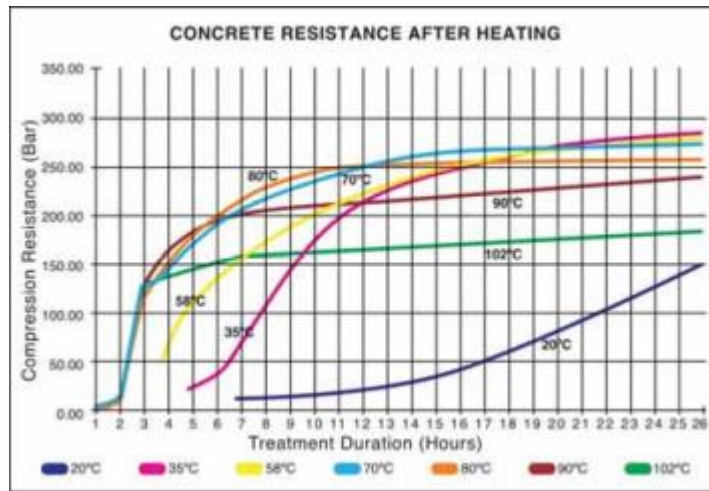




Fig I.3.8 : 8eme étape

9ème étape :

Une fois la prise et le durcissement du béton atteint, le décoffrage peut commencer en utilisant le triangle de levage lié par des câbles a une grue.



Fig I.3.9 : 9eme étape



Fig I.3.9 : 9eme étape



Fig I.3.9 : 9eme étape

I.4 Domaine d'application

- Le coffrage tunnel convient bien pour exécuter des bâtiments très répétitifs, notamment si ce sont des bâtiments en bande à refends porteurs, généralement à usage d'habitation.
- Il convient aussi pour réaliser des tours, mais l'organisation du chantier est plus difficile.
- Le système de coffrage de Tunnel est utilisé pour la confection des bâtiments type foyer, prison, hôpital, logement avec une structure monolithique.

I.5 Les avantages et les inconvénients

I.5.1 Avantages :

Il est Rapide et fiable avec une Application facile.

- Il est possible de réaliser 500 coulées sur le même projet avec un ensemble de coffrage.
- Il est compatible avec un faible coût avec la réparation des anciens coffrages et l'ajout de nouveaux coffrages aux autres projets semblables.
- Il assure des économies importantes sur les coûts de main d'œuvre lorsqu'il est réalisé avec des maitres, des auxiliaires et des employés de haute qualification en faible nombre.
- Etant donné qu'il accélère beaucoup la durée de construction, il réduit en grande partie le coût de financement du capital de construction utilisé par rapport aux systèmes classiques.
- C'est un système de coffrage de versement des bétons rideaux et dallages lors d'une coulée en période quotidienne de l'entrepreneur. Ainsi, une couche peut être fabriquée chaque jour avec un ensemble de coffrage. Il est possible de réaliser la coulée jusqu'au intervalles nécessités par le projet statique. Il peut fonctionner facilement avec des ouvertures d'intervalle entre 1,5 mètre et 6,5 mètres.
- C'est le système le plus sécurisé connu pour sa résistance face aux tremblements de terre. Il a prouvé une fois encore cette caractéristique lors du tremblement de terre de Marmara en août 1999. De la même manière, c'est le système de construction le plus fiable face aux tempêtes et aux vents violents.
- Des résultats très satisfaisant sont obtenus sur la sécurité du travail en cas d'application complète au chantier des systèmes d'échafaudage dont le coffrage est complété. Il est résistant face aux incendies.
- Il assure l'application au chantier du système de bande avec une organisation bien planifiée.

- Il présente des facilités pour la réalisation des travaux d'électricité et d'installation sanitaire.
- Il est utilisable dans les bâtiments de toutes sortes en réduisant le coût répété de coulée dans principalement les hôtels, les foyers étudiants, les prisons, les casernes.
- Les petits dommages peuvent être réparés par les maitres d'œuvre du travail de soudage.

I.5.2 Les inconvénients :

- Le coffrage tunnel nécessite des moyens matériels considérables, et des personnels qualifiés et spécialisés pour le dirigé ;
- Il limite la disposition des voiles après la conception architecturale ;
- Ce système limite le perspective architecturale et esthétique ;
- Il n'est pas possible d'effectuer des modifications au logements après les fin des travaux ;
- Ce système ne permet pas d'avoir de grand espace habitable au niveau de chaque logement.

Chapitre II

Présentation de l'ouvrage et caractéristiques
des matériaux

II.1 Présentation du projet :

L'ouvrage étudié dans ce mémoire est un bâtiment en R+5 avec un sous-sol (sous-sol + Rez de chaussé + 5 étages). Situé dans la Wilaya de Oran, il fait partie d'un projet de 700 logement à Djefafla, commune de Mers el Hadjadj, daïra de Bethioua.

II.1.2 Caractéristiques de la structure :

Dimensions en élévation :

Hauteur totale du bâtiment H=18.24m

Hauteur du sous-sol H=3.04m

Hauteur du Rez de chaussé H=3.04m

Hauteur d'étage courant..... H=3.04m

Dimensions en plan :

Longueur totale L=23.25m

Largeur totale L=19.4m

II.1.3 Données du site

La zone où le bâtiment est implanté est considérée comme zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**) d'après les **Règles Parasismiques Algériennes RPA99/VERSION 2003**.

L'ouvrage est classé dans le **groupe d'usage 2**

Le site est considéré comme **site ferme S2**

La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2.2\text{bars}$

II.1.4 Normatives d'application

La liste des réglementations appliquées pour le calcul de la structure est comme suit :

DTR BC 2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitation ».

DTR BC 2.48 « Règles Parasismiques Algériennes RPA99/VERSION 2003 ».

DTR BC 2.41 « Règles de Conception et Calcul des structures en Béton Armé C.B.A.93 ».

DTR BC 2.42 « Règles de conception et Calcul des parois et des murs en Béton banché ».

II.1.5 Caractéristiques techniques

Par rapport aux structures d'habitations qu'on les retrouve dans le marché algérien, notre structure est distincte car elle utilise un système de contreventement uniquement composé par des voiles porteurs dans les deux sens du plan, réaliser en utilisant le système de coffrage tunnel.

D'après le **RPA99/VERSION 2003 (article 4.b.)** les voiles doivent reprendre 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

L'ouvrage inclut une terrasse inaccessible, l'écoulement des eaux pluviales sera arrangé par une forme de pente, et un système d'étanchéité compris par conséquent.

Pour cette structure le plancher à dalle pleine a été choisi.

On a opté pour l'escalier à pailasse porteuse dans ce projet.

Car notre bâtiment compris une terrasse inaccessible, on a adopté un acrotère des dimensions indiqués ci-dessous :

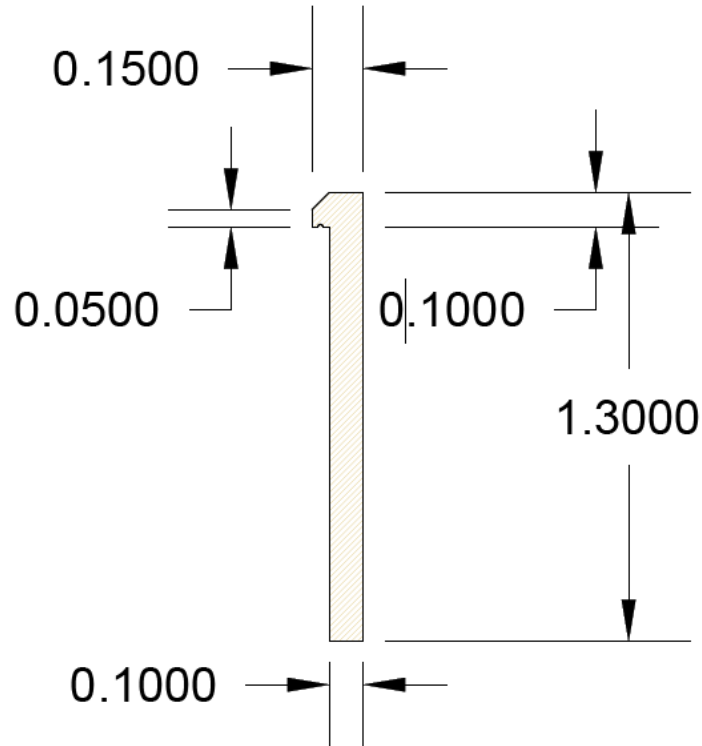


Fig II.1.5a : schéma d'acrotère.

Les murs extérieurs seront constitués de parois en brique creuses de 15cm d'épaisseur à l'extérieur avec une couche de revêtement de ciment de 2cm, et d'épaisseur de 10cm à l'intérieur couvertes d'une couche d'enduit en plâtre de 2cm comme indiqué sur la **Fig II.x**.

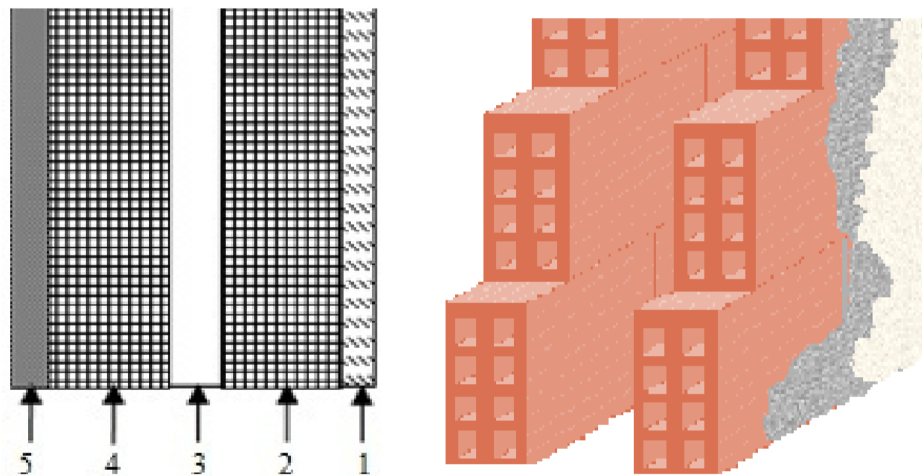


Fig. II.1.5b : coupe transversale d'un mur extérieur.

II.2 Caractéristiques mécanique des matériaux

II.2.1 Le Béton

II.2.1.1 Généralités :

Le béton est un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats naturels (sable, gravillons) ou artificiels (granulats de béton recyclés) agglomérés par un liant (ciment, argile, bitume), c'est-à-dire une matière susceptible d'en unir d'autres, ainsi que des adjuvants qui modifient les propriétés physiques et chimiques du mélange. Le ciment peut être qualifié d'un liant hydraulique, lorsque sa prise se fait par hydratation.

Un liant hydraulique est un liant qui se forme et durcit par réaction chimique avec de l'eau et est aussi capable de le faire sous l'eau, ce que l'on nomme hydraulité. Il est utilisé dans la construction et dans l'industrie routière afin de répartir la pression uniformément sur toute la surface des particules.

a) Le ciment :

Le ciment est un liant hydraulique, c'est-à-dire une matière inorganique finement moulue qui, gâchée avec de l'eau, forme une pâte qui fait prise et durcit par suite de réactions et processus d'hydratation et qui, après durcissement, conserve sa résistance et sa stabilité, même sous l'eau.

Les catégories principales de ciment :

Les ciments incorporent les composants suivants en diverses proportions : clinker et laitier de haut fourneau, éventuellement cendres volantes siliceuses et calcaires. Suivant la proportion de chacun de ces éléments, on peut les classer de manière standardisée. La désignation des ciments est en effet normalisée²³. Il existe cinq grandes catégories de ciments courants:

- Ciment Portland pur (CEM I) ;
- Ciment Portland composé (CEM II);
- Ciment de haut fourneau (CEM III) ;
- Ciment pouzzolanique (CEM IV) ;
- Ciment composé (CEM V).

Les classes de résistances des ciments courants :

Les ciments CEM I sont classés selon leur résistance minimale absolue à la compression, mesurée en MPa, à 28 jours. La classe indique la résistance, ainsi un ciment 32,5 a une résistance de 30 MPa ; un 52,5, une résistance de 50 MPa, selon le tableau ci-dessous

Classes ↕	Résistance à 28 jours en MPa ↕
32,5 L, N & R	30
42,5 L, N & R	40
52,5 L, N & R	50

Tableau II.1: classement selon la résistance minimale à la compression à 28 jours.

La lettre L, N, R indique la rapidité de prise, respectivement lente, normale, rapide.

b) Les granulats (sable et gravier) :

Un granulats est composé d'un ensemble de grains minéraux qui, selon sa dimension, se situe dans une famille particulière. Les granulats sont donc triés selon leur granulométrie, c'est-à-dire selon leur diamètre, et peuvent donc appartenir à l'une des 4 familles suivantes :

0/5mm, 3/8mm, 5/15mm, 15/25mm.

Pour le gravier on obtiendra par calibrage les dimensions suivant :

3/8mm, 8/15mm et 15/25mm.

c) L'eau de gâchage :

Eau incorporée au mélange liant et granulats afin d'enclencher sa prise et de conférer au béton sa plasticité, donc son ouvrabilité.

L'eau de gâchage doit être exempte de tout débris ou matière en suspension, inodore et incolore, en cas de doute demander une analyse chimique.

d) Les adjuvants pour béton :

Les adjuvants pour béton sont des produits chimiques naturels ou manufacturés ou des additifs ajoutés pendant le mélange du béton pour améliorer les propriétés spécifiques du béton frais ou durci, telles que la maniabilité, la durabilité ou la résistance initiale et finale.

Un type des adjuvants utiliser dans ce projet c'est l'accélérateur de prise et de durcissement, qu'il agit chimiquement en augmentant la vitesse d'hydratation du ciment. Cela entraîne un déclenchement plus rapide du phénomène de prise et s'accompagne d'un dégagement de chaleur plus important (béton accéléré).

Un autre type c'est le super plastifiant haut réducteur d'eau, Il permet de réduire fortement la teneur en eau d'un béton donné sans modifier sa consistance, ou il augmente considérablement l'affaissement ou l'étalement sans modifier la teneur en eau. Il peut aussi être utilisés pour produire les deux effets à la fois.

II.2.1.2 Résistance du béton

a) Résistance caractéristique à la compression à 28 jours :

Le test d'écrasement en compression est le principal essai réalisé sur les éprouvettes afin de valider la conformité de la classe de résistance du béton. Il consiste à comprimer l'éprouvette avec une force croissante jusqu'à l'apparition de fissures afin de déterminer sa résistance à la compression et donc si le matériau béton est capable de résister à la charge prévue. Ainsi, si le test a été réalisé 28 jours après la mise en œuvre du béton sur le chantier, la valeur de pression obtenue en MPa doit être supérieure à la résistance caractéristique du béton.

D'après l'article **A.2.1. - Résistance du béton (a.2.1.1.1)** du **C.B.A.93**, On peut admettre que pour $j \leq 28$ résistances f_{cj} des bétons non traités thermiquement suivent approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40\text{MPa}$$

b) Résistance caractéristique à la traction à 28 jours :

D'après l'article **A.2.1. - Résistance du béton (a.2.1.1.2)** du **C.B.A.93**, La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$$

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$:

$$f_{t28} = 2.1\text{MPa}$$

c) Module de déformation longitudinale du béton :

D'après l'article **A.2.1.2 - Résistance du béton (a.2.1.2.1 et a.2.1.2.2)** du **C.B.A.93**, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Donc pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$ et $j = 28$:

$$E_{ij} = 32164.19\text{MPa}$$

Et le module de déformation longitudinale différée du béton E_{vj} est égale à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Donc on aura :

$$E_{vj} = 10818.76\text{MPa}$$

d) Contraintes limites de compression :

Selon le **C.B.A.93 (a.4.3.4.1)**, la contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec : $\gamma_b = 1.5$ pour la situation normale.

$\gamma_b = 1.15$ pour la situation accidentelle.

$\theta = 1$ si $j > 1$ et $j = 28$.

L'article **a.4.5.2.** du **C.B.A.93** note que la contrainte admissible de compression à l'état limite de service (ELS) est limitée à :

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28}$$

Donc pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$:

$$\sigma_{bc} = 15\text{MPa}$$

Voici la formulation du béton fourni par le Laboratoire d'Etudes Géotechniques d'Engineering et de Contrôle (LEGIC) qui a été utilisé dans notre ouvrage (voir l'annexe).

II.2.2 l'acier :

II.2.2.1 Acier à haute adhérence (HA):

Dans le domaine des bâtiments et travaux publics, l'acier est utilisé comme armature dans le béton armé et comme armature passive dans le béton précontraint. Il englobe les barres lisses, les barres à haute adhérence et les treillis soudés.

L'acier à haute adhérence (HA) est un acier pour béton armé sous forme de barre ou de fil dont la surface présente des aspérités ou des reliefs afin d'améliorer l'adhérence avec le béton.

II.2.2.2 Caractéristique de l'acier :

a) Le module de déformation longitudinale de l'acier :

$$E_s = 200000\text{MPa}$$

b) La contrainte de fissuration :

ELU : d'après le **C.B.A.93 (a.4.3.2)**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec : $\gamma_s = 1.15$ pour une situation normale.

$\gamma_s = 1$ pour une situation accidentelle.

ELS : d'après le **C.B.A.93 (a.4.5.3)**

- Fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f t j} \right\}$
- Fissuration très préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta f t j} \right\}$ ($\phi \geq 8\text{mm}$)

Avec η : coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour l'acier rond lisse (RL).

$\eta = 1.6$ pour l'acier à haute adhérence (HA).

II.2.3 Plan architectural :

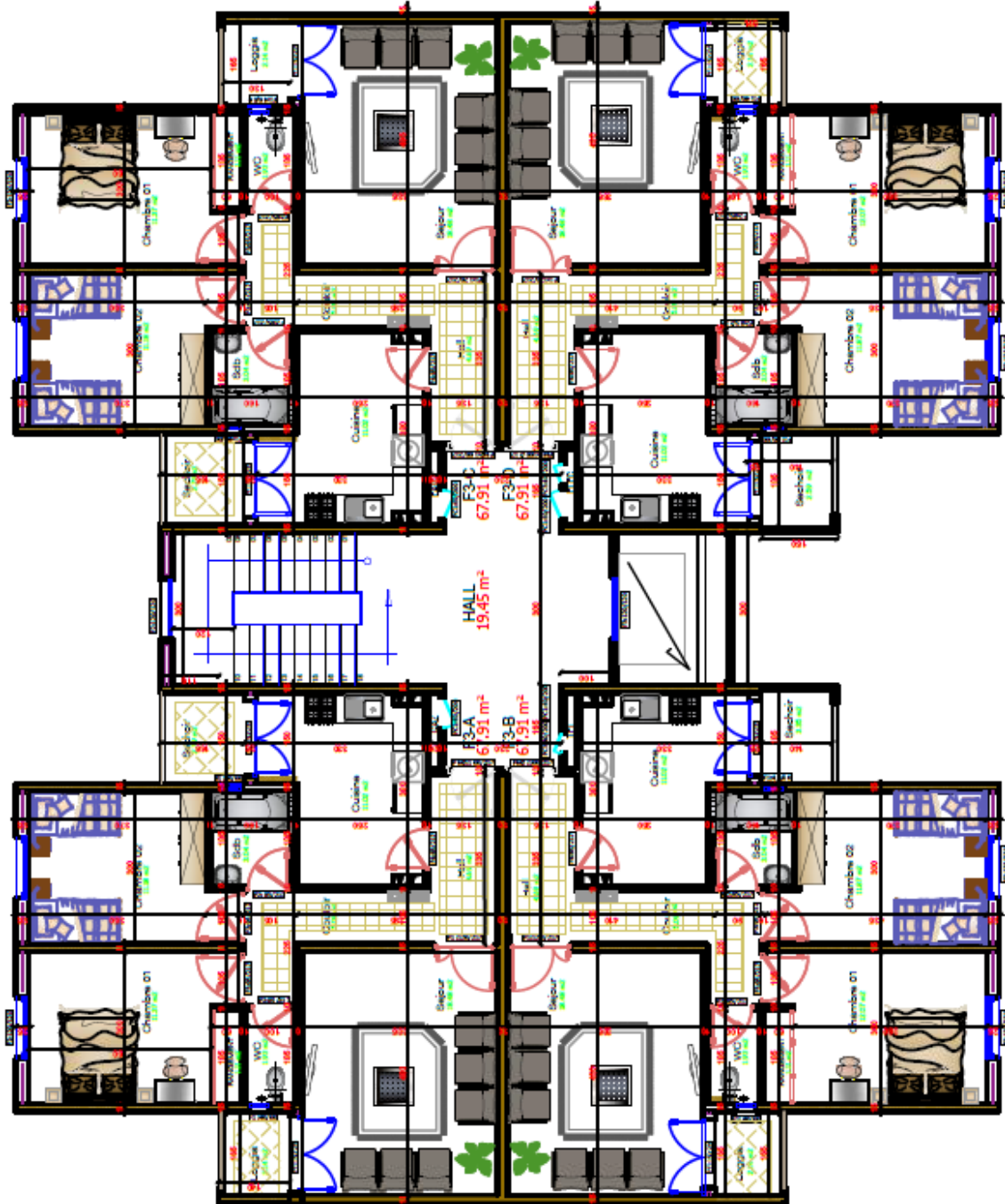


Fig : Plan architectural.

Chapitre III

Pré-dimensionnement des éléments
structuraux

III.1 Introduction

Le pré-dimensionnement est une étape nécessaire et fondamentale qui cers à estimer les dimensions des différents éléments structuraux et non structuraux de la construction avant de passer aux calculs.

Le pré-dimensionnement commence du haut vers le bas comme suit :

- Planchers ;
- Poutres ;
- Poteaux ;
- Voiles.

La structure du bâtiment au cours d'étude est composée uniquement de voiles porteur en béton armé ainsi que des plancher en dalle pleine.

III.2 Pré-dimensionnement des planchers

III.2.1 Plancher en dalle pleine :

C'est une séparation entre niveaux en forme de plaque en béton armé coulée sur place d'épaisseur de 10 à 20cm ou plus qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs.

L'épaisseur peut être déduite à partir des conditions suivantes :

- **Condition de résistance au feu :**

e =7cm pour 1h de coupe-feu ;

e =11cm pour 2h de coupe-feu ;

e =17.5cm pour 4h de coupe-feu.

On opte pour **e = 15cm**.

- **Résistance à la flexion (J. PERCHAT & J. ROUX « Pratique du BAEL91 »):**

Soit un panneau de dalle chargé de portées L_x et L_y avec L_y considérée sa grande portée :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

Si	$0.4 \leq \alpha \leq 1$	dalle portante en 2 sens (1).
Si	$\alpha \leq 0.4$	dalle portante en sa petite portée (2).

$$\alpha = \frac{3.15}{5.6} = 0.56 \quad (1)$$

Pour un panneau hyperstatique (continu) :

$$e \geq \frac{Lx}{40}$$

$$e \geq 7.87 \text{ cm} \quad \text{Donc on opte pour } \underline{e = 15 \text{ cm}}.$$

- **Isolation phonique :**

L'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

III.2.1.1 Actions appliquées :

Chaque valeur de charge a été prise depuis le **DTR BC 2.2**.

III.2.1.1.1 Charges permanentes :

Ils représentent le poids mort de la structure qui est constant ou varie très peu avec le temps.

a) Plancher terrasse (inaccessible) :

Matériau	G (kN/m ²)
Gravillon de protection	1.00
Étanchéité multicouche	0.10
Papier Kraft	0.05
Forme de pente	2.20
Polyane	0.05
Isolation thermique	0.10
Dalle pleine e = 15cm	3.75
Enduit au plâtre sous plafond	0.20

$$\underline{G_{\text{terrasse}} = 7.5 \text{ kN/m}^2}.$$

b) Plancher étage courant :

Matériau	G (kN/m ²)
Carrelage	0.50
Mortier de ciment	0.8
Cloisons de distribution	0.50
Dalle pleine e = 15cm	3.75
Enduit en plâtre sous plafond	0.20

$$\underline{G_{\text{étage}} = 5.75\text{kN/m}^2.}$$

III.2.1.1.2 Charges d'exploitation :

Les charges d'exploitation sont celles qui résultent de l'usage des locaux par opposition au poids des ouvrages qui constituent ces locaux, ou à celui des équipements fixes.

Pour un bâtiment à usage d'habitation :

- Plancher terrasse inaccessible : $Q = 1\text{kN/m}^2.$
- Plancher étage courant : $Q = 1.5\text{kN/m}^2.$

III.2.1.2 Combinaisons d'actions :

L'état limite ultime (ELU) :

a) Plancher terrasse : $P_u = 1.35G + 1.5Q ;$

$$P_u = 1.35 \times 7.5 + 1.5 \times 1 ;$$

$$\underline{P_u = 11.625\text{kN/m}^2.}$$

b) Plancher étage courant :

$$P_u = 1.35 \times 5.75 + 1.5 \times 1.5 ;$$

$$\underline{P_u = 10.01\text{kN/m}^2.}$$

L'état limite de service (ELS) :

a) Plancher terrasse : $P_{ser} = G + Q ;$

$$P_{ser} = 7.5 + 1 ;$$

$$\underline{P_{ser} = 8.5\text{kN/m}^2.}$$

b) Plancher étage courant : $P_{ser} = 5.75 + 1.5 ;$

$$\underline{P_{ser} = 7.25kN/m^2.}$$

III.2.2 Voile porteur et de contreventement :

Les voiles sont des éléments destinés à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci.

Selon le **RPA99/VERSION 2003 (article 7.7.1)**, l'épaisseur minimale d'un voile doit être 15cm, elle doit aussi satisfaire les conditions de rigidité aux extrémités :

$$L \geq 4e$$

$$e \geq \min \left\{ \frac{he}{25}; \frac{he}{22}; \frac{he}{20} \right\}$$

Avec :

- L : largeur de voile correspondant à la portée minimale ;
- e : épaisseur de voile ;
- h_e : hauteur libre d'étage = 289cm.

$$e \geq \left\{ \frac{289}{25}; \frac{289}{22}; \frac{289}{20} \right\}$$

$$e \geq 11.56cm$$

On prend deux choix :

- **e = 15cm** pour les voiles sur le sens y-y.
- **e = 20cm** pour les voiles sur le sens x-x.

III.2.3 Voile périphérique :

C'est un élément d'infrastructure qui joint le niveau de structure avec le niveau de fondations.

On prend **e = 20cm**.

Chapitre IV

Pré-dimensionnement des éléments non-structuraux

IV.1 Les escaliers

IV.1.1 Définition :

Un escalier est un élément non-structuraux constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

L'escalier se compose de :

- **La marche** : surface horizontale plane, sur laquelle on pose le pied ;
- **La contre marche** : surface verticale plane relie deux marches successives ;
- **L'emmarchement** : largeur praticable de la marche, généralement elle correspond à la plus grande dimension de la marche ;
- **Le nez de la marche** : bord extérieur de la marche ;
- **Le giron** : distance horizontale entre deux nez de marche successive ;
- **La paillasse** : partie inclinée servent de support aux marches et contremarches ;
- **Le palier** : partie horizontale de départ ou d'arrivée d'un escalier ;
- **Le volée** : ensemble des marches (3 au minimum) de palier à palier.

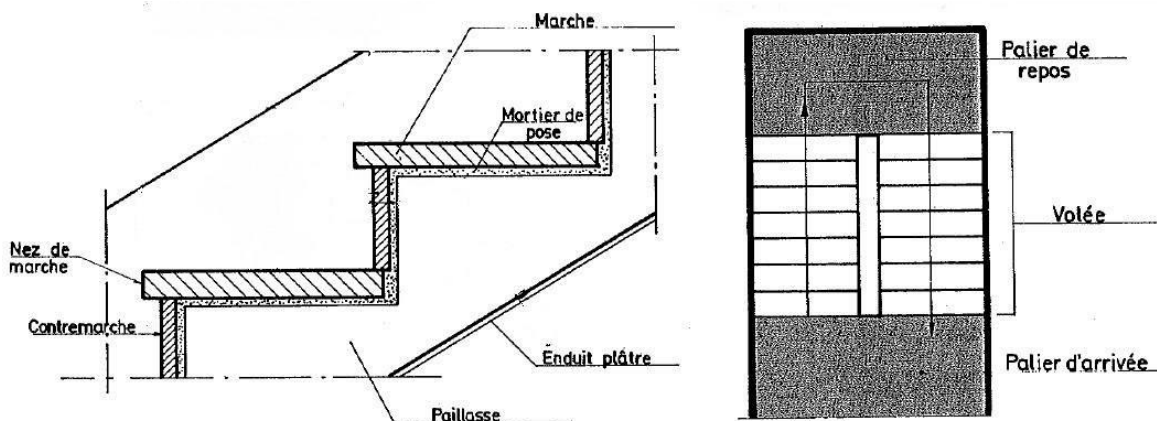


Fig. IV.1.1a : Les composants d'un escalier.

Il existe plusieurs types d'escalier, on les distingue selon la nature de l'élément de résistance sur le quelle ils s'appuient. Les plus courants sont :

- Escalier à paillasse porteuse.
- Escalier à marche porteuse.

Notre structure contient un seul type : escalier à paillasse porteuse.

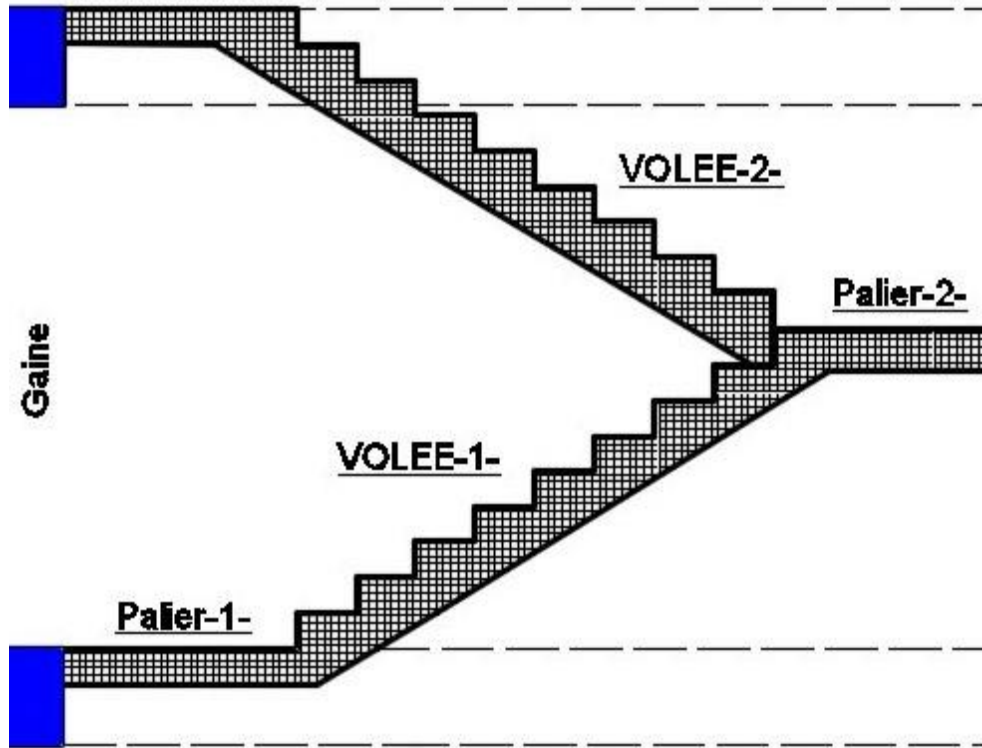


Fig. IV.1.1b : coupe transversale de cage d'escalier.

IV.1.2 Dimensionnement :**a) Calcul de giron (g) et de la hauteur du marche (h) :**

En utilisant la formule de Blondel, on trouve :

$$0.59m \leq g + 2h \leq 0.66m$$

On prend : **h = 17cm**

$$\mathbf{g = 30cm}$$

$$59 \leq 30 + 2 \times 17 = 64cm \leq 66$$

b) Calcul du nombre des marches et contre marches :

$$Nc = \frac{H}{h} = \frac{304}{17} \approx 18$$

On a 2 volées identiques donc :

$$n = \frac{Nc}{2} - 1 = 9 - 1 = 8$$

On trouve 8 marches et 9 contre marches pour chaque volée.

c) Angle d'inclinaison :

On a : $g = 30\text{cm}$; $h = 17\text{cm}$

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.57$$

$$\alpha = 29.5^\circ$$

d) Dimension des volées :

Longueur de paillasse:

$$L' = \frac{2.4}{\cos \alpha} = 2.75\text{m}$$

$$L \text{ paillasse} = L' + L \text{ palier} = 2.75 + 1.5 = 4.25\text{m}$$

Epaisseur du paillasse:

Condition de résistance:

$$\frac{L \text{ paillasse}}{30} \leq e_p \leq \frac{L \text{ paillasse}}{20}$$

$$\frac{425}{30} \leq e_p \leq \frac{425}{20}$$

$$14.16 \leq e_p \leq 21.25$$

Donc on opte pour : **$e_p = 15\text{cm}$** .

IV.1.3 Actions appliquées :

IV.1.3.1 Charges permanentes:

a) La paillasse :

Matériau	Formule	G (kN/m ²)
Revêtement horizontal	/	1.02
Revêtement vertical	$104 \times h/g$	0.58
Poids propre des marches	$2500 \times h/2$	1.83
Poids propre de la paillasse	$2500 \times e_p/\cos \alpha$	4.22
Enduit en ciment	$18 \times 1.5/\cos \alpha$	0.30

Tableau IV.1.3.1a : Charges permanentes dues au paillasse.

$$\underline{G_{\text{paillasse}} = 7.95\text{kN/m}^2.}$$

b) Le palier :

Matériau	Formule	G (kN/m ²)
Revêtement horizontal	/	1.02
Poids propre du palier	$2500 \times e_p$	3.67
Enduit en plâtre	$18 \times e_p$	0.26

Tableau IV.1.3.1b : Charges permanentes dues au palier.

$$\underline{G_{\text{palier}} = 4.95\text{kN/m}^2.}$$

IV.1.3.2 Charges d'exploitation :

Pour l'escalier la charge $\underline{Q = 2.5\text{kN/m}^2.}$

IV.1.4 Combinaisons d'actions :**a) ELU :**

Paillasse : $P_u = 1.35 \times 7.95 + 1.5 \times 2.5$

$$\underline{P_u = 14.48\text{kN/m}^2}$$

Palier : $P_u = 1.35 \times 4.95 + 1.5 \times 2.5$

$$\underline{P_u = 10.68\text{kN/m}^2}$$

b) ELS :

Paillasse : $P_{ser} = 7.95 + 2.5$

$$\underline{P_{ser} = 10.45\text{kN/m}^2}$$

Palier : $P_{ser} = 4.95 + 2.5$

$$\underline{P_{ser} = 7.45\text{kN/m}^2}$$

IV.1.5 Vérifications spécifiques :**IV.1.5.1 Vérification des contraintes tangente :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16\text{MPa}$$

- Sens x-x :

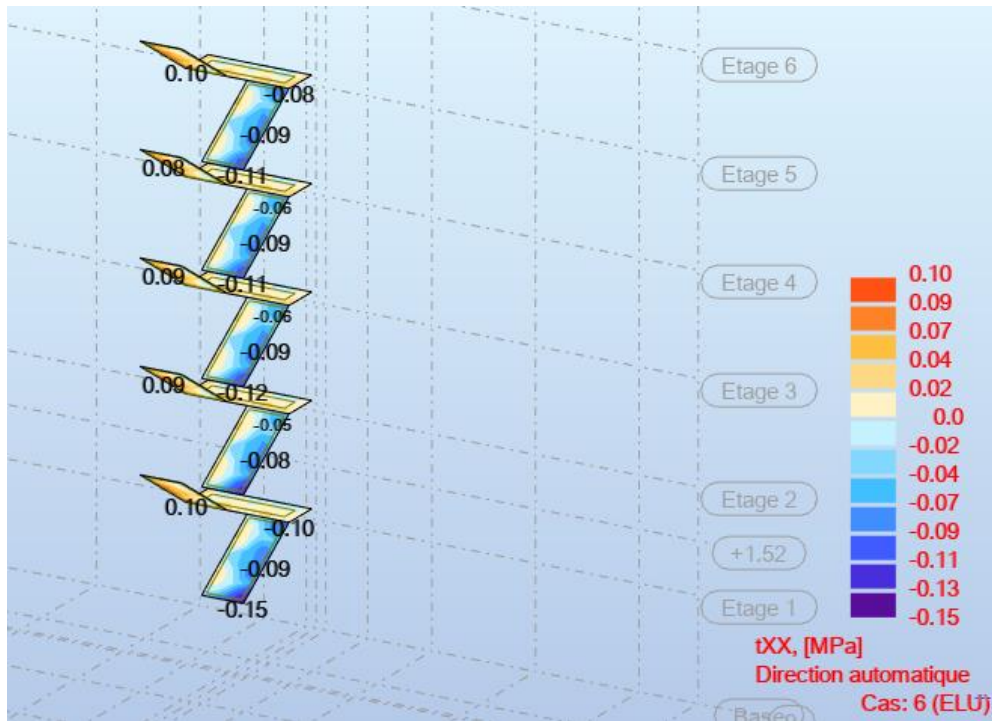


Fig IV.1.5.1a : Les contraintes tangente suivant x-x.

- Sens y-y :

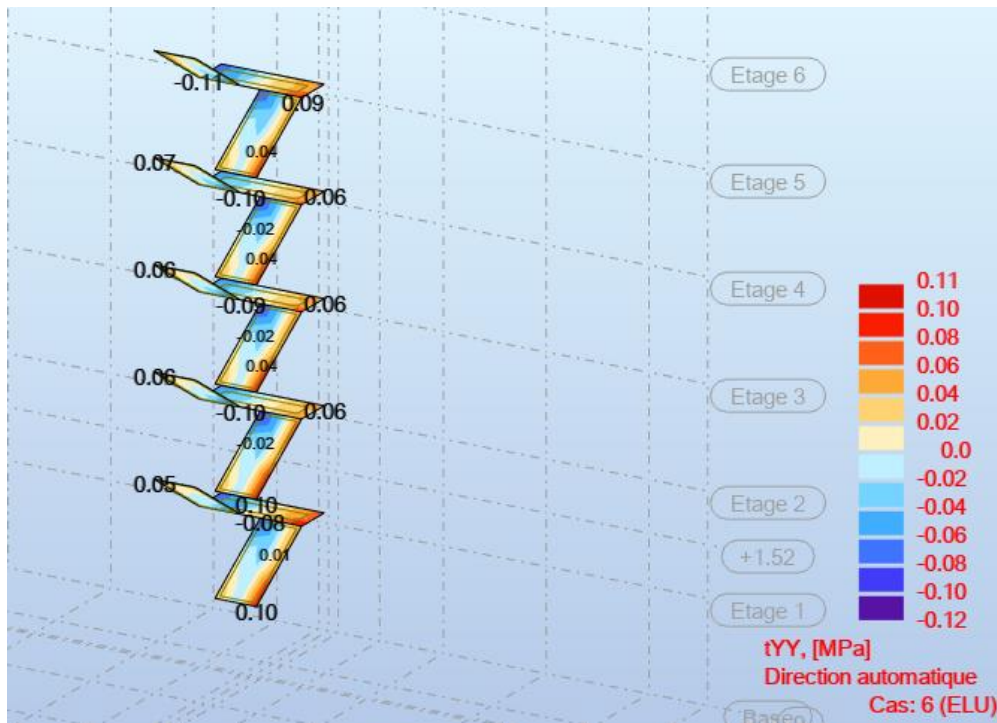


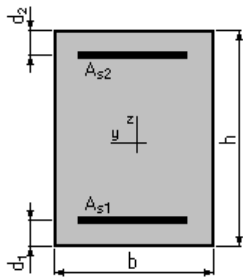
Fig IV.1.5.1b : Les contrainte tangente suivant y-y.

IV.1.6 Calcul des armatures :**IV.1.6.1 Note de calcul :**

- Sens x-x :

Calcul de Section en Flexion Simple**1. Hypothèses:****Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)****Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 15.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 1.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 1.0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	5.82	-1.64
Etat Limite de Service	4.23	-1.19
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 1.4 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 1.4 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s\min} = 1.4 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0.20 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0.10 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{\max} = 5.82 \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} = -1.64 \text{ (kN*m)}$
Coefficient de sécurité:	1.45	Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.6$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 13.8$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0.45$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 4.23$ (kN*m) $M_{\min} = -1.19$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.20
 Position de l'axe neutre: $y = 2.1$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 13.3$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.3$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 3.9$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 3.9$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s,lim} = 500.0$ (MPa)

- Sens y-y :

Calcul de Section en Flexion Simple

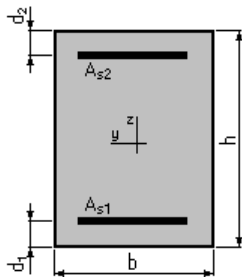
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)
 $h = 15.0$ (cm)
 $d_1 = 1.0$ (cm)
 $d_2 = 1.0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	5.63	-4.20
Etat Limite de Service	4.08	-3.03

Etat Limite Ultime (Accidentel) 0.00 0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 1.4 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 1.4 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 1.4 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0.20 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0.10 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 5.63 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = -4.20 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1.50	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 0.6 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 13.8 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0.45 \text{ (\%)}_0$	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10.00 \text{ (\%)}_0$	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434.8 \text{ (MPa)}$	

Cas ELS $M_{\text{max}} = 4.08 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = -3.03 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	2.28
Position de l'axe neutre:	$y = 2.1 \text{ (cm)}$
Bras de levier:	$Z = 13.3 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 0.8 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$
Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 9.9 \text{ (MPa)}$
comprimée:	$\sigma'_s = 9.9 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s \text{ lim}} = 500.0 \text{ (MPa)}$

IV.1.6.2 Cartographies du ferrailage :

- **Sens x-x :**

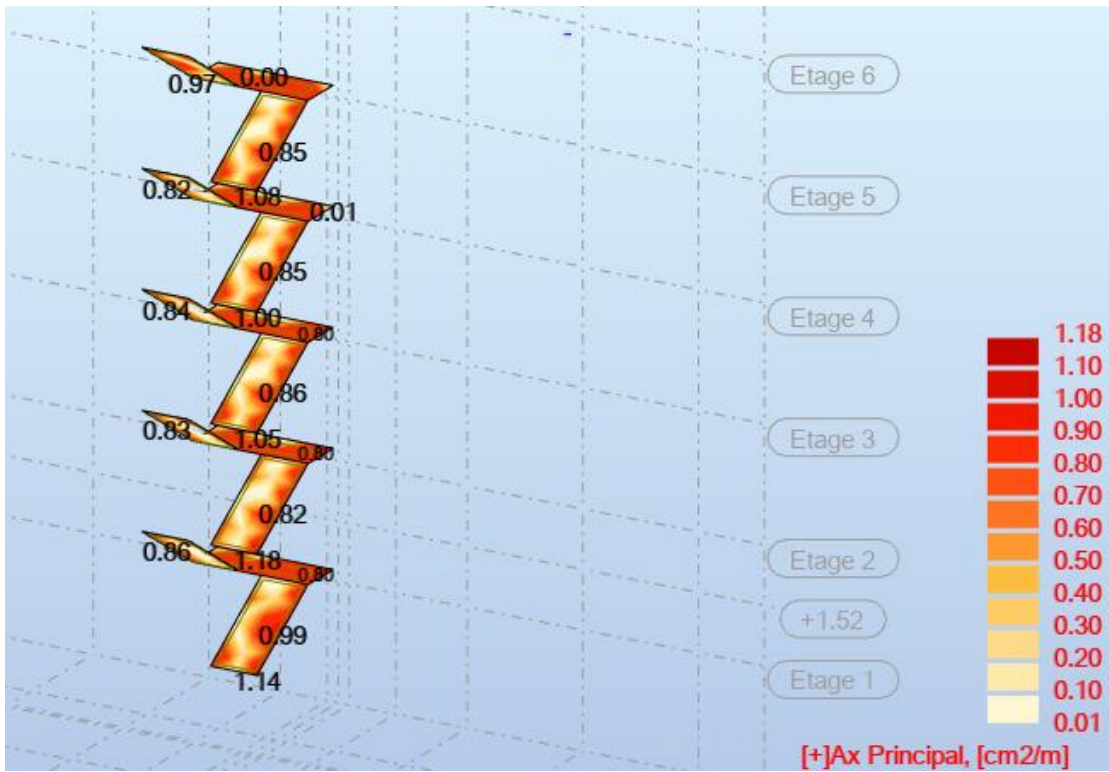


Fig IV.1.6.2a : Armatures supérieures au sens x-x.

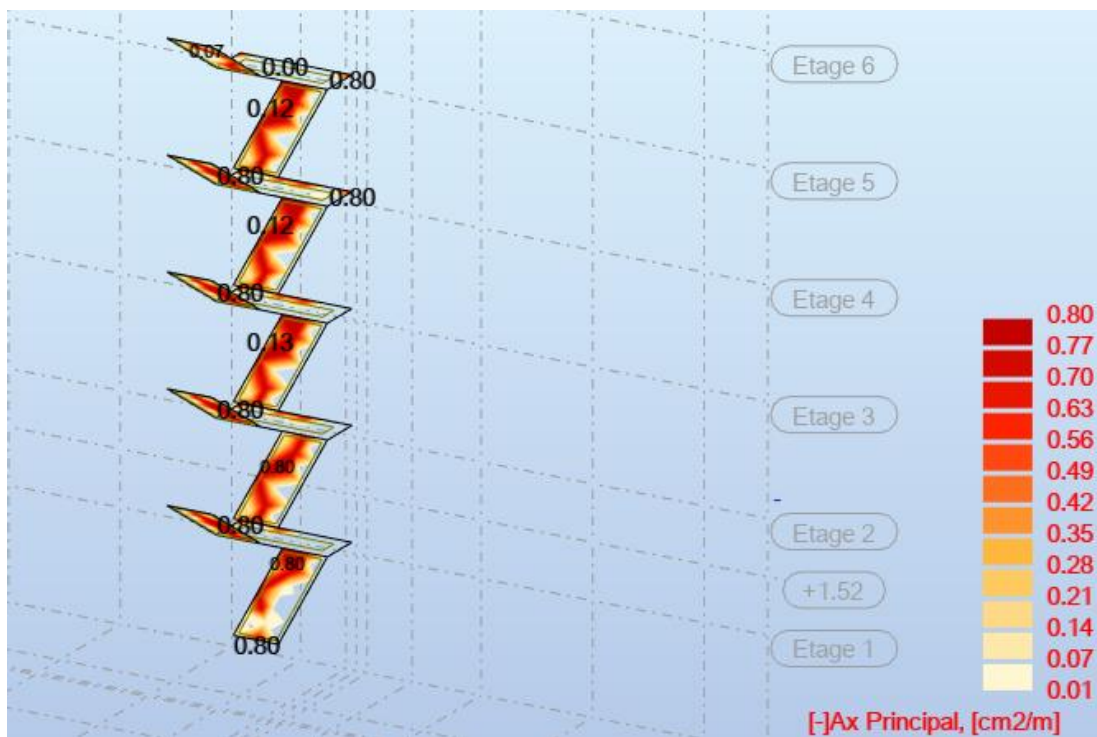


Fig IV.1.6.2b : Armatures inférieures au sens x-x.

- Sens y-y :

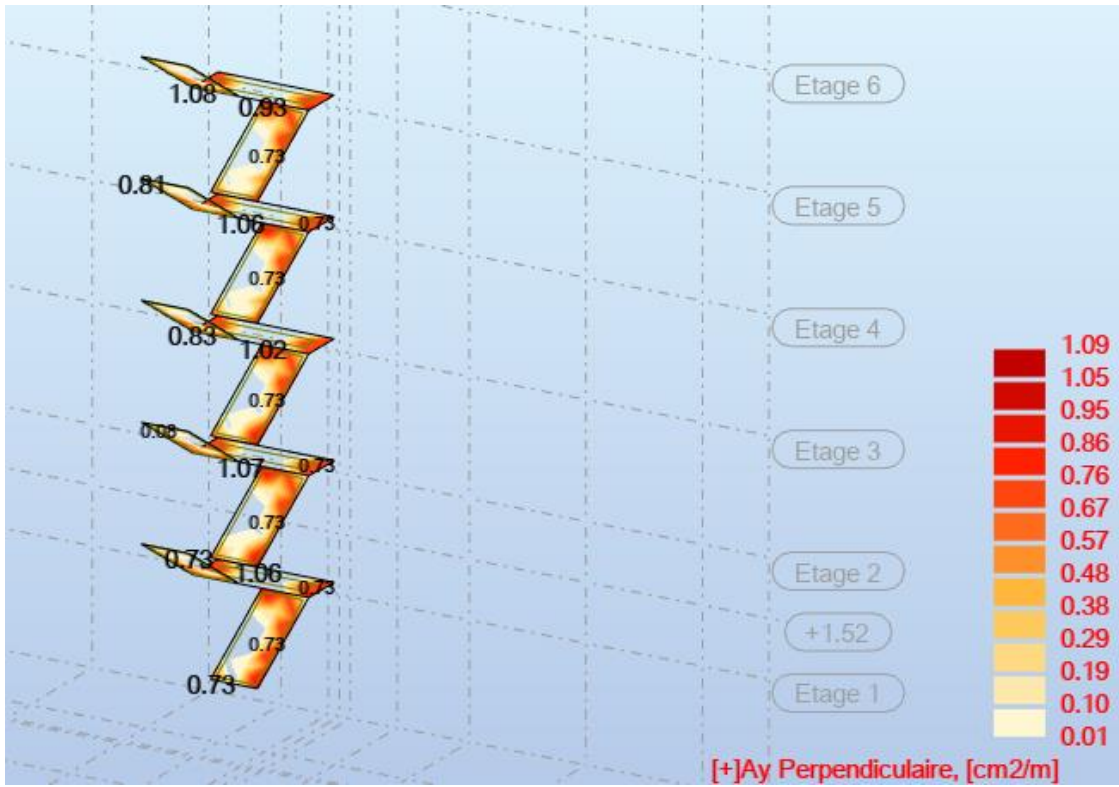


Fig IV.1.6.2c : Armatures supérieures au sens y-y.

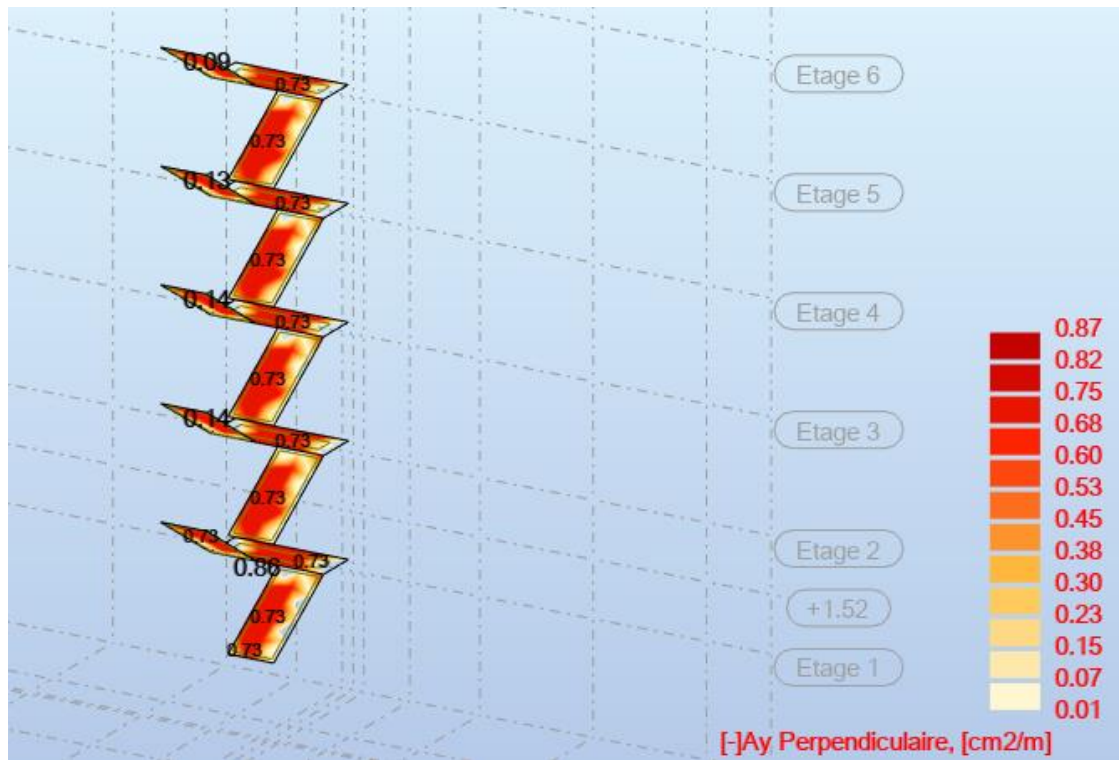


Fig IV.1.6.2d : Armatures inférieures au sens y-y.

On opte pour des barres de T12 espacement = 15cm.

IV.2 L'acrotère

IV.2.1 Définition :

Rebord périphérique placé au dernier niveau d'un bâtiment, au-dessus de la terrasse ou du point bas de la toiture, réalisé en maçonnerie, en béton armé ou par prolongement du bardage métallique.

Si la hauteur de l'acrotère mesurée dès que la couche de protection d'étanchéité est inférieure à 30cm on l'appelle un acrotère bas, au contraire on le dit un acrotère haut.

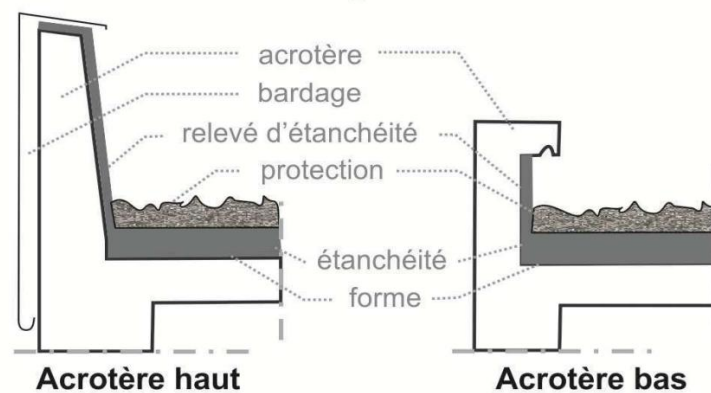


Fig. IV.2.1 Schéma d'un acrotère haut et un acrotère bas.

IV.2.2 Calcul des sollicitations :

Selon le **RPA99/VERSION 2003 (article 6.2.3)**, les éléments non-structuraux sont soumises à des forces horizontale (F_p) calculées par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) ;

C_p : Facteur de force horizontale, tableau (6.1) ;

W_p : Poids propre de l'élément considéré.

Et soumise à un moment dû à cette force horizontale.

a) Poids propre :

$$W_p = 2500 \times S \times b$$

$$S1 = 1.3 \times 0.1$$

$$S2 = 0.05 \times 0.05$$

$$S3 = \frac{0.05 \times 0.05}{2}$$

$$W_p = 2500 \times 0.13375 \times 1$$

$$\underline{W_p = 3.34kN/mL}$$

b) Force horizontale :

$A = 0.15$ (Groupe d'usage 2 ; Zone IIa) ;

$C_p = 0.8$ (Elément en console) ;

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3.34$$

$$\underline{F_p = 1.605kN/mL}$$

c) Calcul de l'effort normal et du moment fléchissant :

ELU :

$$\begin{cases} N_u = 1.35 \times W_p \\ M_u = 1.5 \times F_p \times L \end{cases} \rightarrow \begin{cases} N_u = 1.35 \times 3.34 \\ M_u = 1.5 \times 1.605 \times 1.3 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} N_u = 4.5kN/mL \\ M_u = 3.13kN.m \end{cases}$$

ELS :

$$\begin{cases} N_{ser} = 1 \times W_p \\ M_{ser} = F_p \times L \end{cases} \rightarrow \begin{cases} N_u = 3.34kN/mL \\ M_u = 2.08kN.m \end{cases}$$

IV.3 Les murs extérieurs :

IV.3.1 Définition :

Un mur extérieur est un mur qui reçoit toutes les agressions climatiques extérieures comme la pluie, le vent, la grêle, le soleil et qui empêche les échanges de chaleur.

Le mur extérieur est tout simplement le mur qui dessine l'esthétique de l'extérieur de l'habitat et est recouvert d'un recouvrement extérieur.

IV.3.2 Calcul des sollicitations :

La maçonnerie utilisée est en brique creuse (en double cloison) avec 30% d'ouverture :

Les éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Briques creuses (extérieur)	0.15	9	1.3
Lame d'air	0.05	0	0

Briques creuses (intérieur)	0.1	9	0.9
Revêtement de ciment	0.02	20	0.4

Tableau IV.3.2 : Charges permanentes dû au mur extérieur.

$$\underline{G_{murs} = 2.8 \times 0.7 = 1.96kN/m^2.}$$

Chapitre V

Etude dynamique de la structure (sismique)

V.1 Introduction

Un séisme ou tremblement de terre est une secousse du sol résultant de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. Cette libération d'énergie se fait par rupture le long d'une faille, généralement préexistante. Plus rares sont les séismes dus à l'activité volcanique ou d'origine artificielle (explosions par exemple). Le lieu de la rupture des roches en profondeur se nomme le foyer ; la projection du foyer à la surface est l'épicentre du séisme. Le mouvement des roches près du foyer engendre des vibrations élastiques qui se propagent, sous la forme de paquets d'ondes sismiques, autour et au travers du globe terrestre. Il produit aussi un dégagement de chaleur par frottement, au point de parfois fondre les roches le long de la faille

V.2 l'étude dynamique (sismique)

L'étude dynamique, ou bien sismique, du bâtiment permet d'évaluer si le système de reprise des charges latérales de la structure de votre bâtiment respecte les normes.

Les Règles Parasismique Algérienne **RPA99/ VERSION 2003** recommande des méthodes de conception et de calcul d'ouvrage à adopter :

- a) Méthode statique équivalente ;
- b) Méthode d'analyse modale spectrale ;
- c) Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.2.1 Conditions d'application pour chaque méthode :

a) Méthode statique équivalente :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation (prescrites au **chapitre III, paragraphe 3.5** du **RPA.99v2003**) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :
 - **Zone I :** Tous groupes.
 - **Zone IIa :**
 - Groupe d'usage 3 ;
 - Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m ;
 - Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m ;
 - Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
 - **Zone IIb et III :**

- Groupes d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m ;
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

b) Méthode d'analyse modale spectrale :

Elle peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

d) Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Elle peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des les de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité satisfaisant.

V.2.2 Méthode de calcul choisie :

Pour notre ouvrage, le calcul sera porté par la méthode d'analyse modale spectrale. Les résultats de la méthode statique équivalente seront utilisés uniquement pour la condition pris depuis le **RPA99/VERSION 2003 (article 4.3.6)**.

On a ainsi utilisé le logiciel de calcul **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020** car il était le plus compréhensible pour la modélisation et l'analyse de notre structure.

V.2.3 Présentation du logiciel de calcul :

Robot Structural Analysis Professional est un logiciel d'analyse des charges structurelles qui vérifie la conformité aux codes et utilise des workflows intégrés au BIM.

BIM est le sigle anglais de Building Information Modeling, de Building Information Model, ou encore de Building Information Management, et le rétro acronyme de bâti immobilier modélisé. Il désigne les outils de modélisation des informations de la construction implémentée par des applications qui permettent la modélisation des données du bâtiment, d'une structure, d'un édifice ou d'un ouvrage.

V.2.4 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.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

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.

Un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux directions puissent être découplés.

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

V.2.5 Application de la méthode :

A partir de **RPA99/VERSION 2003 (article 4.2.3.)**, la force sismique totale (V), appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

Q : Facteur de qualité ;

R : Coefficient de comportement ;

W : Poids total de la structure.

- A :

Groupe d'usage	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1 A	0,15	0,25	0,30	0,40
1 B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau V.2.5a : Coefficients d'accélération des zones.

A = 0.15.

- **D** : il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \times (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \times (T_2/3.0)^{2/3} \times (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site donnée par le tableau suivant

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁ (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T ₂ (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau V.2.5b : Période caractéristique des différents sites.

Notre ouvrage appartient à la catégorie des sites fermes (S₂), donc T₂ = 0.4s.

η : Facteur de correction d’amortissement donnée par

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \zeta)}} \geq 0.7$$

ζ : pourcentage d’amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et l’importance des remplissages.

Remplissage	Portiques		Volles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau V.2.5c : Valeurs de ζ (%).

ζ = 10% donc :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 10)}} = 0.76 > 0.7$$

T : période fondamentale de la structure, on peut l’estimer à partir de la formule empirique suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 21.28m.$$

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage donner par le tableau suivant :

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Tableau V.2.5d : Valeurs du coefficient C_T .

$C_T = 0.05$, et puisque notre ouvrage appartient au cas^o4, on peut utiliser la formule :

$$T = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}}$$

Ou D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction du calcul considérée.

$$T = 0.05 \times (21.28)^{3/4}$$

$$T = 0.49s$$

$$\begin{cases} D_x = 23.25m; & T_x = \frac{0.09 \times 21.28}{\sqrt{23.25}} = 0.4s \\ D_y = 19.40m; & T_y = \frac{0.09 \times 21.28}{\sqrt{19.40}} = 0.43s \end{cases}$$

Alors on prend les plus petites des valeurs de chaque direction :

$$\begin{cases} T_X = \min\{T; T_x\} = \min\{0.49; 0.4\} = 0.4s \\ T_Y = \min\{T; T_y\} = \min\{0.49; 0.43\} = 0.43s \end{cases}$$

Et puis :

$$\begin{cases} T_2 = T_X \\ T_2 < T_Y < 3.0s \end{cases} \begin{cases} D_X = 2.5\eta \\ D_Y = 2.5\eta(T_2/T_Y)^{2/3} \end{cases}$$

$$\begin{cases} D_X = 1.91 \\ D_Y = 1.82 \end{cases}$$

- **Q** : Facteur de qualité de la structure en fonction de :
 - La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent ;
 - La régularité en plan et en élévation ;
 - La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : La pénalité à retenir selon la satisfaction de critère de qualité q ou non, sa valeur est donnée par ce tableau :

Critère "q"	P _q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau V.2.5e : Valeurs des pénalités P_q.

$$Q = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0) = 1.2$$

- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, déterminé en fonction de système de contreventement adopté :

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Tableau V.2.5f : Valeurs de coefficient de comportement R.

R = 3.5 (Voiles porteurs).

- **W** : Poids total de la structure, qui est égale à la somme des poids W_i de chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- W_{Qi} : Charges d'exploitation.
- β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau :

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30
3	Entrepôts, hangars	0,40
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Tableau V.2.5g : Valeurs de coefficient de pondération.

Le poids total de la structure est donné par le logiciel de calcul **Robot Structural Analysis Professional** que nous avons utilisé pour notre modélisation :

$$W = 52449.64 \text{ kN.}$$

$$\begin{cases} V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.91 \times 1.2}{3.5} \times 52449.64 = 5152.05 \text{ kN.} \\ V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.82 \times 1.2}{3.5} \times 52449.64 = 4909.28 \text{ kN.} \end{cases}$$

V.2.5.1 Vérification de la condition de la résultante des forces sismiques :

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

Si $V_t < 0.8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport $0.8 V/V_t$. (**RPA99/VERSION 2003 (article 4.3.6)**).

$$\begin{cases} V_{tx} \geq 0.8V_x \\ V_{ty} \geq 0.8V_y \end{cases} \rightarrow \begin{cases} V_{tx} = 4241.97 \text{ kN} > 4121.64 \text{ kN} \\ V_{ty} = 4350.21 \text{ kN} > 3927.42 \text{ kN} \end{cases} \text{ Condition Vérifiée.}$$

V.2.6 Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :

Pour résumer, il est demandé de rechercher le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques pour chaque mode de vibration. Ils sont ensuite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnels, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec 3 DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

Le modèle de calcul a été réalisé sur le logiciel de calcul automatique Robot Structural Analysis 2020. Ce logiciel utilise la méthode des éléments finis pour la discrétisation de la structure.

Le calcul statique est réalisé selon la résolution d'un système d'équations linéaires du type:

$$KU = R$$

Soit :

- K : Matrice de rigidités.
- U : Vecteur des déplacements.
- R : Vecteur des charges.

L'analyse dynamique est faite selon un système d'équations d'équilibre dynamique, avec lesquels est possible l'obtention de la réponse de la structure aux déplacements du sol, dus à l'action sismique.

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = M\ddot{u}_g$$

Soit :

- M : Matrice de masses ;
- C : Matrice d'amortissement ;
- K : Matrice de rigidités ;
- \ddot{u}_g : Accélération du sol ;
- \ddot{u} , \dot{u} et u : Accélération, vitesse et déplacements de la structure.

Le logiciel de calcul automatique résout le système d'équations en utilisant la méthode de la superposition des modes par un spectre de réponse approximatif.

La courbe d'accélération du sol est introduite sous la forme d'un cadre qui fait la relation entre l'accélération et la période de la structure.

La détermination des efforts et des déplacements maximaux est faite avec les réponses modales associées aux directions principales d'excitation. La réponse totale ou finale, n'est autre que la somme des réponses des trois directions par une combinaison quadratique.

V.2.6.1 Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

V.2.6.2 Notes de calcul simplifiée :

Propriétés du projet: **Structurememoire2022**

Type de structure: Coque

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

$$X = 11.625 \text{ (m)}$$

$$Y = 9.920 \text{ (m)}$$

$$Z = 4.733 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure:

$$I_x = 136604188.283 \text{ (kg}^*m^2)$$

$$I_y = 180089943.784 \text{ (kg}^*m^2)$$

$$I_z = 145785807.435 \text{ (kg}^*m^2)$$

$$\text{Masse} = 1716642.390 \text{ (kg)}$$

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses statiques globales:

$$X = 11.625 \text{ (m)}$$

$$Y = 9.897 \text{ (m)}$$

$$Z = 6.696 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses statiques globales:

$$I_x = 483361957.614 \text{ (kg}^*m^2)$$

$$I_y = 612285835.775 \text{ (kg}^*m^2)$$

$$I_z = 487786962.730 \text{ (kg}^*m^2)$$

$$\text{Masse} = 6082005.792 \text{ (kg)}$$

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

$$X = 11.625 \text{ (m)}$$

$$Y = 9.897 \text{ (m)}$$

$$Z = 6.696 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

$$I_x = 483361957.614 \text{ (kg}^*m^2)$$

$$I_y = 612285835.775 \text{ (kg}^*m^2)$$

$$I_z = 487786962.730 \text{ (kg}^*m^2)$$

$$\text{Masse} = 6082005.792 \text{ (kg)}$$

Description de la structure

Nombre de noeuds:	4004
Nombre de barres:	442
Eléments finis linéiques:	1253
Eléments finis surfaciques:	3673
Eléments finis volumiques:	0
Nbre de degrés de liberté stat.:	22891
Cas:	15
Combinaisons:	10

Liste de cas de charges/types de calculs

Cas 1 : G
Type d'analyse: Statique linéaire

Cas 2 : Q
Type d'analyse: Statique linéaire

Cas 3 : Modale
Type d'analyse: Modale

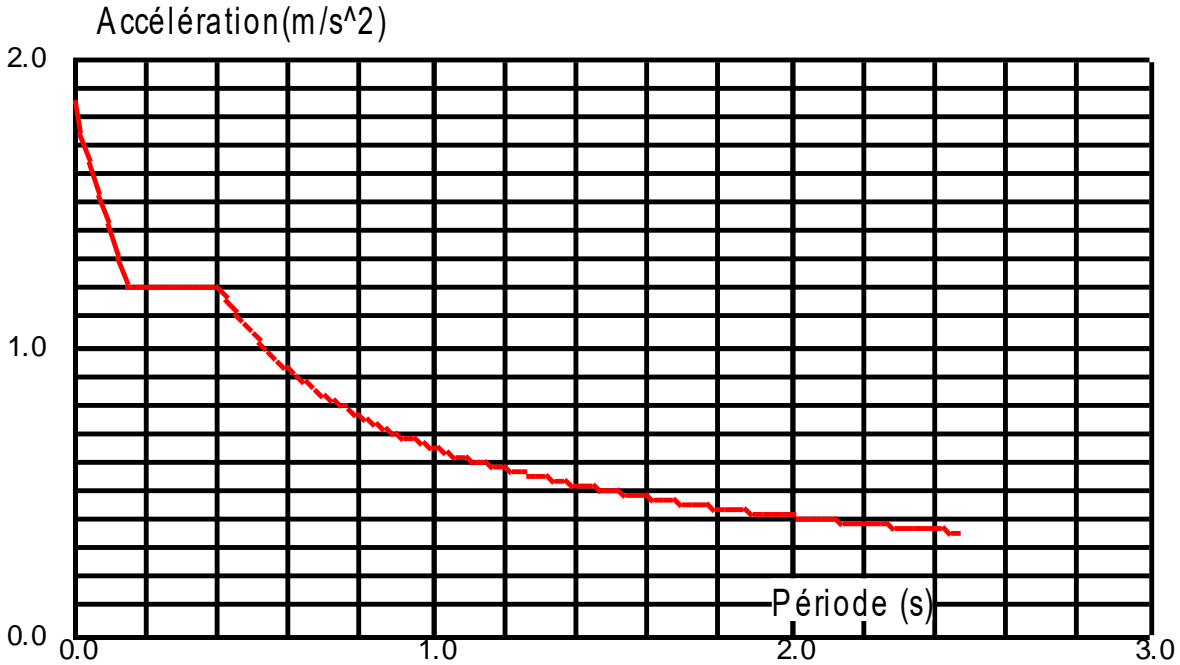
Données:

Mode d'analyse	:	Modal
Type de matrices de masses	:	Concentrée sans rotations
Nombre de modes	:	15
Limites	:	0.000
Coefficient des masses participantes	:	0.000

Cas 4 : EX
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 1.000
Y = 0.000
Z = 0.000

**Données:**

Zone	:	IIa
Usage	:	2
Assise	:	S2
Coefficient de qualité	:	1.200
Coefficient de comportement	:	3.500
Amortissement	:	$\alpha = 10.00 \%$

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement :	$\eta = [7/(2+\xi)]^{0.5} =$	0.764
$\bar{A} =$		0.150
$T_1 =$		0.150
	$T_2 =$	0.400

Cas 6 : ELU
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 7 : ELS
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 8 : G+Q+EX
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 9 : G+Q+EY
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 10 : G+Q-EX
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 11 : G+Q-EY
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 12 : 0.8G+EX
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 13 : 0.8G+EY
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 14 : 0.8G-EX
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 15 : 0.8G-EY
Type d'analyse: Combinaison linéaire

V.2.6.3 Modélisation de la structure :

Voici des différents perspectives de vue de notre structure :

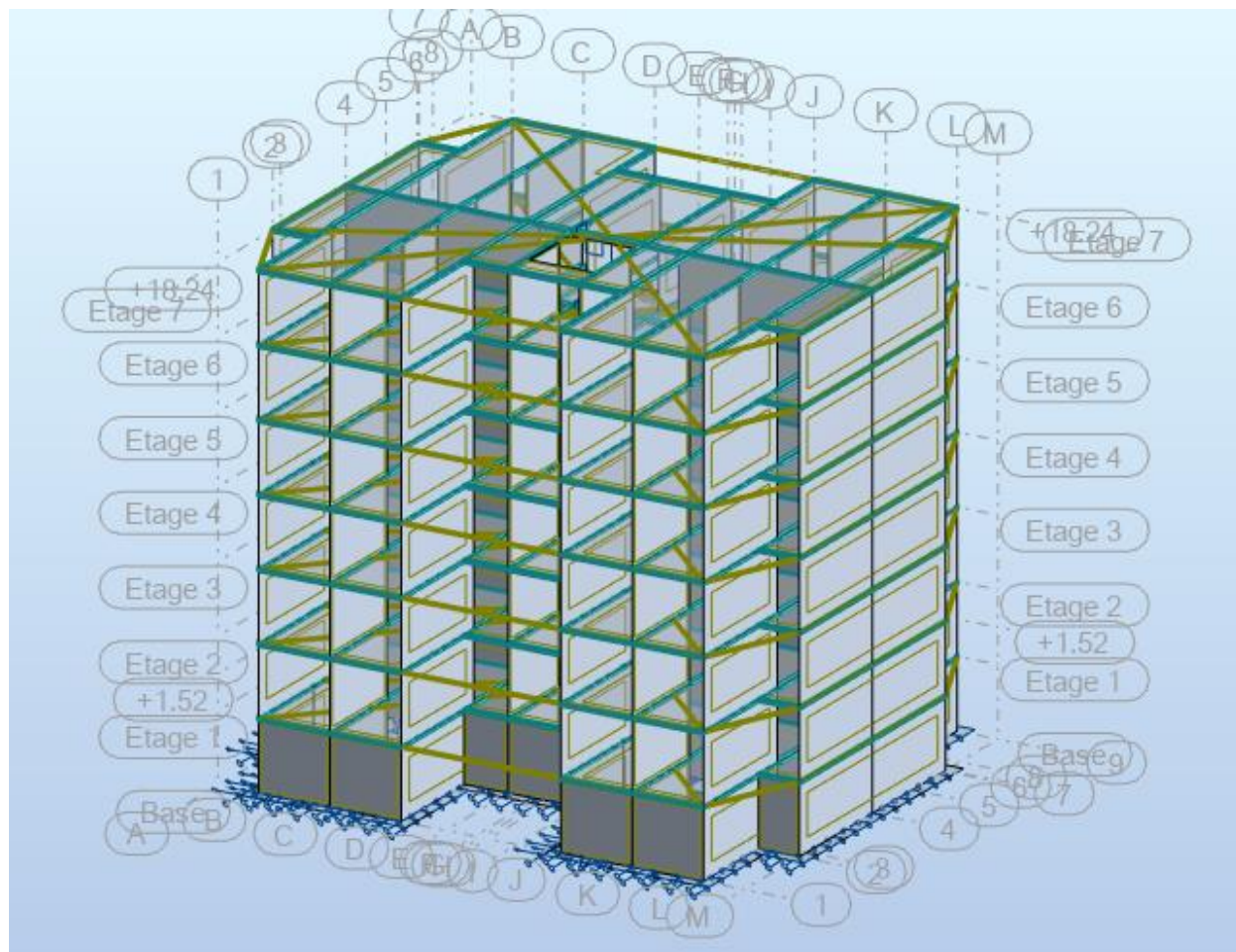


Fig. V.2.6.3a : Vue générale de la structure.

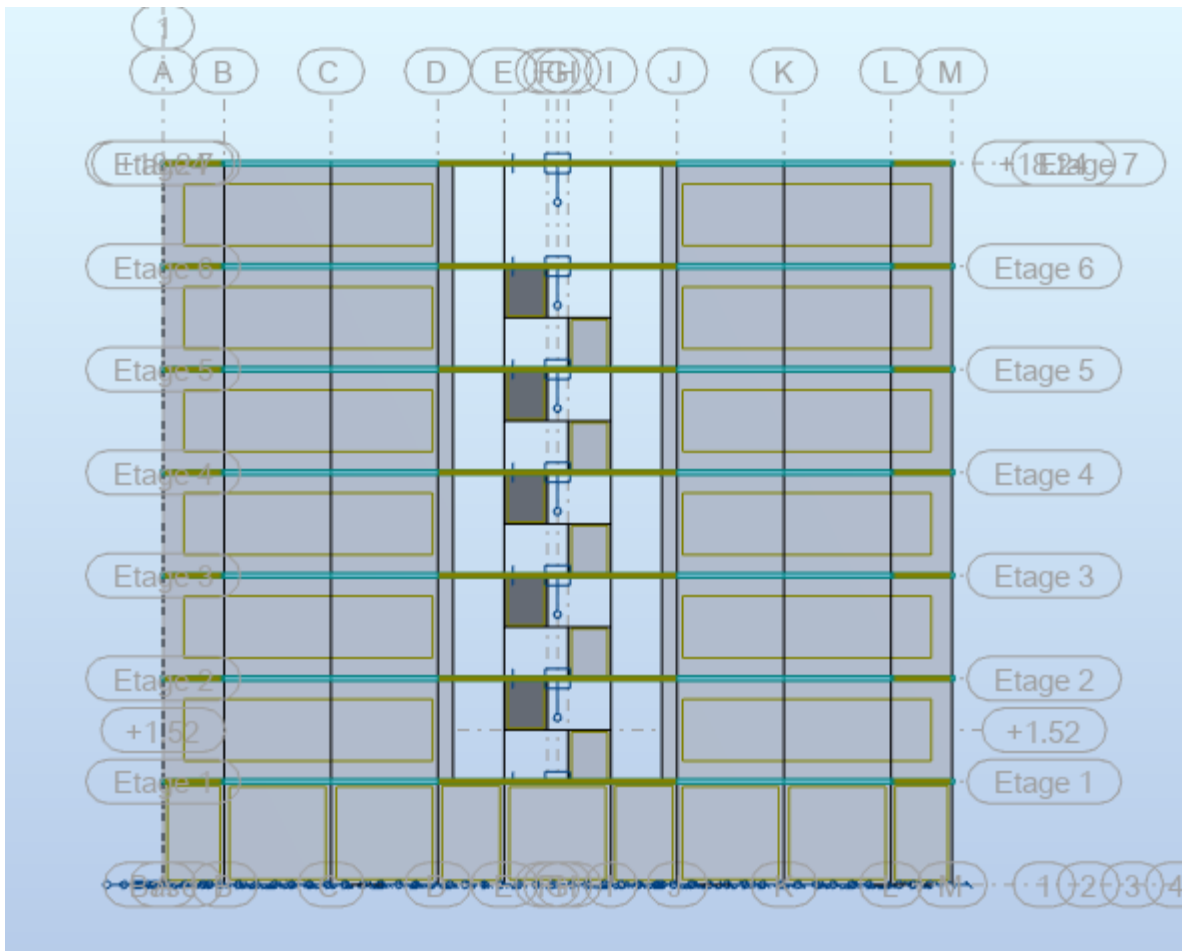


Fig. V.2.6.3b : Vue en avant de la structure.

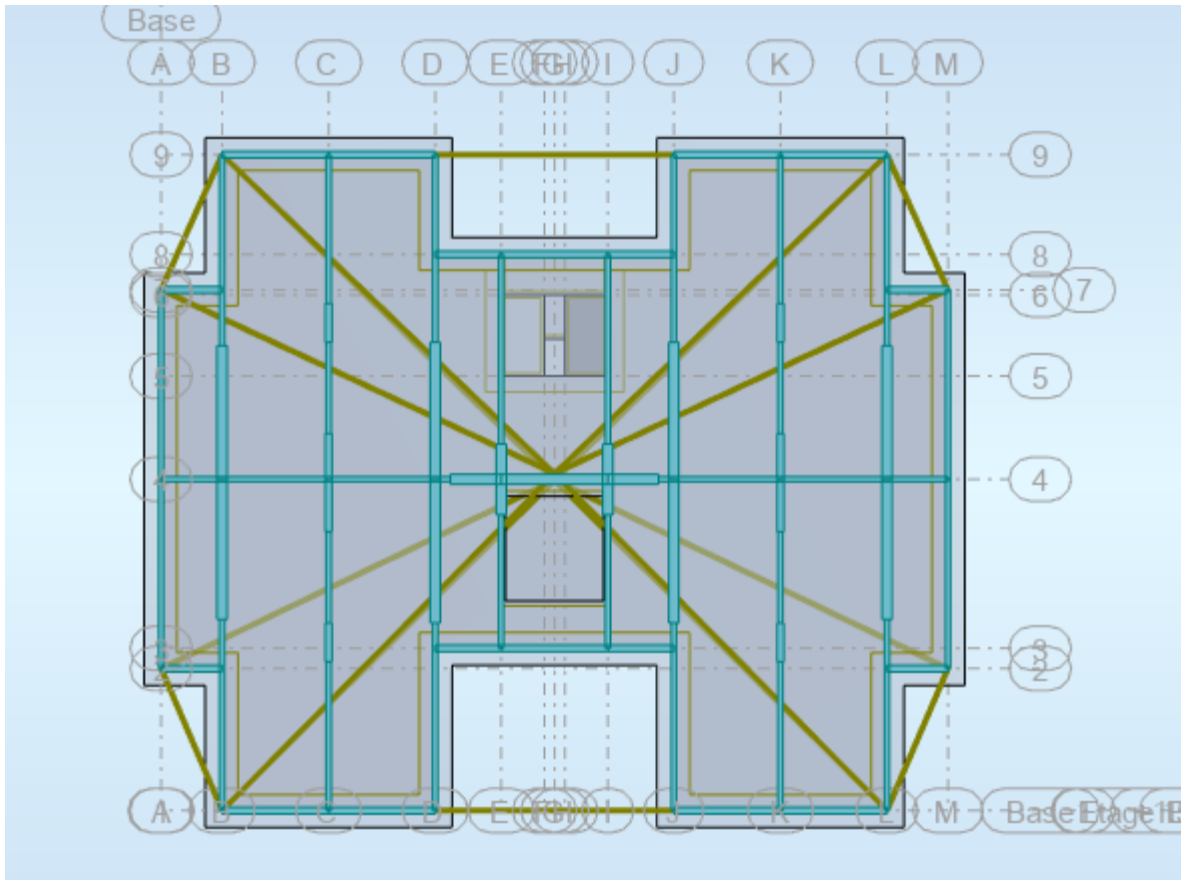


Fig. V.2.6.3c : Vue en haut de la structure.

V.2.6.4 Nombre de modes à considérer :

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, 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 à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3(N)^{0.5} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20s$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K .

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
3/ 1	1.79	0.56	69.35	0.00	0.0	69.35	0.00	0.0
3/ 2	2.35	0.43	69.35	71.70	0.0	0.00	71.70	0.0
3/ 3	3.21	0.31	69.35	71.70	0.0	0.00	0.00	0.0
3/ 4	10.38	0.10	85.04	71.70	0.0	15.69	0.00	0.0
3/ 5	13.55	0.07	85.04	90.06	0.0	0.00	18.35	0.0
3/ 6	15.50	0.06	85.04	90.06	0.0	0.00	0.00	0.0
3/ 7	16.03	0.06	85.04	90.06	0.0	0.00	0.00	0.0
3/ 8	16.22	0.06	85.04	90.06	0.0	0.00	0.00	0.0
3/ 9	17.95	0.06	85.04	90.06	0.0	0.00	0.00	0.0
3/ 10	18.09	0.06	85.07	90.06	0.0	0.03	0.00	0.0
3/ 11	19.27	0.05	86.16	90.06	0.0	1.09	0.00	0.0
3/ 12	19.36	0.05	86.17	90.06	0.0	0.01	0.00	0.0
3/ 13	19.38	0.05	86.17	90.06	0.0	0.00	0.00	0.0
3/ 14	19.38	0.05	86.17	90.06	0.0	0.00	0.00	0.0
3/ 15	19.54	0.05	87.25	90.06	0.0	1.08	0.00	0.0

Tableau V.2.6.4 : Les résultats des modes propres selon l’analyse modale.

On a $N = 7$ donc $K \geq 3(7)^{0.5} \rightarrow K \geq 7.93$ alors on prend $K = 8$

Et d’après le tableau au-dessus :

$$T_K = 0.06 < 0.20 \text{ condition vérifiée.}$$

V.2.7 Vérification des effets de la torsion :

Une excentricité accidentelle égale à $\pm 0.05L$ (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l’action sismique) a été appliquée au niveau de chaque plancher.

$$\begin{cases} e_{x\text{acc}} = 0.05 \times L_x = 0.05 \times 23.25 = 1.16m \\ e_{y\text{acc}} = 0.05 \times L_y = 0.05 \times 19.40 = 0.97m \end{cases}$$

Le logiciel robotat 2018 calcul le centre de masse ainsi que le centre de rigidité pour chaque plancher. La différence entre ces deux grandeurs présente l’excentricité structurale.

Selon le **RPA99/VERSION 2003 (article 3.5.1-a2.)**, on a ce qui suit :

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l’action sismique considérée.

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm2]	Iy [kgm2]	Iz [kgm2]	ex0 [m]	ey0 [m]
4/ 1	Etage 1	1716934.61	11.62 9.89 -1.89	11.63 9.83 -2.44	57252265.14	88411345.67	139508807.81	0.00	0.06
4/ 2	Etage 2	717581.28	11.63 9.90 2.35	11.62 9.81 1.66	20855698.82	37622586.02	57089389.95	0.00	0.09
4/ 3	Etage 3	716786.30	11.62 9.89 5.39	11.62 9.81 4.70	20844359.70	37618203.63	57082170.29	0.00	0.09
4/ 4	Etage 4	716786.30	11.62 9.89 8.43	11.62 9.81 7.74	20844475.74	37618319.67	57082170.29	0.00	0.09
4/ 5	Etage 5	716786.30	11.62 9.89 11.4	11.62 9.81 10.7	20844591.78	37618435.71	57082170.29	0.00	0.09
4/ 6	Etage 6	717537.17	11.63 9.90 14.5	11.62 9.81 13.8	20851299.89	37619612.73	57089107.78	0.00	0.09
4/ 7	Etage 7	779593.85	11.62 9.93 17.6	11.63 9.80 16.8	25174450.66	39083423.93	62852238.16	0.00	0.13

Tableau V.2.7 : Valeurs d’excentricités de chaque étage.

Nous remarquons que les excentricités structurales dans les deux directions sont presque négligeables compte tenue des dimensions en plan du bloc. Cela témoigne en partie de la bonne distribution des rigidités en plan.

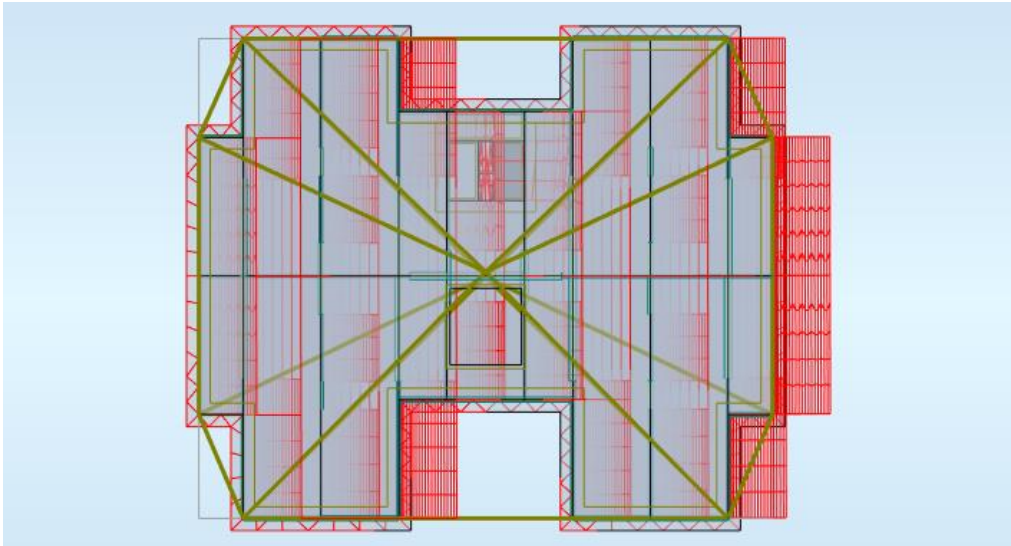


Fig. V.2.7a : Déformé du 1^{er} mode.

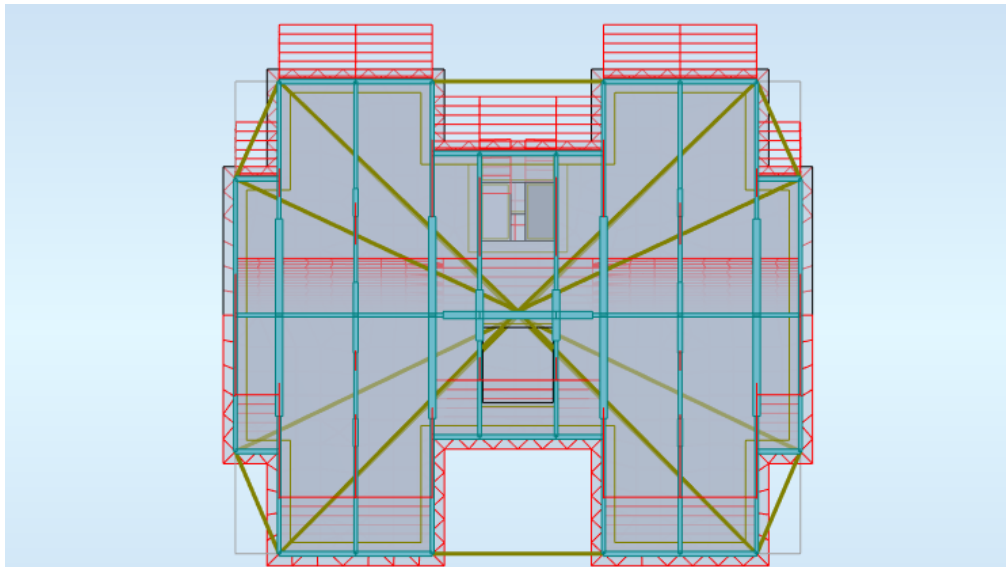


Fig. V.2.7b : Déformé du 2^{ème} mode.

- Le 1^{er} mode est un mode de translation suivant le sens x-x ;
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation suivant le sens y-y.

V.2.8 Vérifications vis-à-vis des déformations :

D'après le **RPA99/VERSION 2003 (article 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux par rapport au étages qui lui sont adjasents, et tels que calculés selon le paragraph 4.4.3, ne doivent

pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

- **Sens x-x :**

Niveau	h (cm)	U _x (cm)	dr U _x [cm]	dr U _x /h	condition
Etage 1	304	0.2	0.2	0.00066	Vérifiée
Etage 2	304	0.7	0.5	0.00164	Vérifiée
Etage 3	304	1.3	0.6	0.00197	Vérifiée
Etage 4	304	2.0	0.6	0.00197	Vérifiée
Etage 5	304	2.6	0.6	0.00197	Vérifiée
Etage 6	304	3.2	0.6	0.00197	Vérifiée
Etage 7	304	3.8	0.6	0.00197	Vérifiée

Tableau V.2.8a : Vérifications vis-à-vis des déformation au sens x-x.

- **Sens y-y :**

Niveau	h (cm)	U _y (cm)	dr U _y [cm]	dr U _y /h	condition
Etage 1	304	0.3	0.3	0.00099	Vérifiée
Etage 2	304	0.6	0.3	0.00099	Vérifiée
Etage 3	304	1.0	0.4	0.00132	Vérifiée
Etage 4	304	1.4	0.4	0.00132	Vérifiée
Etage 5	304	1.8	0.4	0.00132	Vérifiée
Etage 6	304	2.3	0.4	0.00132	Vérifiée
Etage 7	304	2.7	0.4	0.00132	Vérifiée

Tableau V.2.8b : Vérifications vis-à-vis des déformation au sens y-y.

V.2.9 Vérifications des effets P-Delta :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des batiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.1$$

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

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

- **V_k** : Effort tranchant d'étage au niveau k.
- **Δ_k** : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 ;
- **h_k** : Hauteur de l'étage k.

- Sens x-x :

Niveau	hk (cm)	Pk (kG)	Δk (cm)	Vk (kN)	θ	Condition
Etage 1	304	1716934.61	0.2	4241.97	0.0026628	Vérifiée
Etage 2	304	717581.28	0.5	4189.08	0.0028174	Vérifiée
Etage 3	304	716786.3	0.6	3945.57	0.0035856	Vérifiée
Etage 4	304	716786.3	0.6	3526.07	0.0040121	Vérifiée
Etage 5	304	716786.3	0.6	2992.05	0.0047282	Vérifiée
Etage 6	304	717537.17	0.6	2300.98	0.0061547	Vérifiée
Etage 7	304	779593.85	0.6	1339.96	0.011483	Vérifiée

Tableau V.2.9a : Vérifications des effets P-Delta au sens x-x.

- Sens y-y :

Niveau	hk (cm)	Pk (kG)	Δk (cm)	Vk (kN)	θ	Condition
Etage 1	304	1716934.6	0.2	4350.21	0.00259657	Vérifiée
Etage 2	304	717581.28	0.5	4217.63	0.00279833	Vérifiée
Etage 3	304	716786.3	0.6	3918.75	0.0036101	Vérifiée
Etage 4	304	716786.3	0.6	3482.26	0.00406262	Vérifiée
Etage 5	304	716786.3	0.6	2976.17	0.00475346	Vérifiée
Etage 6	304	717537.17	0.6	2341.8	0.00604745	Vérifiée
Etage 7	304	779593.85	0.6	1407.69	0.01093048	Vérifiée

Tableau V.2.9b : Vérifications des effets P-Delta au sens y-y.

V.2.10 Vérification vis-à-vis au renversement :

D'après le **RPA99/VERSION 2003 (article 5.5)**, cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des efforts de renversement et/ou de glissement dus aux sollicitations résultant des combinaisons d'action décrites ci-dessus.

$$C_s = \frac{\sum W_i b_i + \sum W_{Ri} b_{Ri} + W_f b_f}{\sum F_i Z_i} \geq 1.5$$

Ou bien
$$C_s = \frac{\text{Moments stabilisateurs}}{\text{Moments de renversement}}$$

Avec :

- W_i : Poids du niveau considéré ;
- W_{Ri} : Poids des remblais de terre ;
- W_f : Poids de l'infrastructure (sous sols et fondation) ;
- F_i : Forces sismiques horizontales ;
- b_i, b_{Ri}, b_f et Z_i : Bras de leviers.

Niveau	VX [kN]	VY [kN]	FX [kN]	FY [kN]	Hi [M]	MRx-x [kNM]	MRy-y [kNM]
Etage 1	4241.97	4350.21	52.89	132.58	3.04	160.7856	403.0432
Etage 2	4189.08	4217.63	243.51	298.88	6.08	1480.5408	1817.1904
Etage 3	3945.57	3918.75	419.5	436.49	9.12	3825.84	3980.7888
Etage 4	3526.07	3482.26	534.02	506.09	12.16	6493.6832	6154.0544
Etage 5	2992.05	2976.17	691.07	634.37	15.2	10504.264	9642.424
Etage 6	2300.98	2341.8	961.02	934.11	18.24	17529.0048	17038.1664
Etage 7	1339.96	1407.69	1339.96	1407.69	21.26	28487.5496	29927.4894
Somme						68481.668	68963.1566

Tableau V.2.10a : Valeurs des moments de renversement.

Niveau	Poids [kG]	Poids [kN]	XG [M]	YG [M]	MSx-x [kNM]	MSy-y [kNM]
Etage 1	879893.21	8798.9321	11.62	9.9	102243.591	87109.42779
Etage 2	717581.28	7175.8128	11.63	9.9	83454.70286	71040.54672
Etage 3	716786.3	7167.863	11.62	9.89	83290.56806	70890.16507
Etage 4	716786.3	7167.863	11.62	9.89	83290.56806	70890.16507
Etage 5	716786.3	7167.863	11.62	9.89	83290.56806	70890.16507
Etage 6	717537.17	7175.3717	11.63	9.9	83449.57287	71036.17983
Etage 7	779593.85	7795.9385	11.62	9.93	90588.80537	77413.66931
Somme					609608.3763	519270.3189

Tableau V.2.10a : Valeurs des moments stabilisateurs.

Donc :

$$\begin{aligned} C_{Sx-x} &= 8.90 \\ C_{Sy-y} &= 7.52 \end{aligned} > 1.5 \text{ Condition vérifiée.}$$

Pour assurer la stabilité de la structure au renversement il faut :

$$e = \frac{M_{\text{Renversement}}}{W} < \frac{B}{4}$$

Où B est la dimension du bâtiment dans le sens de calcul.

$$\begin{aligned} e_x &= 1.30 < \frac{L_x}{4} = 5.81m \\ e_y &= 1.31 < \frac{L_y}{4} = 4.85m \end{aligned} \text{ Condition vérifiée.}$$

Chapitre VI

Etude des voiles

VI.1 Introduction

Les constructions en béton armé sont généralement contreventées par des refends. Ce sont des panneaux verticaux caractérisés par une grande longueur et une grande largeur par rapport à l'épaisseur.

Le rôle d'un refend, ou bien d'un voile dans les structures en béton armé est d'assurer le transfert des charges verticales apportées par les planchers, ainsi que la stabilité sous l'action des charges horizontales du au vent et au séisme.

Il peut être aussi servir comme :

- Cloisons de séparation entre les chambres ou locaux ;
- Isolation acoustique et protection d'incendie ;
- Voiles périphériques, voiles soubassement ;
- Murs de façade.

Il est aussi distingué par le nombre d'ouverture ou de passage limité qu'il comporte.

VI.2 Méthode de calcul

Plusieurs méthodes de calcul existent, leurs applications dépendent du modèle choisi, compte tenu de la forme du bâtiment, des dispositions et de la régularité des murs, de l'existence et de la position des ouvertures.

Dans le cas général, quand il y a plusieurs éléments de contreventement de formes et de conditions d'appuis différents, la répartition ne peut se faire que par l'emploi de l'ordinateur. Un calcul manuel est toujours possible mais il est très judicieux.

Faut-il le rappeler, la méthode des éléments finis est une des méthodes qui consiste à remplacer la structure réelle par un modèle d'analyse constitué d'un nombre réduit d'éléments ; le plancher sera modélisé en éléments finis, donc la distribution de l'effort horizontal entre les refends sera faite en même temps que le calcul d'ensemble.

Cette méthode permet de résoudre n'importe quel problème de contreventement pour autant que le découpage soit effectué judicieusement. On peut, notamment prendre en compte toutes les irrégularités dans les refends, les déformations des planchers et obtenir la répartition des forces horizontales dans les murs porteurs, quelle que soit la distribution des ouvertures.

VI.3 Vérifications spécifiques

VI.3.1 Effort normal réduit :

Outre les vérifications prescrites par le **C.B.A.99** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

- **V** : Effort normal réduit ;
- **N_d** : Effort normal de compression sous sollicitations accidentelles ;
- **B_c** : Section brute du voile ;
- **F_{c28}** : Résistance caractéristique du béton 25MPa.

Type de voile	d (cm)	e(cm)	Bc (cm ²)	Nd (daN)	V	Condition
Vy1	1120	15	16800	206386.99	0.0491	Vérifiée
Vy2	565	15	8475	6450.81	0.0030	Vérifiée
Vy3	440	15	6600	2899.44	0.0018	Vérifiée
Vy4	270	15	4050	560.28	0.0006	Vérifiée
Vy5	555	15	8325	6839.44	0.0033	Vérifiée
Vy6	560	15	8400	7247.22	0.0035	Vérifiée
Vy7	395	15	5925	2647.47	0.0018	Vérifiée
Vx	855	20	17100	187809.06	0.0439	Vérifiée

Tableau VI.3.1 : Vérification de l'effort réduit pour chaque voile.

VI.3.2 Vérification de stabilité au flambement :

La longueur de flambement l_f est évaluée en fonction de la longueur libre L_o des pièces et de leurs liaisons effectives.

Pour les bâtiments à étages qui sont contreventés par un système de pans verticaux (avec triangulations, voiles en béton armé ou maçonnerie de résistance suffisante) et où la continuité des poteaux et de leur section a été assurée, la longueur l_f est prise égale à :

$$L_f = 0.7L_o \quad (\text{voile encastré}).$$

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante

$$N_{u \text{ lim}} = \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right].$$

Expression dans laquelle :

- **A** : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul ;
- **B_r** : Section réduite du béton = $d(a-2)$;
- **α** : Coefficient en fonction de l'élanement mécanique λ .

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\lambda/35\right)^2} & \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \lambda > 50 \end{cases}$$

L'élanement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{a}$$

Type de voile	Lo (cm)	d (cm)	a (cm)	Br (cm ²)	Lf (cm)	λ	α	Nulim (daN)
Vy1	289.000	1120.000	15.000	14560.000	202.300	46.719	0.627	7640438.176
Vy2	289.000	565.000	15.000	7345.000	202.300	46.719	0.627	3854328.187
Vy3	289.000	440.000	15.000	5720.000	202.300	46.719	0.627	3001600.712
Vy4	289.000	270.000	15.000	3510.000	202.300	46.719	0.627	1841891.346
Vy5	289.000	555.000	15.000	7215.000	202.300	46.719	0.627	3786109.989
Vy6	289.000	560.000	15.000	7280.000	202.300	46.719	0.627	3820219.088
Vy7	289.000	395.000	15.000	5135.000	202.300	46.719	0.627	2694618.821
Vx	289.000	855.000	20.000	15390.000	202.300	35.039	0.708	9124836.014

Tableau VI.3.2 : Effort limite ultime pour chaque voile.

VI.3.3 Vérification des contraintes de cisaillement au niveau d'encastrement :

En addition aux spécifications du paragraphe 7.3, la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

Où :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad \text{avec} \quad \bar{V} = 1.4V_{u \text{ cal}}$$

- **b₀** : Epaisseur du linteau ou du voile ;
- **d** : Hauteur utile = 0.9h ;
- **h** : Hauteur totale de la section brute.

Type	Vu (daN)	L (cm)	Ep (cm)	A (cm ²)	d (cm)	τ_b (daN/cm ²)	$\bar{\tau}_b$ (daN/cm ²)	Condition
Vy1	55472.10	1120.00	15.00	16800.00	260.10	19.91	50.00	CV
Vy2	8244.56	565.00	15.00	8475.00	260.10	2.96	50.00	CV
Vy3	10253.59	440.00	15.00	6600.00	260.10	3.68	50.00	CV
Vy4	7294.52	270.00	15.00	4050.00	260.10	2.62	50.00	CV
Vy5	26802.65	555.00	15.00	8325.00	260.10	9.62	50.00	CV
Vy6	26091.61	560.00	15.00	8400.00	260.10	9.36	50.00	CV
Vy7	6009.92	395.00	15.00	5925.00	260.10	2.16	50.00	CV
Vx	22177.59	855.00	20.00	17100.00	260.10	5.97	50.00	CV

Tableau VI.3.3 : Vérification des contraintes de cisaillement pour chaque voile.

VI.3.4 Vérification des contraintes de compression de béton :

D'après le **C.B.A93 (article 4.5.2)** on a :

- **ELU :**

La contrainte de compression limite du béton à l'ELU

$$\sigma_{bcu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \frac{25}{1.5} = \mathbf{14.16MPa}$$

- **ELS :**

La contrainte de compression limite du béton à l'ELS

$$\sigma_{bcs} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15MPa}$$

- **ELA :**

La contrainte de compression limite du béton à l'Etat Limite Accidentel

$$\sigma_{bc\ acc} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \frac{25}{1.15} = \mathbf{18.47MPa}$$

D'après le logiciel de calcul, on obtient :

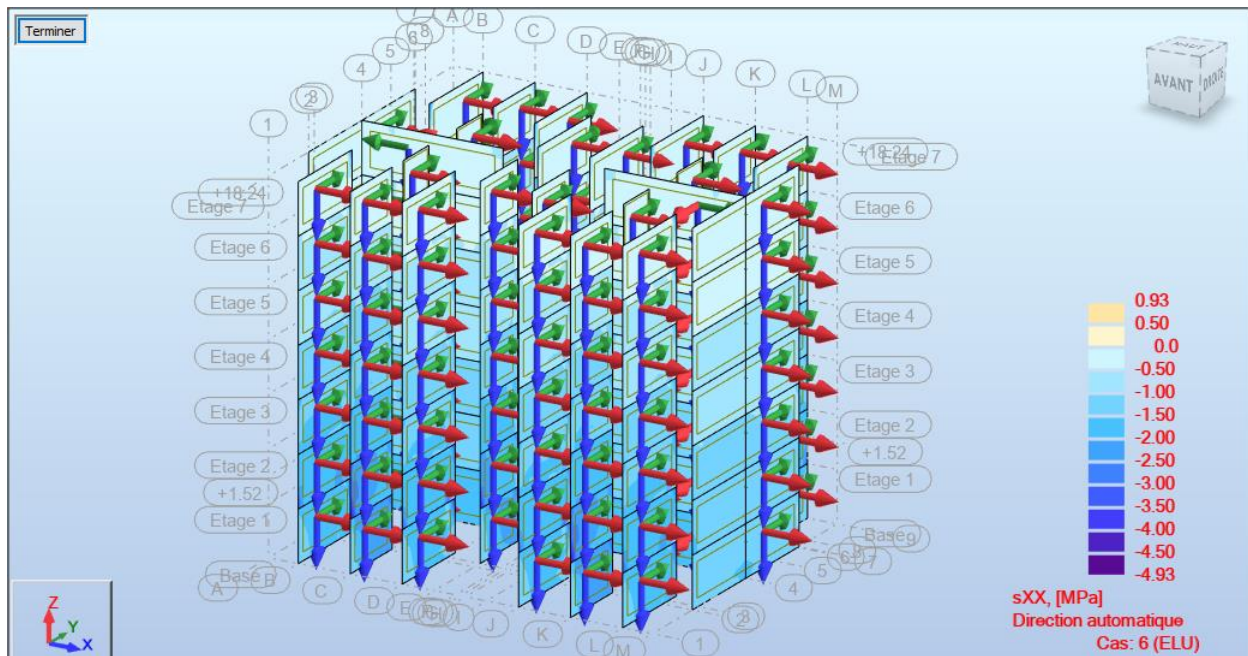


Fig VI.3.4a : Valeurs des contraintes de compression du béton à l'ELU.

On observe que les contraintes sont inférieures à la contrainte limite à l'ELU.

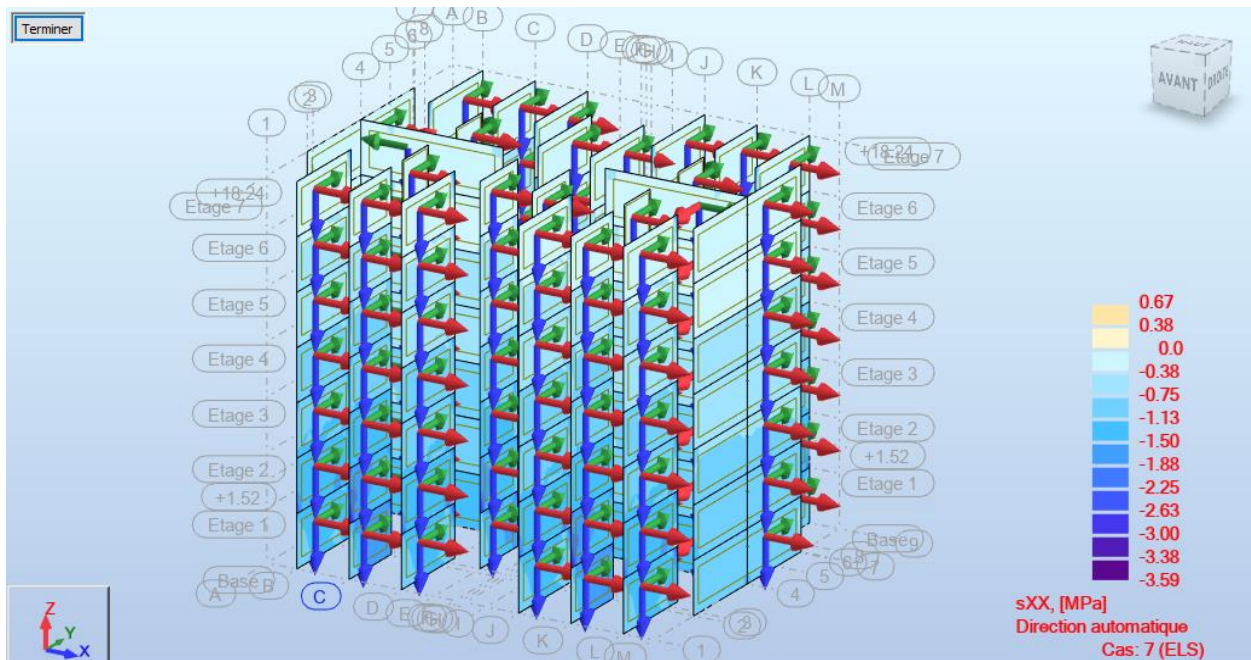


Fig. VI.3.4b : Valeurs des contraintes de compression du béton à l'ELS.

On observe que les contraintes sont inférieures à la contrainte limite à l'ELS.

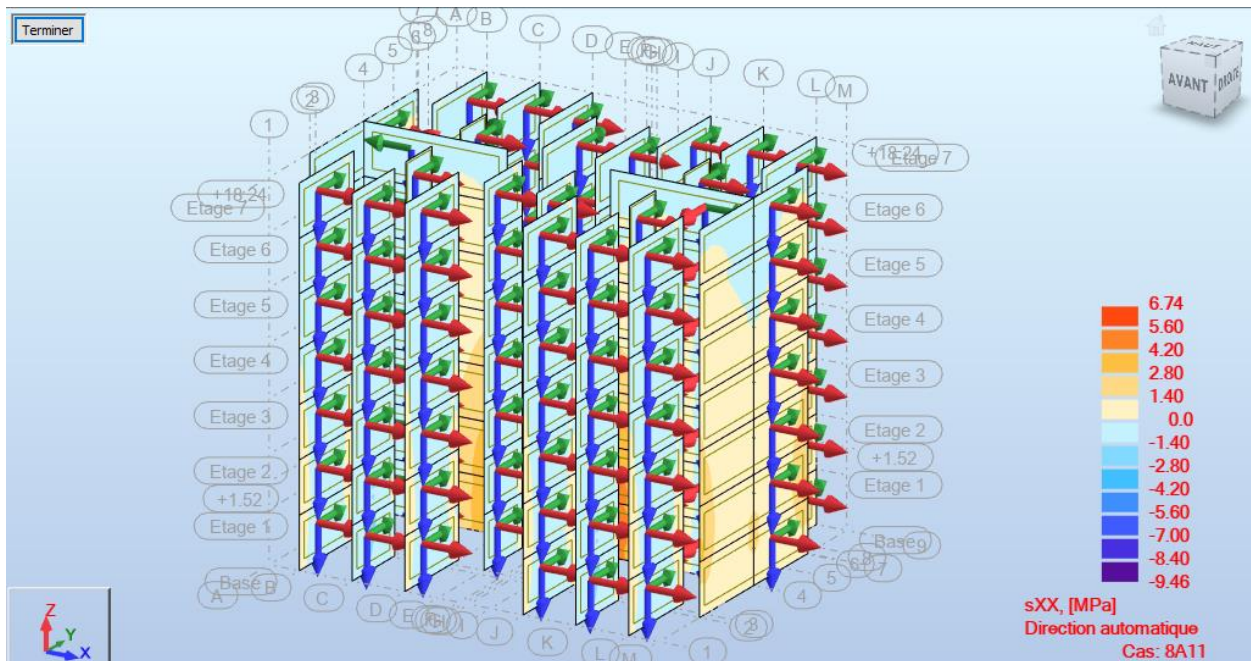


Fig. VI.3.4c : Valeurs des contraintes de compression du béton à l'ELA.

On observe que les contraintes sont inférieures à la contrainte limite à l'ELA.

VI.4 Calcul de ferrailage

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastrée à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation, et une charge horizontale due à l'action du vent ou d'un séisme.

Donc le voile est sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V et un moment fléchissant qui maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement, leur ferrailage est composé d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

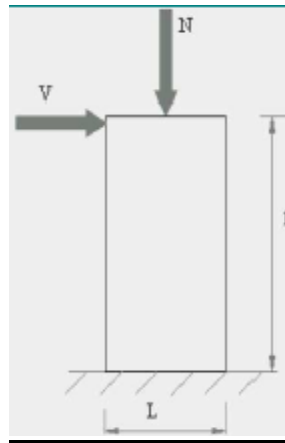


Fig. VI.4a : Modélisation d'un voile.

A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié ou $1/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

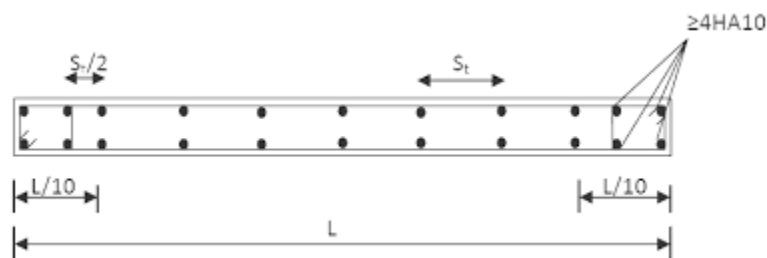


Fig. VI.4b : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

$$A_r = \frac{A_{adapté}}{4}$$

BAEL article A.8.2.41

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit (**RPA99/VERSION 2003 article 7.7.4.3**) :

- Globalement dans la section de voile 0.15% ;
- En zone courante 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$s \leq 1.5a$$

$$s \leq 30cm$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Pour le calcul du ferrailage en flexion composée, on va suivre l'organigramme suivant :

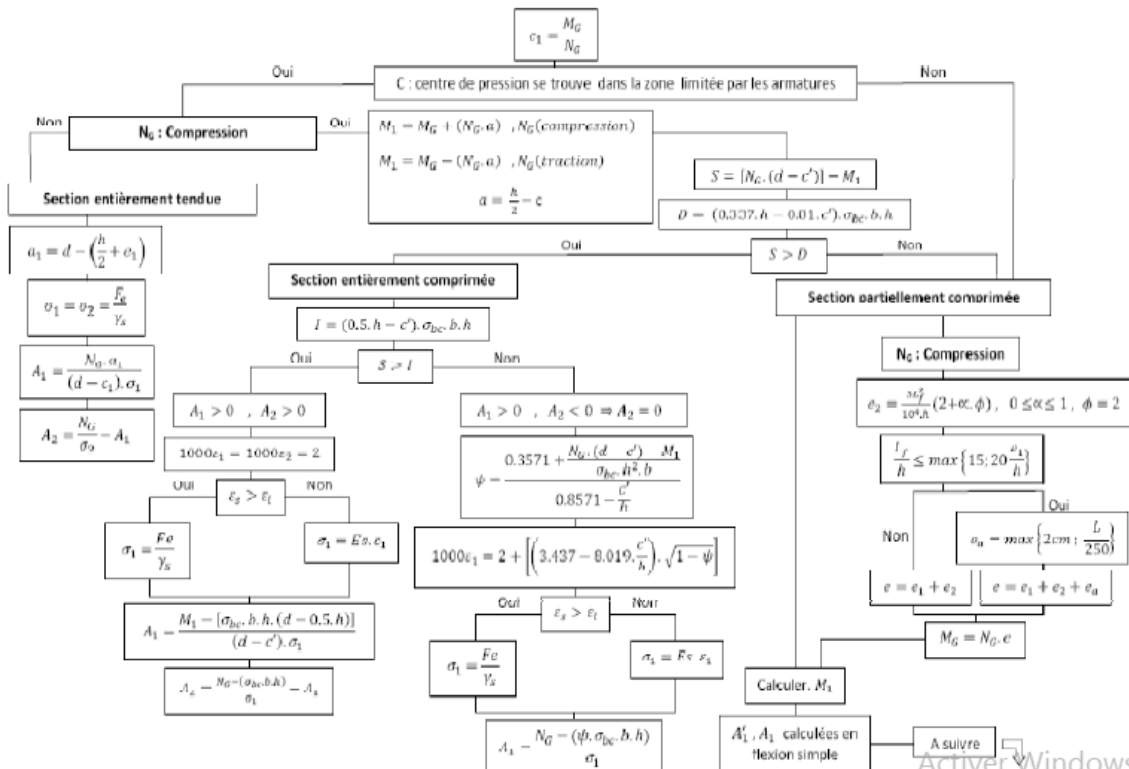


Fig. VI.4c : Organigramme de calcul de ferrailage en flexion composée.

Le calcul sera fait en utilisant le logiciel de calcul **Robot Structural Analysis**, 3 parties, en groupant 3 niveaux ou moins ensemble, voici un exemple :

VI.4.1 Calcul de ferrailage du sous-soul jusqu'à 1^{er} étage :**1 Niveau:**

- Nom : Etage 1
- Niveau de l'étage : inférieur -3.04 (m)
- Position de l'étage : intermédiaire
- Milieu : non agressif

2 Voile: Voile1**2.1 Caractéristiques des matériaux:**

- Béton : $f_{c28} = 25.00$ (MPa) Densité = 2501.36 (kG/m³)
- Armature longitudinale : type HA 500 $f_e = 500.00$ (MPa)
- Armature transversale : type HA 500 $f_e = 500.00$ (MPa)
- Treillis soudés : type $f_e = 500.00$ (MPa)
- Age du béton au chargement : 28
- Coefficient de comportement: $q = 1.80$

2.2 Géométrie:

Nom: P1

Longueur:	11.20 (m)
Epaisseur:	0.15 (m)
Hauteur:	3.04 (m)
Hauteur de la couronne:	0.00 (m)
Appui vertical:	-----
Conditions aux appuis:	plancher aboutissant de deux côtés

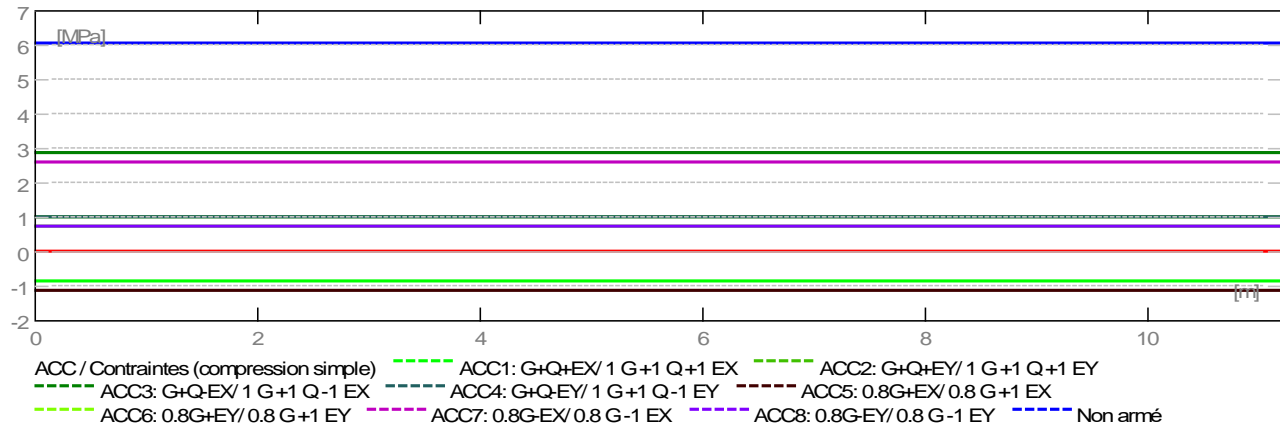
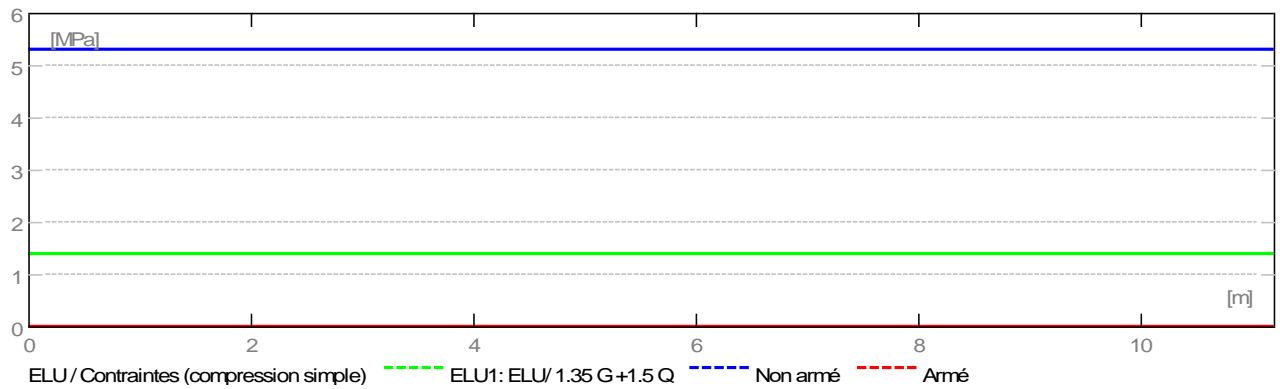
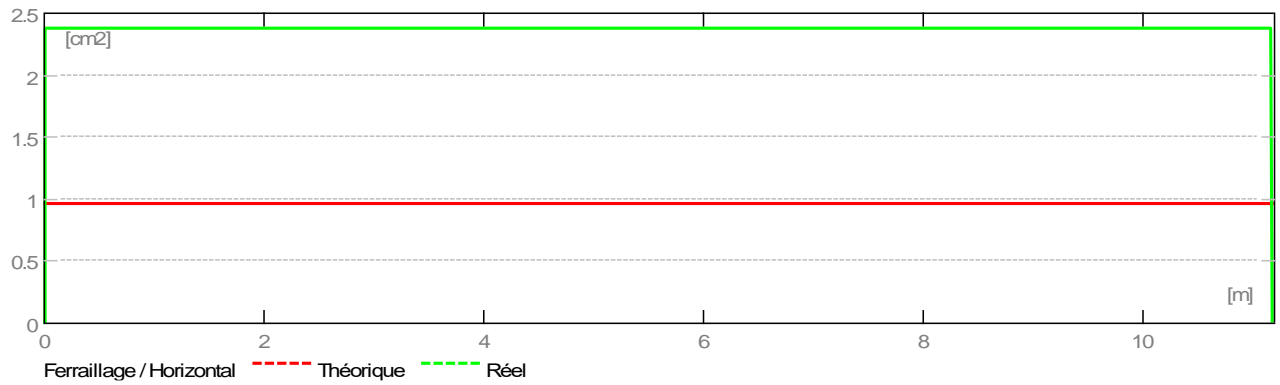
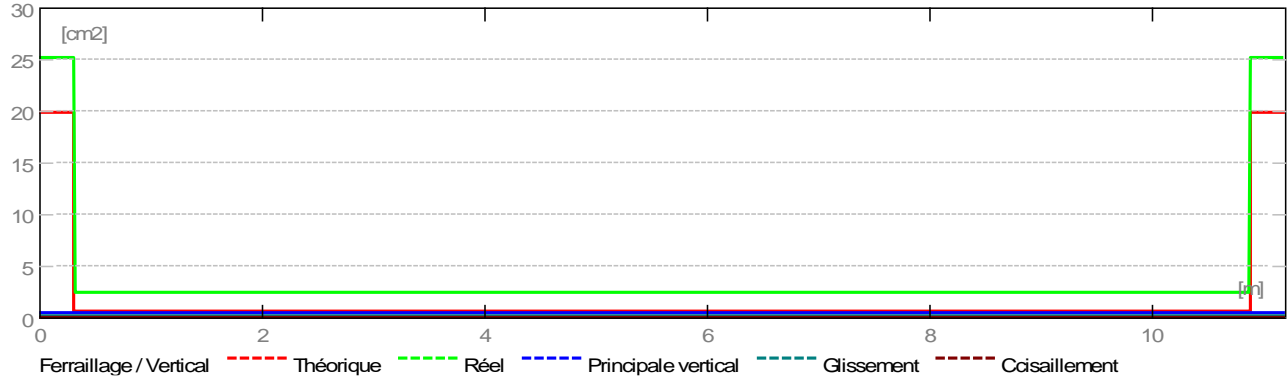
2.3 Hypothèses de calcul:

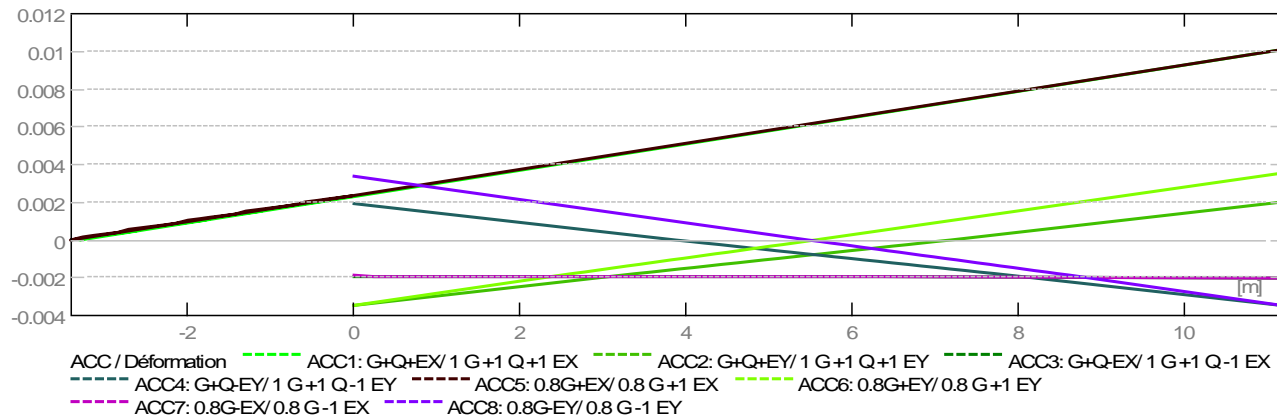
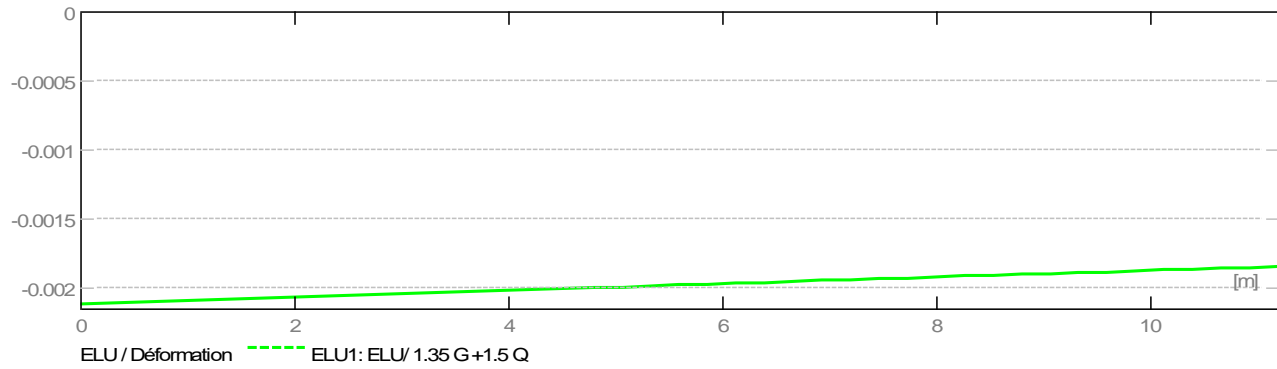
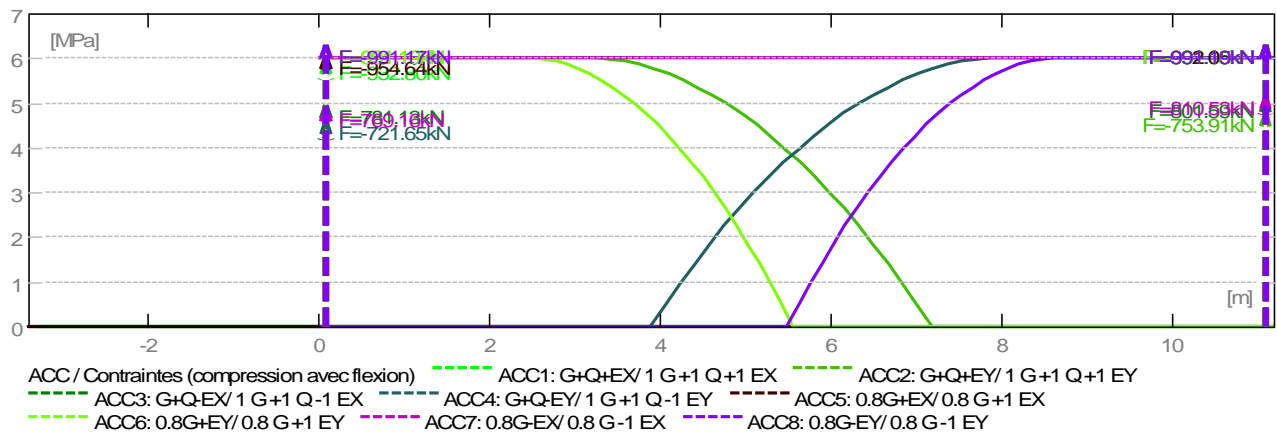
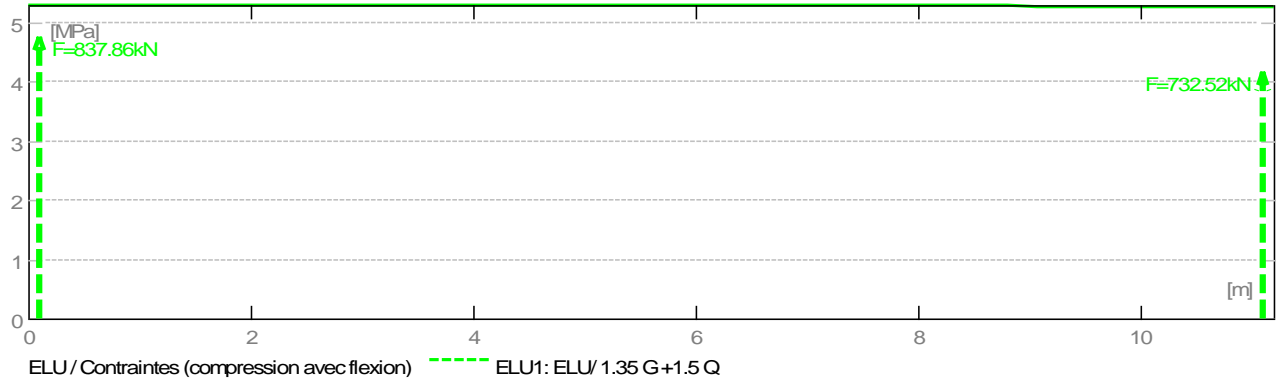
Calculs suivant :	BAEL 91 mod. 99
Enrobage :	3.0 (cm)

2.4 Résultats théoriques:

Vu la géométrie de l'élément et les rayons de cintrage des barres d'armature, les armatures de type "U" ayant le diamètre 12 n'ont pas pu être générées.

2.4.1 Diagrammes





2.4.2 Résultats théoriques - détaillés:

2.4.2.1 Combinaisons

2.4.2.1.1 Sollicitations ELU

ELU.1 - ELU/ 1.35 G +1.5 Q

2.4.2.1.2 Interactions en ACC

ACC.1 - G+Q+EX/ 1 G +1 Q +1 EX
 ACC.2 - G+Q+EY/ 1 G +1 Q +1 EY
 ACC.3 - G+Q-EX/ 1 G +1 Q -1 EX
 ACC.4 - G+Q-EY/ 1 G +1 Q -1 EY
 ACC.5 - 0.8G+EX/ 0.8 G +1 EX
 ACC.6 - 0.8G+EY/ 0.8 G +1 EY
 ACC.7 - 0.8G-EX/ 0.8 G -1 EX
 ACC.8 - 0.8G-EY/ 0.8 G -1 EY

2.4.2.2 Longueur de flambement

$L_f' = 2.58$ (m)

$L_{f_rnf}' = 2.43$ (m)

$L_f = 2.58$ (m)

$L_{f_rnf} = 2.43$ (m)

2.4.2.3 Elancement

$\lambda = 59.67$

$\lambda_{rnf} = 56.16$

$\lambda_{seism} = 68.86$

$\lambda_{seism_rnf} = 64.81$

2.4.2.4 Coefficient α

$\alpha/\alpha_1 = 1,1$ (Age du béton au chargement :28)

$\alpha = 0.33$

$\alpha_{rnf} = 0.43$

$\alpha_{seism} = 0.29$

$\alpha_{seism_rnf} = 0.32$

2.4.2.5 Résistance du voile non armé

$\sigma_{ulim} = 5.29$ (MPa)

$\sigma_{ulim_seism} = 6.02$ (MPa)

2.4.2.6 Armatures réparties

Combinaison dimensionnante: ELU 1

$N_{umax} = 207.13$ (kN/m)

$\sigma_{umax} = 1.38$ (MPa)

$N_{ulim} = 794.12$ (kN/m)

$\sigma_{ulim} = 5.29$ (MPa)

$N_{umax} < N_{ulim} \Rightarrow$ Voile non armé

207.13 (kN/m) < 794.12 (kN/m)

Combinaison dimensionnante: ACC 3

$N_{umax} = 432.47$ (kN/m)

$\sigma_{umax} = 2.88$ (MPa)

$N_{ulim} = 903.55$ (kN/m)

$\sigma_{ulim} = 6.02$ (MPa)

$N_{umax} < N_{ulim} \Rightarrow$ Voile non armé

432.47 (kN/m) < 903.55 (kN/m)

2.4.2.7 Armatures de bord

2.4.2.7.1 Bord gauche**2.4.2.7.1.1 Raidisseur en flexion composé**Af L = 19.82 (cm²)

Combinaison dimensionnante: ACC 1

2.4.2.7.1.2 Armatures minimales (PS92 11.821.2)Combinaison dimensionnante: ACC 2 $\rho = 0,001 * q * \sigma_i / \sigma_{ulim}$ $\sigma_i = 6.02$ (MPa) $\sigma_{ulim} = 6.02$ (MPa)

bf = 1.00 (m)

AfL min = 2.70 (cm²)**2.4.2.7.1.3 Potelets minimaux (PS92 11.821.4)**Largeur: d'Combinaison dimensionnante: ACC 2 $\sigma_i = 6.02$ (MPa) $\sigma_{ulim} = 6.02$ (MPa)

d' = 0.31 (m)

2.4.2.7.2 Bord droit**2.4.2.7.2.1 Raidisseur en flexion composé**Af R = 19.82 (cm²)

Combinaison dimensionnante: ACC 1

2.4.2.7.2.2 Armatures minimales (PS92 11.821.2)Combinaison dimensionnante: ACC 3 $\rho = 0,001 * q * \sigma_i / \sigma_{ulim}$ $\sigma_i = 6.02$ (MPa) $\sigma_{ulim} = 6.02$ (MPa)

bf = 1.00 (m)

AfRmin = 2.70 (cm²)**2.4.2.7.2.4 Potelets minimaux (PS92 11.821.4)**Largeur: d'Combinaison dimensionnante: ACC 3 $\sigma_i = 6.02$ (MPa) $\sigma_{ulim} = 6.02$ (MPa)

d' = 0.31 (m)

2.4.2.8 Cisaillement (BAEL91 A5.1,23) (PS92 11.821.3)**Armatures horizontales**Combinaison dimensionnante-ELU: ELU 1

Vu = 12.93 (kN)

 $\tau = 0.01$ (MPa)Ah = 0.00 (cm²/m)Combinaison dimensionnante-ACC: ACC 2

Vu = 540.89 (kN)

V* = 757.25 (kN)

 $\tau^* = 0.46$ (MPa) $\tau_{lim} = 1.05$ (MPa) $\alpha_V = 0.85$ Ath = 0.00 (cm²/m)**Armatures verticales**Combinaison dimensionnante: ACC 2

Vu = 540.89 (kN)

V* = 757.25 (kN)

 $\tau^* = 0.46$ (MPa) $\tau_{lim} = 1.05$ (MPa) $\alpha_V = 0.85$ Atv = 0.00 (cm²/m)**2.4.2.9 Glissement (PS92 11.821.3)**

Combinaison dimensionnante: ACC 1

$V_u = 21.40$ (kN)

$V^* = 29.96$ (kN)

$x = 0.00$ (m)

$\alpha R = 0.00$

$F_b = \alpha R \cdot x \cdot \sigma_{ulim} \cdot a = 0.00$ (kN)

$f_{tj} = 2.10$ (MPa)

$A_t = 0.08$ (cm²/m)

2.5 Ferrailage:

Treillis soudés:

Désignation/Type	Quantité (pièces)
ST 10 /	12

Epingles:

Quantité	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Forme
161	HA 500	8.0	0.11	0.00	0.00	00

Armature de bord (Af):

	Quantité	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Forme
Armatures longitudinales - gauche	8	HA 500	20.0	4.16	0.00	0.00	00
Armatures longitudinales - droite	8	HA 500	20.0	4.16	0.00	0.00	00
Armature transversale - gauche	31	HA 500	8.0	0.08	0.24	0.08	31
Armature transversale - droite	31	HA 500	8.0	0.08	0.24	0.08	31
Épingles - gauche	31	HA 500	8.0	0.08	0.00	0.00	00
Épingles - droite	31	HA 500	8.0	0.08	0.00	0.00	00

3 Quantitatif:

- Volume de Béton = 5.11 (m³)
- Surface de Coffrage = 69.01 (m²)

- Acier HA 500
 - Poids total = 206.47 (kG)
 - Densité = 40.43 (kG/m³)
 - Diamètre moyen = 12.6 (mm)

- **Liste par diamètres:**

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
8	107.44	42.41
20	66.50	164.06

- **Treillis soudés**

- type
- Poids des armatures utilisées = 208.19 (kG)
- Poids total = 258.48 (kG)
- Densité = 40.76 (kG/m³)
- Pourcentage des chutes:
 - poids = 19.46

- surface = 19.46

- **Spécification globale:**

Désignation/Type (pièces)	Quantité (kG)	Poids
ST 10 /	12	258.48

Pour le choix des armatures verticales des bords on opte pour 2 nappes de 7T14 pour chaque bord, avec des cadres transversaux en T8, et des treillis soudés TS5.5 avec maillage de (150×200).

VI.4.2 Calcul de ferrailage du 2^{ème} jusqu'à 3^{ème} étage :

1 Niveau:

- Nom : Etage 4
- Niveau de l'étage : inférieur 6.08 (m)
- Position de l'étage : intermédiaire
- Milieu : non agressif

2 Voile: Voile380

2.1 Caractéristiques des matériaux:

- Béton : $f_{c28} = 25.00$ (MPa) Densité = 2501.36 (kG/m³)
- Armature longitudinale : type HA 500 $f_e = 500.00$ (MPa)
- Armature transversale : type HA 500 $f_e = 500.00$ (MPa)
- Treillis soudés : type $f_e = 500.00$ (MPa)
- Age du béton au chargement : 28
- Coefficient de comportement: $q = 1.80$

2.2 Géométrie:

Nom: P1

Longueur:	11.20 (m)
Épaisseur:	0.15 (m)
Hauteur:	3.04 (m)
Hauteur de la couronne:	0.00 (m)
Appui vertical:	-----
Conditions aux appuis:	plancher aboutissant de deux côtés

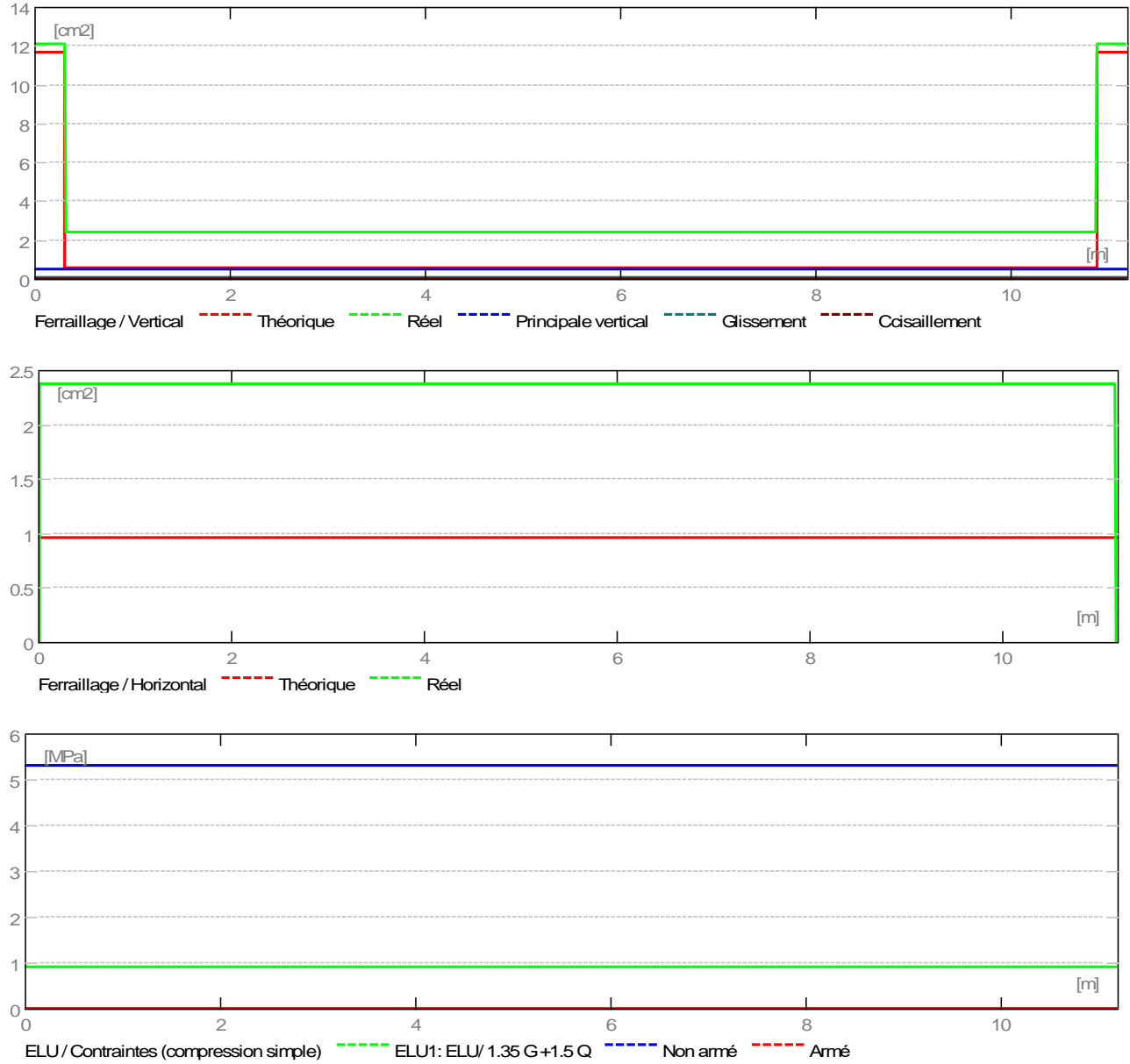
2.3 Hypothèses de calcul:

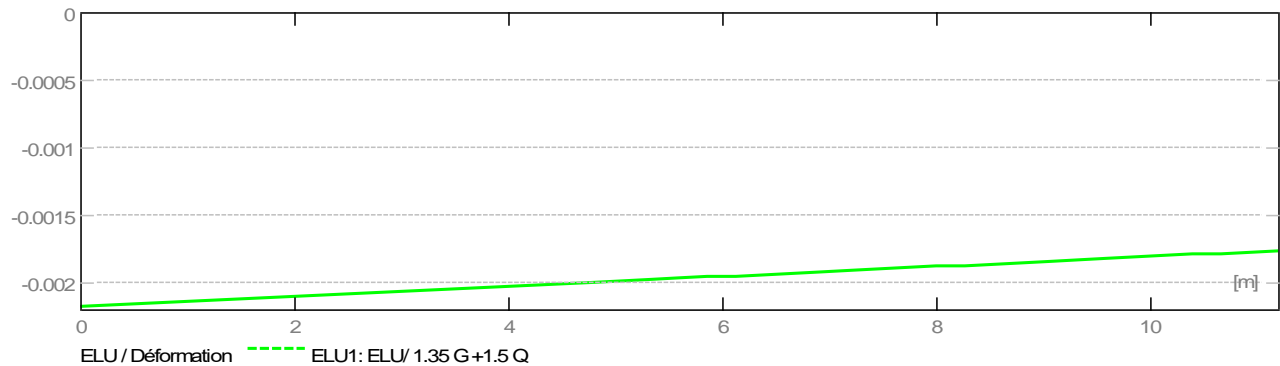
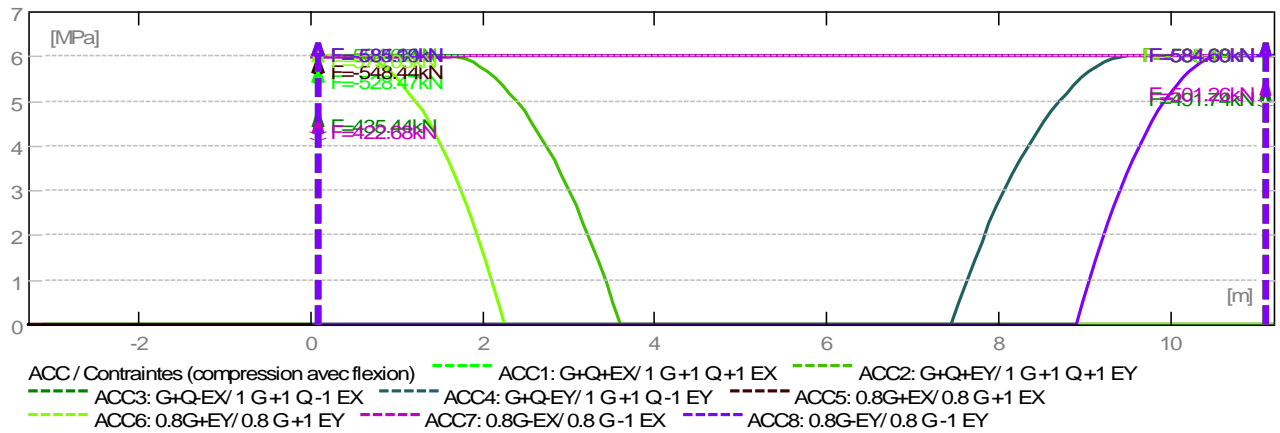
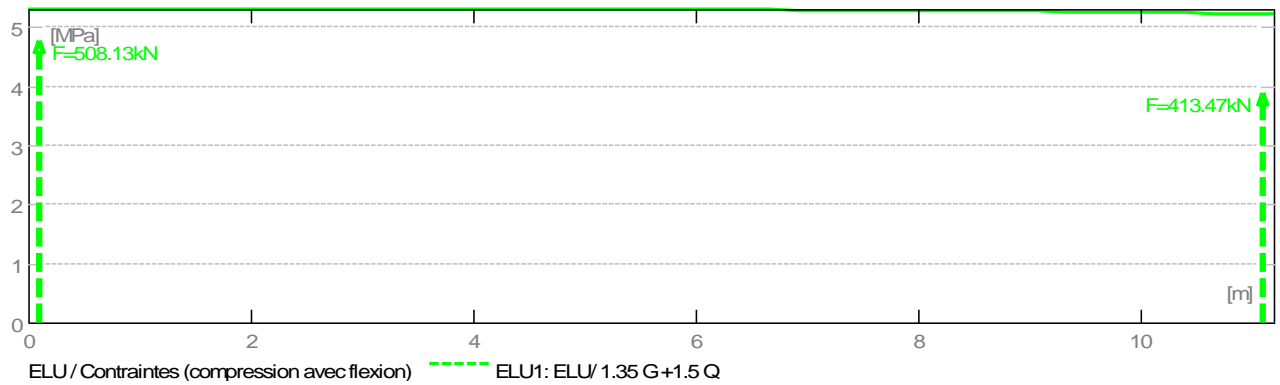
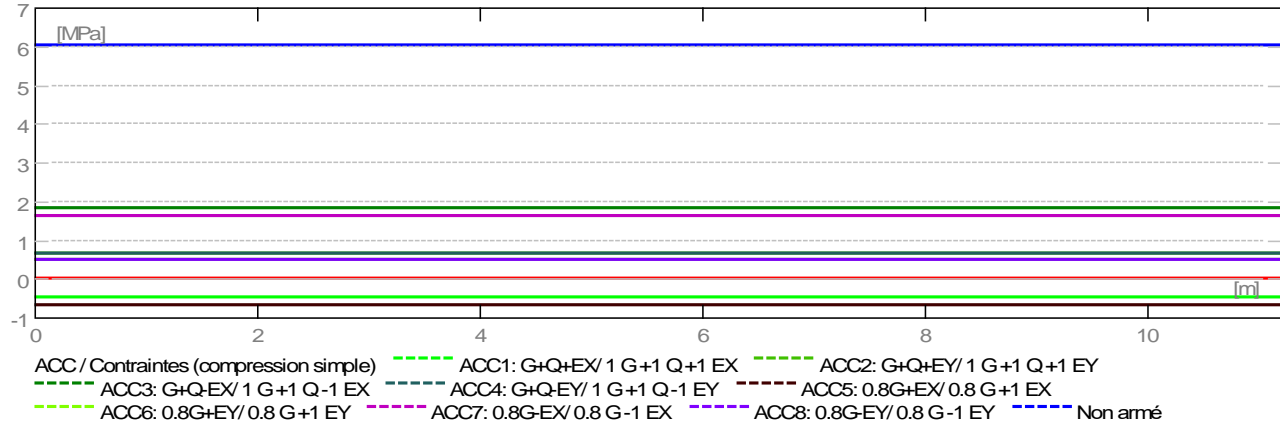
Calculs suivant :	BAEL 91 mod. 99
Enrobage :	3.0 (cm)

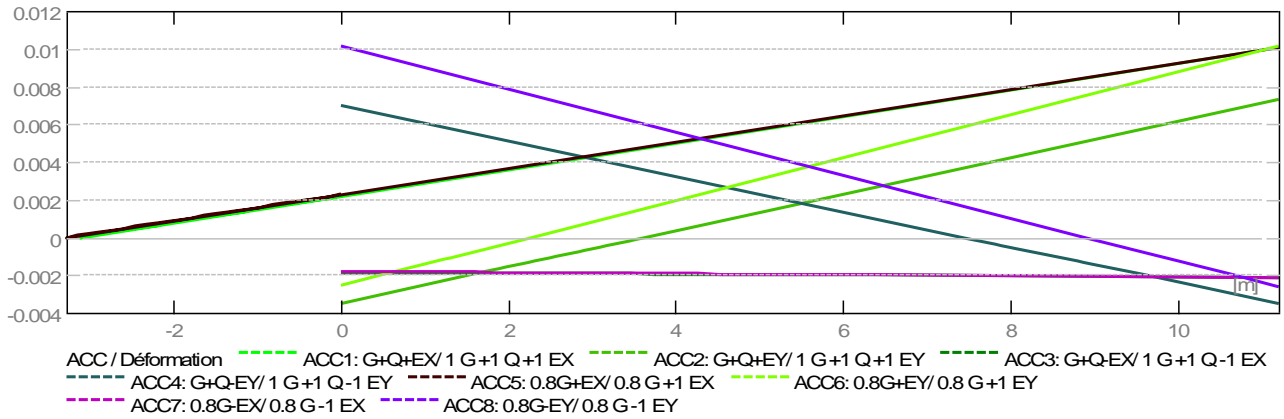
2.4 Résultats théoriques:

Vu la géométrie de l'élément et les rayons de cintrage des barres d'armature, les armatures de type "U" ayant le diamètre 12 n'ont pas pu être générées.

2.4.1 Diagrammes







2.4.2 Résultats théoriques - détaillés:

2.4.2.1 Combinaisons

2.4.2.1.1 Sollicitations ELU

ELU.1 - ELU/ 1.35 G +1.5 Q

2.4.2.1.2 Interactions en ACC

ACC.1 - G+Q+EX/ 1 G +1 Q +1 EX
 ACC.2 - G+Q+EY/ 1 G +1 Q +1 EY
 ACC.3 - G+Q-EX/ 1 G +1 Q -1 EX
 ACC.4 - G+Q-EY/ 1 G +1 Q -1 EY
 ACC.5 - 0.8G+EX/ 0.8 G +1 EX
 ACC.6 - 0.8G+EY/ 0.8 G +1 EY
 ACC.7 - 0.8G-EX/ 0.8 G -1 EX
 ACC.8 - 0.8G-EY/ 0.8 G -1 EY

2.4.2.2 Longueur de flambement

Lf' = 2.58 (m)
 Lf'_rnf = 2.43 (m)
 Lf = 2.58 (m)
 Lf_rnf = 2.43 (m)

2.4.2.3 Elancement

λ = 59.67
 λ rnf = 56.16
 λ seism = 68.86
 λ seism_rnf = 64.81

2.4.2.4 Coefficient α

$\alpha/\alpha_1 = 1,1$ (Age du béton au chargement :28)
 $\alpha = 0.33$
 α rnf = 0.43
 α seism = 0.29
 α seism_rnf = 0.32

2.4.2.5 Résistance du voile non armé

σ ulim = 5.29 (MPa)
 σ ulim_seism = 6.02 (MPa)

2.4.2.6 Armatures réparties

Combinaison dimensionnante: ELU 1

$N_{umax} = 134.86$ (kN/m)
 $\sigma_{umax} = 0.90$ (MPa)
 $N_{ulim} = 794.12$ (kN/m)
 $\sigma_{ulim} = 5.29$ (MPa)

$N_{umax} < N_{ulim} \Rightarrow$ Voile non armé
 134.86 (kN/m) < 794.12 (kN/m)

Combinaison dimensionnante: ACC 3

$N_{umax} = 271.58$ (kN/m)
 $\sigma_{umax} = 1.81$ (MPa)
 $N_{ulim} = 903.55$ (kN/m)
 $\sigma_{ulim} = 6.02$ (MPa)

$N_{umax} < N_{ulim} \Rightarrow$ Voile non armé
 271.58 (kN/m) < 903.55 (kN/m)

2.4.2.7 Armatures de bord**2.4.2.7.1 Bord gauche****2.4.2.7.1.1 Raidisseur en flexion composé**

Af L = 11.69 (cm²)

Combinaison dimensionnante: ACC 1

2.4.2.7.1.2 Armatures minimales (PS92 11.821.2)

Combinaison dimensionnante: ACC 3

$\rho = 0,001 * q * \sigma_i / \sigma_{ulim}$
 $\sigma_i = 5.80$ (MPa)
 $\sigma_{ulim} = 6.02$ (MPa)
 $b_f = 1.00$ (m)
 $A_{fL\ min} = 2.60$ (cm²)

2.4.2.7.1.3 Potelets minimaux (PS92 11.821.4)

Largeur: d'

Combinaison dimensionnante: ACC 3

$\sigma_i = 5.80$ (MPa)
 $\sigma_{ulim} = 6.02$ (MPa)
 $d' = 0.31$ (m)

2.4.2.7.2 Bord droit**2.4.2.7.2.1 Raidisseur en flexion composé**

Af R = 11.69 (cm²)

Combinaison dimensionnante: ACC 1

2.4.2.7.2.2 Armatures minimales (PS92 11.821.2)

Combinaison dimensionnante: ACC 3

$\rho = 0,001 * q * \sigma_i / \sigma_{ulim}$
 $\sigma_i = 6.02$ (MPa)
 $\sigma_{ulim} = 6.02$ (MPa)
 $b_f = 1.00$ (m)
 $A_{fR\ min} = 2.70$ (cm²)

2.4.2.7.2.4 Potelets minimaux (PS92 11.821.4)

Largeur: d'

Combinaison dimensionnante: ACC 3

$\sigma_i = 6.02$ (MPa)
 $\sigma_{ulim} = 6.02$ (MPa)
 $d' = 0.31$ (m)

2.4.2.8 Cisaillement (BAEL91 A5.1,23) (PS92 11.821.3)**Armatures horizontales**

Combinaison dimensionnante-ELU: ELU 1

$V_u = 10.26$ (kN)
 $\tau = 0.01$ (MPa)
 $A_h = 0.00$ (cm²/m)

Combinaison dimensionnante-ACC: ACC 2

$V_u = 800.10$ (kN)
 $V^* = 1120.14$ (kN)
 $\tau^* = 0.68$ (MPa)
 $\tau_{lim} = 1.05$ (MPa)
 $\alpha V = 0.58$
 $A_{th} = 0.00$ (cm²/m)

Armatures verticales

Combinaison dimensionnante: ACC 2

$V_u = 800.10$ (kN)
 $V^* = 1120.14$ (kN)
 $\tau^* = 0.68$ (MPa)
 $\tau_{lim} = 1.05$ (MPa)
 $\alpha V = 0.58$
 $A_{tv} = 0.00$ (cm²/m)

2.4.2.9 Glissement (PS92 11.821.3)

Combinaison dimensionnante: ACC 1

$V_u = 26.34$ (kN)
 $V^* = 36.87$ (kN)
 $x = 0.00$ (m)
 $\alpha R = 0.00$
 $F_b = \alpha R \cdot x \cdot \sigma_{ulim} \cdot a = 0.00$ (kN)
 $f_{tj} = 2.10$ (MPa)
 $A_t = 0.10$ (cm²/m)

2.5 Ferrailage:**Treillis soudés:**

Désignation/Type	Quantité (pièces)
ST 10 /	12

Epingles:

Quantité	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Forme
161	HA 500	8.0	0.11	0.00	0.00	00

Armature de bord (Af):

	Quantité	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Forme
Armatures longitudinales - gauche	6	HA 500	16.0	3.93	0.00	0.00	00
Armatures longitudinales - droite	6	HA 500	16.0	3.93	0.00	0.00	00
Armature transversale - gauche	31	HA 500	6.0	0.08	0.24	0.08	31
Armature transversale - droite	31	HA 500	6.0	0.08	0.24	0.08	31
Épingles - gauche	31	HA 500	6.0	0.08	0.00	0.00	00
Épingles - droite	31	HA 500	6.0	0.08	0.00	0.00	00

3 Quantitatif:

- Volume de Béton = 5.11 (m³)
- Surface de Coffrage = 69.01 (m²)
- Acier HA 500
 - Poids total = 104.46 (kG)
 - Densité = 20.45 (kG/m³)

- Diamètre moyen = 9.7 (mm)
- **Liste par diamètres:**

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
6	58.82	13.06
8	43.05	16.99
16	47.13	74.40
- **Treillis soudés**
 - type
 - Poids des armatures utilisées = 208.19 (kG)
 - Poids total = 258.48 (kG)
 - Densité = 40.76 (kG/m3)
 - Pourcentage des chutes:
 - poids = 19.46
 - surface = 19.46
- **Spécification globale:**

Désignation/Type (pièces)	Quantité (kG)	Poids
ST 10 /	12	258.48

Pour le choix des armatures verticales des bords on opte pour 2 nappes de 4T14 pour chaque bord, avec des cadres transversaux en T8, et des treillis soudés TS5.5 avec maillage de (150×200).

VI.4.3 Calcul de ferrailage du 4^{ème} jusqu'à 5^{ème} étage :

1 Niveau:

- Nom : Etage 6
- Niveau de l'étage : inférieur 12.16 (m)
- Position de l'étage : intermédiaire
- Milieu : non agressif

2 Voile: Voile554

2.1 Caractéristiques des matériaux:

- Béton : $f_{c28} = 25.00$ (MPa) Densité = 2501.36 (kG/m3)
- Armature longitudinale : type HA 500 $f_e = 500.00$ (MPa)
- Armature transversale : type HA 500 $f_e = 500.00$ (MPa)
- Treillis soudés : type $f_e = 500.00$ (MPa)
- Age du béton au chargement : 28
- Coefficient de comportement: $q = 1.80$

2.2 Géométrie:

Nom: P1

Longueur: 11.20 (m)
 Epaisseur: 0.15 (m)
 Hauteur: 3.04 (m)
 Hauteur de la couronne: 0.00 (m)
 Appui vertical: -----
 Conditions aux appuis: plancher aboutissant de deux côtés

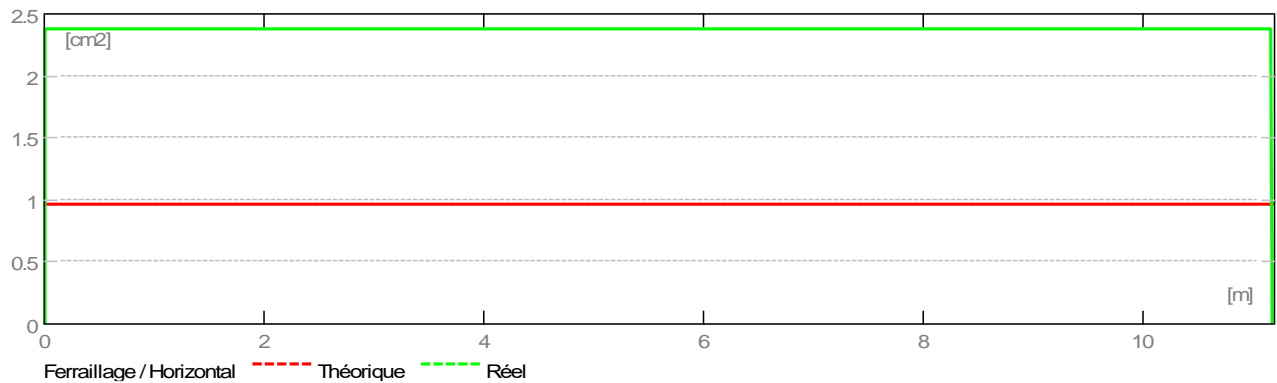
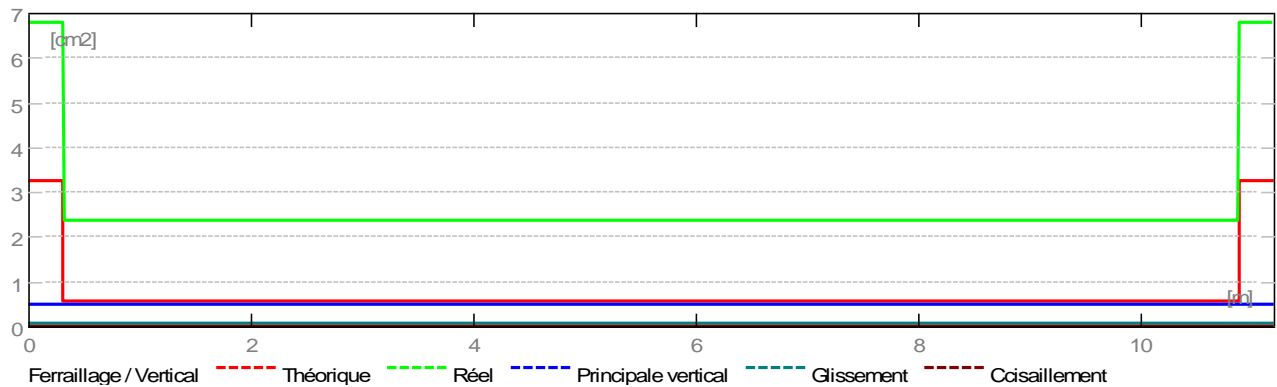
2.3 Hypothèses de calcul:

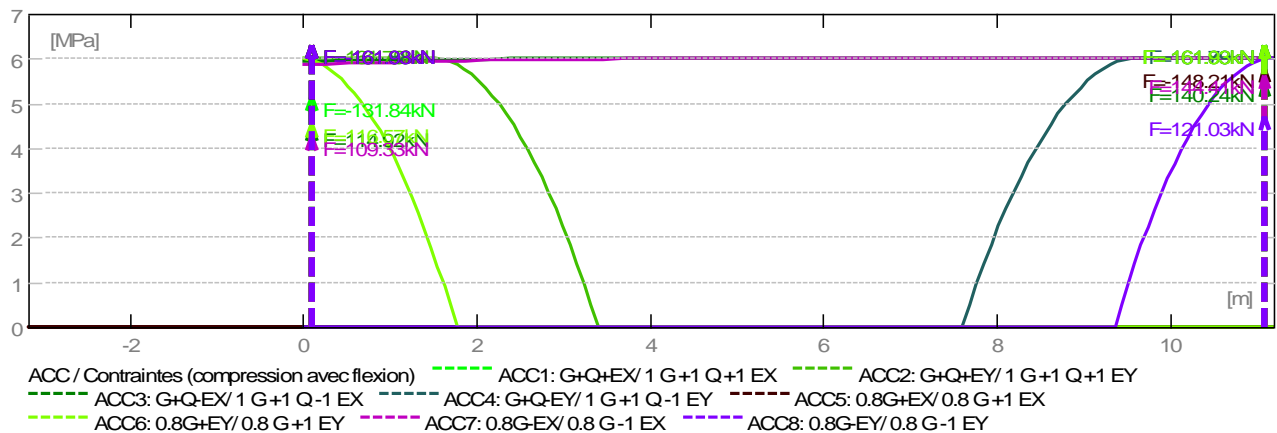
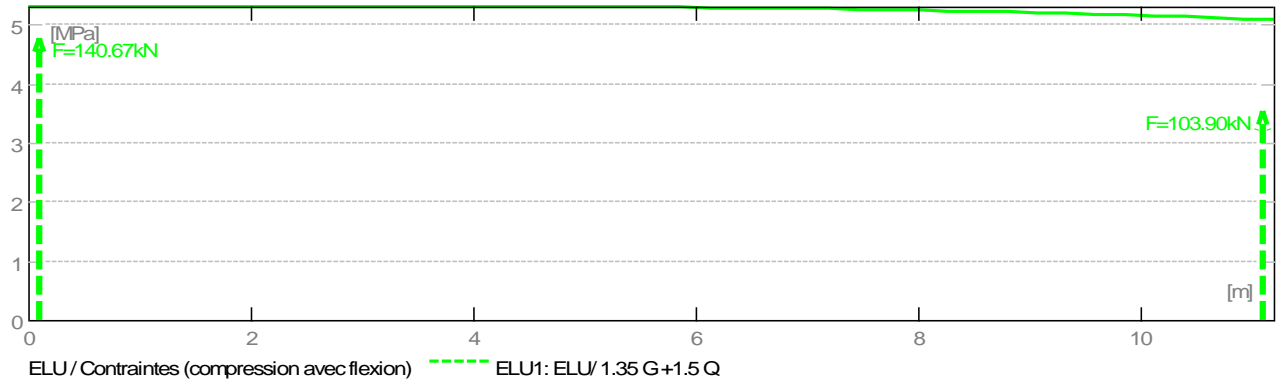
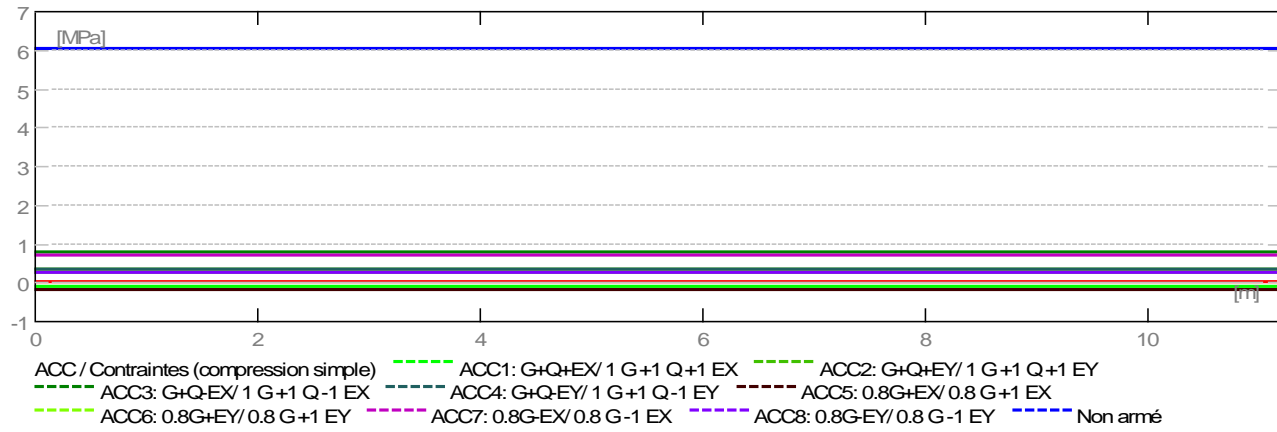
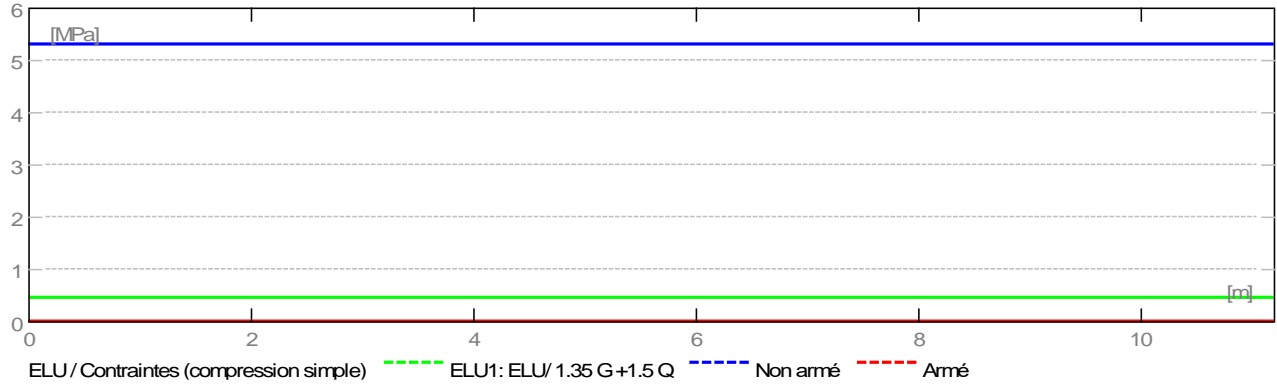
Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
 Enrobage : 3.0 (cm)

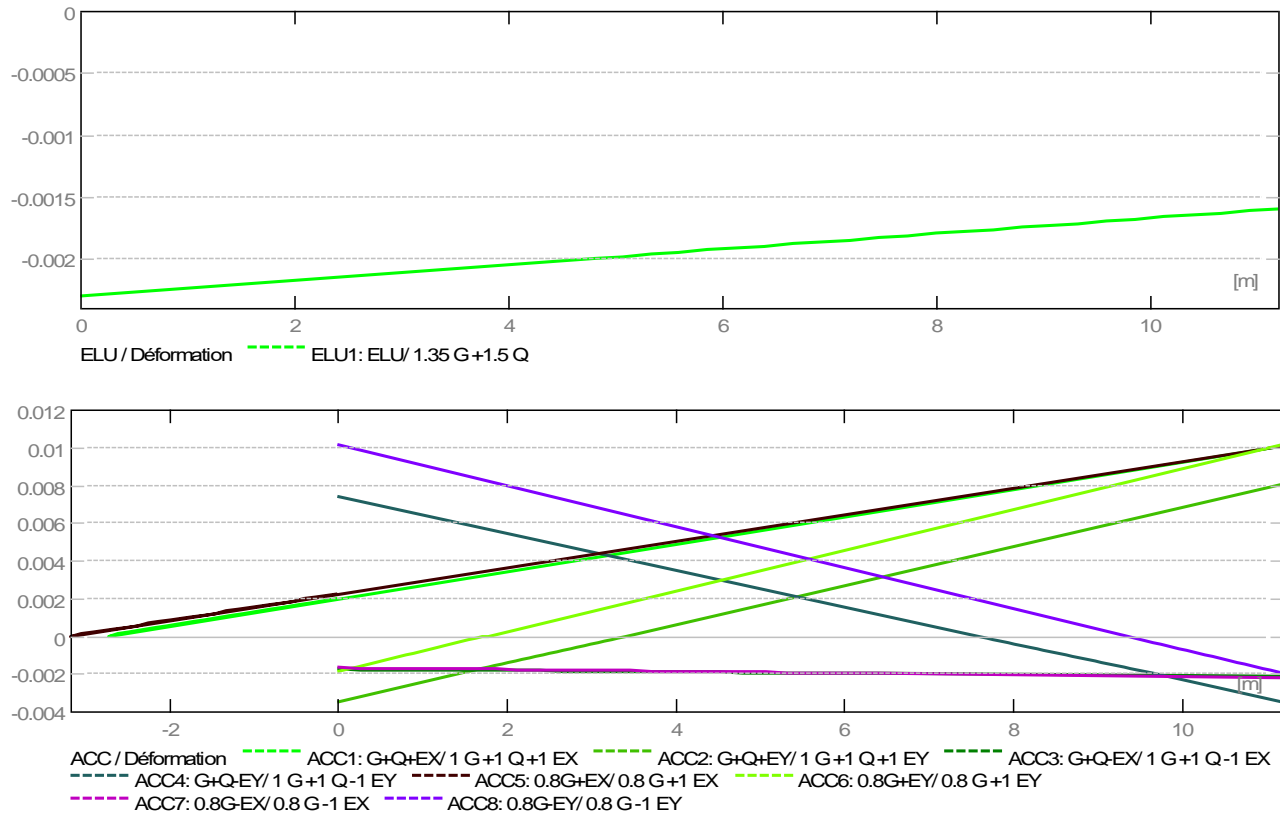
2.4 Résultats théoriques:

Vu la géométrie de l'élément et les rayons de cintrage des barres d'armature, les armatures de type "U" ayant le diamètre 12 n'ont pas pu être générées.

2.4.1 Diagrammes







2.4.2 Résultats théoriques - détaillés:

2.4.2.1 Combinaisons

2.4.2.1.1 Sollicitations ELU

ELU.1 - ELU/ 1.35 G +1.5 Q

2.4.2.1.2 Interactions en ACC

ACC.1 - G+Q+EX/ 1 G +1 Q +1 EX
 ACC.2 - G+Q+EY/ 1 G +1 Q +1 EY
 ACC.3 - G+Q-EX/ 1 G +1 Q -1 EX
 ACC.4 - G+Q-EY/ 1 G +1 Q -1 EY
 ACC.5 - 0.8G+EX/ 0.8 G +1 EX
 ACC.6 - 0.8G+EY/ 0.8 G +1 EY
 ACC.7 - 0.8G-EX/ 0.8 G -1 EX
 ACC.8 - 0.8G-EY/ 0.8 G -1 EY

2.4.2.2 Longueur de flambement

L_f' = 2.58 (m)
 L_f'_{rnf} = 2.43 (m)
 L_f = 2.58 (m)
 L_f_{rnf} = 2.43 (m)

2.4.2.3 Elancement

λ = 59.67
 λ_{rnf} = 56.16
 λ_{seism} = 68.86

λ seism_rnf = 64.81

2.4.2.4 Coefficient α

$\alpha/\alpha_1 = 1,1$ (Age du béton au chargement :28)

$\alpha = 0.33$

α rnf = 0.43

α seism = 0.29

α seism_rnf = 0.32

2.4.2.5 Résistance du voile non armé

σ ulim = 5.29 (MPa)

σ ulim_seism = 6.02 (MPa)

2.4.2.6 Armatures réparties

Combinaison dimensionnante: ELU 1

N umax= 69.14 (kN/m)

σ umax = 0.46 (MPa)

Nulim = 794.12 (kN/m)

σ ulim = 5.29 (MPa)

Numax < Nulim => Voile non armé
69.14 (kN/m) < 794.12 (kN/m)

Combinaison dimensionnante: ACC 3

N umax= 115.38 (kN/m)

σ umax = 0.77 (MPa)

Nulim = 903.55 (kN/m)

σ ulim = 6.02 (MPa)

Numax < Nulim => Voile non armé
115.38 (kN/m) < 903.55 (kN/m)

2.4.2.7 Armatures de bord

2.4.2.7.1 Bord gauche

2.4.2.7.1.1 Raidisseur en flexion composé

Af L = 3.24 (cm²)

Combinaison dimensionnante: ACC 3

2.4.2.7.1.2 Armatures minimales (PS92 11.821.2)

Combinaison dimensionnante: ACC 3

$\rho = 0,001 * q * \sigma_i / \sigma_{ulim}$

$\sigma_i = 5.86$ (MPa)

$\sigma_{ulim} = 6.02$ (MPa)

bf = 1.00 (m)

AfL min = 2.63 (cm²)

2.4.2.7.1.3 Potelets minimaux (PS92 11.821.4)

Largeur: d'

Combinaison dimensionnante: ACC 3

$\sigma_i = 5.86$ (MPa)

$\sigma_{ulim} = 6.02$ (MPa)

d' = 0.31 (m)

2.4.2.7.2 Bord droit

2.4.2.7.2.1 Raidisseur en flexion composé

Af R= 3.24 (cm²)

Combinaison dimensionnante: ACC 3

2.4.2.7.2.2 Armatures minimales (PS92 11.821.2)

Combinaison dimensionnante: ACC 3

$\rho = 0,001 * q * \sigma_i / \sigma_{ulim}$

$\sigma_i = 6.02$ (MPa)

$\sigma_{ulim} = 6.02$ (MPa)

bf = 1.00 (m)

AfRmin = 2.70 (cm²)

2.4.2.7.2.4 Potelets minimaux (PS92 11.821.4)Largeur: d':Combinaison dimensionnante: ACC 3 $\sigma_i = 6.02$ (MPa) $\sigma_{ulim} = 6.02$ (MPa) $d' = 0.31$ (m)**2.4.2.8 Cisaillement (BAEL91 A5.1,23) (PS92 11.821.3)****Armatures horizontales**Combinaison dimensionnante-ELU: ELU 1 $V_u = 7.33$ (kN) $\tau = 0.00$ (MPa) $A_h = 0.00$ (cm²/m)Combinaison dimensionnante-ACC: --- $V_u = 0.00$ (kN) $V^* = 0.00$ (kN) $\tau^* = 0.00$ (MPa) $\tau_{lim} = 0.00$ (MPa) $\alpha V = 0.00$ $A_{th} = 0.00$ (cm²/m)**Armatures verticales**Combinaison dimensionnante: ACC 2 $V_u = 584.62$ (kN) $V^* = 818.47$ (kN) $\tau^* = 0.49$ (MPa) $\tau_{lim} = 1.08$ (MPa) $\alpha V = 0.30$ $A_{tv} = 0.00$ (cm²/m)**2.4.2.9 Glissement (PS92 11.821.3)**Combinaison dimensionnante: ACC 1 $V_u = 18.22$ (kN) $V^* = 25.51$ (kN) $x = 0.00$ (m) $\alpha R = 0.00$ $F_b = \alpha R \cdot x^* \cdot \sigma_{ulim} \cdot a = 0.00$ (kN) $f_{tj} = 2.10$ (MPa) $A_t = 0.07$ (cm²/m)**2.5 Ferrailage:****Treillis soudés:**

Désignation/Type	Quantité (pièces)
ST 10 /	12

Epingles:

Quantité	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Forme
161	HA 500	8.0	0.11	0.00	0.00	00

Armature de bord (Af):

	Quantité	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Forme
Armatures longitudinales - gauche	6	HA 500	12.0	3.70	0.00	0.00	00
Armatures longitudinales - droite	6	HA 500	12.0	3.70	0.00	0.00	00

Armature transversale - gauche	31	HA 500	6.0	0.08	0.24	0.08	31
Armature transversale - droite	31	HA 500	6.0	0.08	0.24	0.08	31
Épingles - gauche	31	HA 500	6.0	0.08	0.00	0.00	00
Épingles - droite	31	HA 500	6.0	0.08	0.00	0.00	00

3 Quantitatif:

- Volume de Béton = 5.11 (m3)
- Surface de Coffrage = 69.01 (m2)

- Acier HA 500
 - Poids total = 69.46 (kG)
 - Densité = 13.60 (kG/m3)
 - Diamètre moyen = 8.4 (mm)

- **Liste par diamètres:**

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
6	58.82	13.06
8	43.05	16.99
12	44.37	39.41

- **Treillis soudés**

- type
- Poids des armatures utilisées = 208.19 (kG)
- Poids total = 258.48 (kG)
- Densité = 40.76 (kG/m3)
- Pourcentage des chutes:
 - poids = 19.46
 - surface = 19.46

- **Spécification globale:**

Désignation/Type (pièces)	Quantité (kG)	Poids
ST 10 /	12	258.48

Pour le choix des armatures verticales des bords on opte pour 2 nappes de 2T12 pour chaque bord, avec des cadres transversaux en T8, et des treillis soudés TS5.5 avec maillage de (150×200).

VI.1.5 Tableaux récapitulatifs des armatures choisies :

Type de voile	Longueur (cm)	Ferraillage de chaque bord (cm ²)	Choix des armatures pour chaque bord	Acier transversal	Ferraillage de zone courante
Vy1	1120	21.3	2 x 7T14 = 21.55 cm ²	T8	TS5.5 (150x200)
Vy2	565	3.14	2 x 2T10 = 3.14 cm ²	T6	TS5.5 (150x200)
Vy3	440	3.14	2 x 2T10 = 3.14 cm ²	T6	TS5.5 (150x200)
Vy4	270	3.14	2 x 2T10 = 3.14 cm ²	T6	TS5.5 (150x200)
Vy5	555	3.14	2 x 2T10 = 3.14 cm ²	T6	TS5.5 (150x200)
Vy6	560	3.14	2 x 2T10 = 3.14 cm ²	T6	TS5.5 (150x200)
Vy7	395	3.14	2 x 2T10 = 3.14 cm ²	T6	TS5.5 (150x200)
Vx	855	44.31	2 x 12T16 = 48.26 cm ²	T8	TS5.5 (150x200)

Tableau VI.5a : Ferraillage des voiles du sous-sol jusqu'à 1^{er} étage.

Type de voile	Longueur (cm)	Ferraillage de chaque bord (cm ²)	Choix des armatures pour chaque bord	Acier transversal	Ferraillage de zone courante
Vy1	1120	11.69	2 x 4T14 = 12.32 cm ²	T8	TS5.5 (150x200)
Vy2	565	3.14	2 x 2T10 = 3.14 cm ²	T6	TS5.5 (150x200)
Vy3	440	3.14	2 x 2T10 = 3.14 cm ²	T6	TS5.5 (150x200)
Vy4	270	3.14	2 x 2T10 = 3.14 cm ²	T6	TS5.5 (150x200)
Vy5	555	3.14	2 x 2T10 = 3.14 cm ²	T6	TS5.5 (150x200)
Vy6	560	3.14	2 x 2T10 = 3.14 cm ²	T6	TS5.5 (150x200)
Vy7	395	3.14	2 x 2T10 = 3.14 cm ²	T6	TS5.5 (150x200)
Vx	855	22.64	2 x 8T14 = 24.63 cm ²	T8	TS5.5 (150x200)

Tableau VI.5b : Ferraillage des voiles du 2^{ème} étage jusqu'à 3^{ème} étage.

Type de voile	Longueur (cm)	Ferraillage de chaque bord (cm ²)	Choix des armatures pour chaque bord	Acier transversal	Ferraillage de zone courante
Vy1	1120	3.24	2 x 2T12 = 4.52 cm ²	T8	TS5.5 (150x200)
Vy2	565	3.14	2 x 2T10 = 3.14 cm ²	T6	TS5.5 (150x200)
Vy3	440	3.14	2 x 2T10 = 3.14 cm ²	T6	TS5.5 (150x200)
Vy4	270	3.14	2 x 2T10 = 3.14 cm ²	T6	TS5.5 (150x200)
Vy5	555	3.14	2 x 2T10 = 3.14 cm ²	T6	TS5.5 (150x200)
Vy6	560	3.14	2 x 2T10 = 3.14 cm ²	T6	TS5.5 (150x200)
Vy7	395	3.14	2 x 2T10 = 3.14 cm ²	T6	TS5.5 (150x200)
Vx	855	5.87	2 x 3T12 = 6.79 cm ²	T8	TS5.5 (150x200)

Tableau VI.5c : Ferraillage des voiles du 4^{ème} étage jusqu'à 5^{ème} étage.

Chapitre VII

Etude des planchers

VII.1 Introduction

VII.1.1 Définition :

Les planchers désignent les structures porteuses horizontales d'un édifice. Ces porteurs horizontaux supportent leur propre poids ainsi que celui des revêtements, des murs, des cloisons ainsi que des charges d'exploitation. Ils peuvent être réalisés à partir de divers matériaux dont le béton. Différents types de planchers en béton sont possibles selon l'usage de la construction.

VII.1.2 Rôle des planchers en béton armé :

Les planchers ont pour fonction de transmettre les charges entre autres aux murs, poteaux. Ils permettent de séparer plusieurs niveaux et servent de supports rigides pour les revêtements de sol (parquet, carrelage, etc.). De plus, les planchers en béton ont des fonctions isolantes : isolation phonique, isolation thermique.

VII.1.3 Les différents types de plancher en béton :

On peut distinguer 5 types de plancher, ils sont comme suit :

Dalle pleine :

La dalle pleine est celle la plus utilisée pour les constructions collectives. La dalle pleine est une dalle continue favorisant le passage des canalisations et la pose de revêtements de sol.

Prédalle :

La prédalle est une dalle mince crantée composée d'armatures en acier. La prédalle constitue la partie inférieure du plancher et sert de coffrage pour la dalle pleine. Préfabriquée en usine, elle a une taille standard de 2,50 m. La prédalle est le plus souvent utilisée pour la construction de bâtiments collectifs en raison de la rapidité de sa mise en œuvre et des moyens importants du système de levage. Elle bénéficie d'une portée pouvant atteindre 10 m.

Plancher à poutrelle :

Le plancher à poutrelles préfabriquées est utilisé le plus souvent pour les constructions d'habitations individuelles. On distingue 2 types de planchers à poutrelles : le plancher à poutrelles en béton armé et le plancher à poutrelle précontraint bénéficiant d'une portée plus importante. Les poutrelles sont placées à intervalles réguliers sur les éléments porteurs tels que les murs ou les poutres. L'intervalles est comblé par des hourdis en béton, en terre cuite ou au moyen de matériaux isolants (polystyrène, etc.).

Dalle alvéolaire :

La dalle alvéolaire se constitue d'alvéoles évidées qui vont alléger son poids. La dalle alvéolaire est réalisée en béton armé ou en béton précontraint en usine : les besoins en main-d'œuvre et l'achat de matériaux pour le ferrailage et le coulage du béton sont réduits. La dalle alvéolaire peut avoir une longueur pouvant aller jusqu'à 14 m sans ajout d'éléments porteurs. La mise en place de la dalle alvéolaire suppose le recours à des systèmes de levage spécifiques aux grands chantiers. Ce type de dalle est surtout retenu pour la réalisation de parkings ou d'immeubles de bureaux.

Plancher collaborant :

Le plancher collaborant est utilisé pour les bâtiments industriels ou à l'usage du public (collèges, etc.). Ce plancher se compose d'une armature en tôle nervurée et d'une dalle de béton renforcée par un treillis soudé. Comme dans le cadre de la dalle alvéolaire, ce système permet de grandes portées ainsi qu'une mise en œuvre facilitée.

VII.2 Principe de calcul

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux).

On va utiliser la méthode **BAEL** pour le calcul, cette méthode s'applique aux dalles sur appuis continus qui peuvent porter dans deux directions (**BAEL A.5.2,1**) ou bien dans une seule.

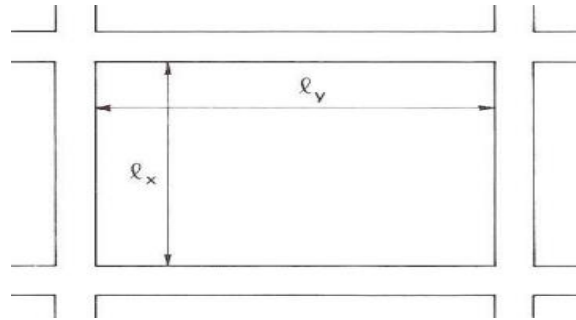
VII.2.1 Hypothèse de calcul :

Les dalles sont calculées panneau par panneau suivant le rapport :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

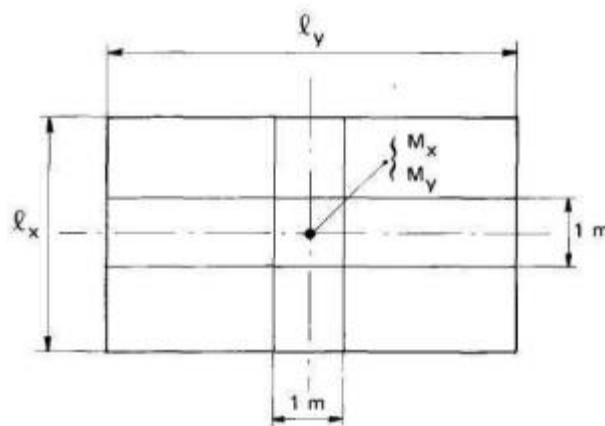
Les portées L_x et L_y d'un panneau de dalle sont mesurées entre nus d'appuis :

- si $0.4 \leq \alpha \leq 1$ la dalle est considérée comme portante dans deux directions ;
si $\alpha < 0.4$ la dalle est considérée comme portante dans le sens de sa petite portée.



VII.2.2 Méthode de calcul :

Les armatures sont déterminées à partir des moments isostatiques au centre de la dalle M_x et M_y , correspondant respectivement aux sens L_x et L_y et évalués pour des bandes de 1m de largeur.



Ces moments doivent être déterminés pour la combinaison d'actions la plus défavorable, c'est-à-dire l'ELU et l'ELS.

Le calcul sera fait à l'aide de logiciel de calcul **Robot Structural Analysis** qui nous permet à obtenir les moments en appuis et en travées facilement, ainsi que les contraintes de déformation.

VII.2.2.1 Les conditions d'appuis :

Les moments de flexion maximaux M_x calculés selon les indications du paragraphe 2.1.1 peuvent être réduits de 15 à 25 % selon les conditions d'encastrement, ce qui conduit à un moment en travée :

$$M_t = \begin{cases} 0.85M_x \\ \text{à} \\ 0.75M_x \end{cases}$$

Sauf pour les appuis de rive, les moments d'encastrement sur les grands côtés sont alors évalués respectivement à :

$$M_a = \begin{cases} 0.5M_x \\ 0.4M_x \end{cases}$$

Soit M_w et M_e les valeurs absolues prises respectivement en compte pour les moments sur les appuis de gauche (indice w) et de droite (indice e), on doit vérifier toujours que :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.25M_x$$

Cette vérification doit être faite dans les deux directions, pour le sens yy il suffit de remplacer M_x par M_y .

Il convient de remarquer que dans le cas d'un appui de rive, réputé articulé ($M_w = 0$ ou $M_e = 0$) il faut adopter $M_t = M_x$ même dans l'hypothèse où l'on a, sur le premier appui voisin de l'appui de rive, $M_e = 0,50 M_x$, si $M_w = 0$ (ou $M_w = 0,50 M_x$, si $M_e = 0$).

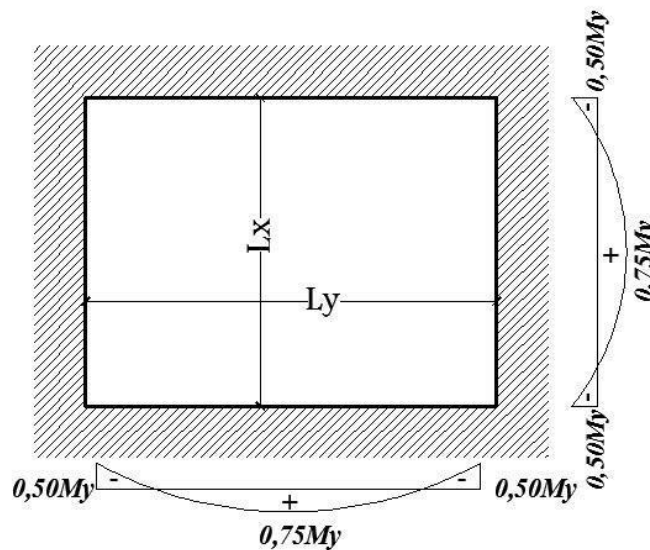


Fig VII.2.2.1a : Schéma d'un panneau continu sur ses appuis.

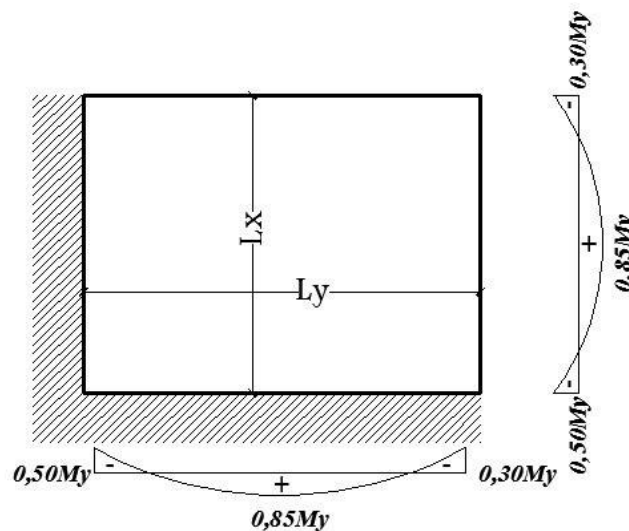


Fig VII.2.2.1b : Schéma d'un panneau de rive.

VII.2.3 Méthode de calcul utilisée en logiciel de calcul Robot Structural Analysis :

La méthode de calcul d'armature des plaques et coques est basée sur la conception présentée dans l'article de A.Capra et J-F. Maury, intitulé "Calcul automatique d'armature optimal des plaques et coques en béton armé", dans les Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, No.367, Décembre 1978.

VII.2.3.1 Procédure de calcul :

Si l'on connaît les valeurs des armatures A_x , A_y correspondant aux deux directions perpendiculaires x et y , on peut prendre une armature équivalente dans une direction quelconque n suivant la formule :

$$A_n = A_x \times \cos^2 \alpha + A_y \times \sin^2 \alpha$$

où α est un angle entre la direction X et la direction N .

Comme les valeurs des forces sectionnelles (moments et efforts de membrane) M_n , N_n peuvent être obtenues suivant les formules :

$$M_n = M_x \times \cos^2 \alpha + M_y \times \sin^2 \alpha - M_{xy} \times \sin 2\alpha$$

$$N_n = N_x \times \cos^2 \alpha + N_y \times \sin^2 \alpha - N_{xy} \times \sin 2\alpha$$

Par conséquent, l'inégalité présentée ci-dessous formule la condition d'armature corrigé. Armature qui doit supporter les forces internes dans une section arbitraire,

$$A_x \times \cos^2 \alpha + A_y \times \sin^2 \alpha = A_n \geq \Phi(M_n|N_n)$$

où $\Phi(M_n, N_n)$ se rapporte à la valeur d'armature nécessaire pour transférer les efforts calculés dans la direction n - M_n , N_n .

Inéquation :

$$A_x \times \cos^2 \alpha + A_y \times \sin^2 \alpha \geq \Phi(M_n|N_n)$$

Détermine sur le plan (A_x , A_y) la zone des valeurs admissibles de l'armature A_x , A_y (demi-plan). Après le calcul de cette zone pour une sélection de directions suffisamment dense „h" on obtient le domaine des valeurs admissibles A_x , A_y (le logiciel effectue le contrôle tous les 10°).

L'armature prise par le logiciel est l'armature minimale, c'est-à-dire que la somme des aires $A_x + A_y$ est minimale.

Dans le cas où le type de structure ou la sélection des options de calcul peuvent entraîner la réduction du jeu des efforts internes, la définition d'armature se fait à partir :

- Des moments M_n – la structure de type plaque ou l'option flexion simple dans la structure de type coque ;

- Des efforts des membranes N_n – la structure en contrainte plane ou l'option compression/traction dans la structure de type coque ;
- Du jeu de forces complet M_n, N_n – l'option flexion + compression traction dans la structure de type coque.

L'attention est attirée sur le fait que dans le cas où l'on calcule l'armature dans une direction, la méthode analytique se limite à calculer l'armature uniquement sur la direction d'armature principale sans division en n directions. Cela signifie que le plaque est dimensionnée uniquement pour le jeu de forces M_{xx} et N_{xx} .

VII.3 Résultats

VII.3.1 Moments extrêmes pour chaque niveau :

Les moments extrêmes de chaque plancher dans une bande de 1m ont été extraire depuis le logiciel de calcul **Robot Structural Analysis**.

- Sens x-x :

Niveau	Type de plancher	Moments (KN.m/1m)			
		ELU		ELS	
		Appuis	Travée	Appuis	Travée
RDC	RDC	18.69	-8.18	13.18	-5.77
1er	Etage courant	12.1	-5.69	8.76	-4.12
2ème	Etage courant	12.34	-5.78	8.94	-4.19
3ème	Etage courant	12.47	-5.84	9.04	-4.23
4ème	Etage courant	12.58	-5.89	9.12	-4.27
5ème	Etage courant	12.49	-5.87	9.05	-4.25
Terrasse	Terrasse	15.91	-7.04	11.62	-5.15

Tableau VII.3.1a : Moments isostatiques sur le sens x-x.

- Sens y-y :

Niveau	Type de plancher	Moments (KN.m/1m)			
		ELU		ELS	
		Appuis	Travée	Appuis	Travée
RDC	RDC	18.29	-8.5	12.87	-5.99
1er	Etage courant	12.7	-5.82	9.2	-4.24
2ème	Etage courant	13.16	-5.75	9.53	-4.19
3ème	Etage courant	13.4	-5.77	9.71	-4.2
4ème	Etage courant	13.59	-5.79	9.85	-4.22
5ème	Etage courant	13.49	-5.74	9.77	-4.18
Terrasse	Terrasse	15.22	-7.05	11.12	-5.16

Tableau VII.3.1b : Moments isostatiques sur le sens y-y.

VII.3.2 Calcul de l'enrobage :

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (BAEL) :

$$\phi_{max} \leq \frac{h_d}{10} = \frac{15}{10} = 1.5cm = 15mm$$

On prendra 8mm pour notre calcul.

La distance entre le circonférence de l'armature et le paroi extérieure de la dalle est :

- Pour un plancher exposé au intempéries a = 2cm ;
- Pour un plancher non exposé au intempéries a = 1cm.

Dans notre cas les planchers ne sont pas exposés au intempéries donc a = 1cm.

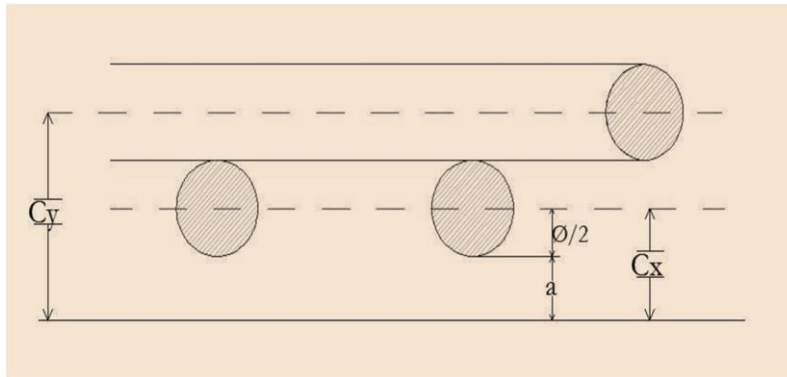


Fig VII.3.2a : Schéma de l'enrobage.

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \frac{\phi}{2} + \phi \end{cases} \quad \begin{cases} C_x = 10 + 4 = 14mm \\ C_y = 10 + 4 + 8 = 22mm \end{cases}$$

Donc les hauteurs utiles seront :

$$\begin{cases} d_x = h_d - C_x = 15 - 1.4 = 13.6cm \\ d_y = h_d - C_y = 15 - 2.2 = 12.8cm \end{cases}$$

VII.3.3 Détermination des armatures :

Tous les résultats on été acquis avec le logiciel de calcul

- **Plancher RDC :**

Calcul de Section en Flexion Simple**1. Hypothèses:**

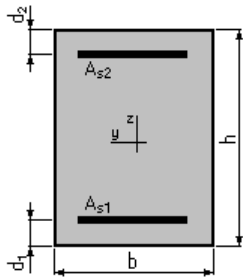
Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable

- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)
 $h = 15.0$ (cm)
 $d_1 = 1.0$ (cm)
 $d_2 = 1.0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	18.69	-8.18
Etat Limite de Service	13.18	-5.77
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 3.2$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 1.4$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 1.4$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0.33$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0.10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{\max} = 18.69$	(kN*m)	$M_{\min} = -8.18$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	3.24		Pivot: A	
Position de l'axe neutre:	$y = 0.0$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 14.0$	(cm)		
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0.05$	(‰)		
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10.00$	(‰)		
Contrainte de l'acier:				
tendue:	$\sigma_s = 434.8$	(MPa)		

Cas ELS	$M_{\max} = 13.18$	(kN*m)	$M_{\min} = -5.77$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	10.18			
Position de l'axe neutre:	$y = 0.2$	(cm)		

Bras de levier: $Z = 13.9$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1.5$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 18.1$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\ lim} = 500.0$ (MPa)

▪ **Étage courant :**

Calcul de Section en Flexion Simple

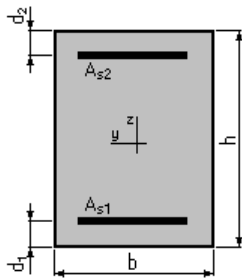
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)
 $h = 15.0$ (cm)
 $d_1 = 1.0$ (cm)
 $d_2 = 1.0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	13.59	-5.79
Etat Limite de Service	9.85	-4.22
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 2.3$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 1.4$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 1.4$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0.26$ (%)		

minimum $\rho_{\min} = 0.10$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 13.59$ (kN*m) $M_{\min} = -5.79$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4.46 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 14.0$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0.05$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 9.85$ (kN*m) $M_{\min} = -4.22$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6.24

Position de l'axe neutre: $y = 0.2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 13.9$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1.1$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 13.6$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 500.0$ (MPa)

▪ Plancher terrasse :

Calcul de Section en Flexion Simple

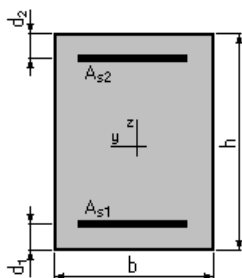
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 15.0$ (cm)

$d_1 = 1.0$ (cm)

$d_2 = 1.0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	15.91	-7.04
Etat Limite de Service	11.62	-5.15
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 2.7$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 1.4$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 1.4$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0.29$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0.10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 15.91$ (kN*m) $M_{\min} = -7.04$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	3.81	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 0.0$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 14.0$ (cm)	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 0.05$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10.00$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434.8$ (MPa)	

Cas ELS $M_{\max} = 11.62$ (kN*m) $M_{\min} = -5.15$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	5.29
Position de l'axe neutre:	$y = 0.2$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 13.9$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 1.3$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 16.4$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s\lim} = 500.0$ (MPa)

VII.3.4 Cartographies du ferrailage :

- Plancher RDC :

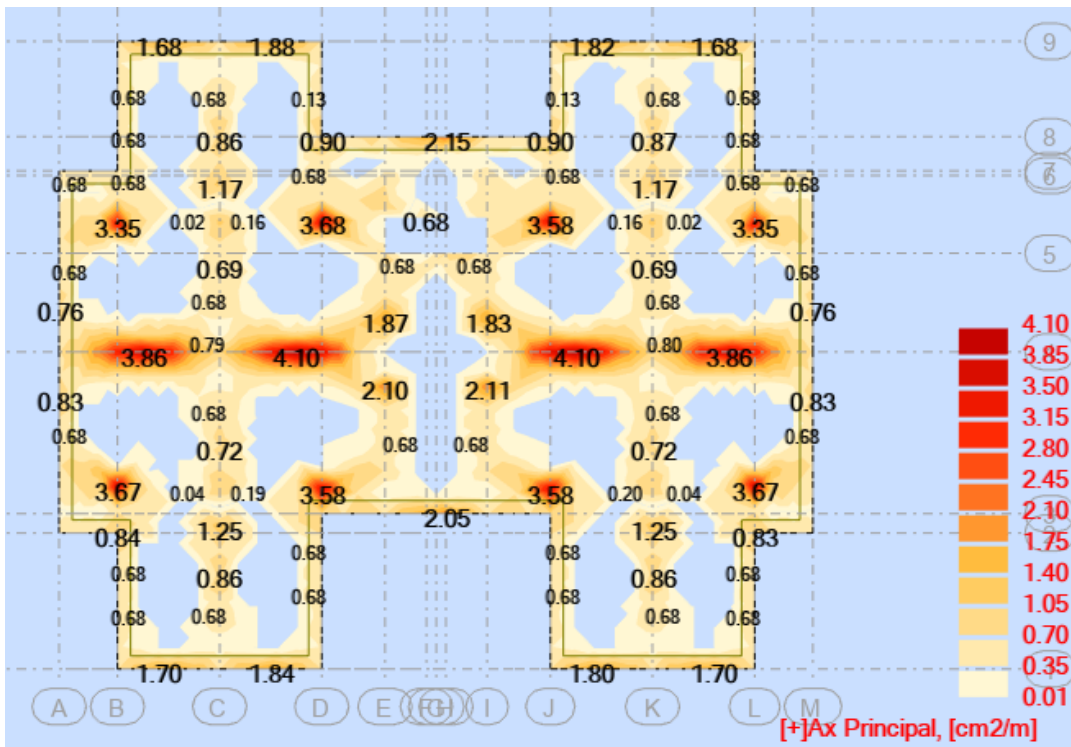


Fig. VII.3.4a : Armature supérieure dans la direction xx.

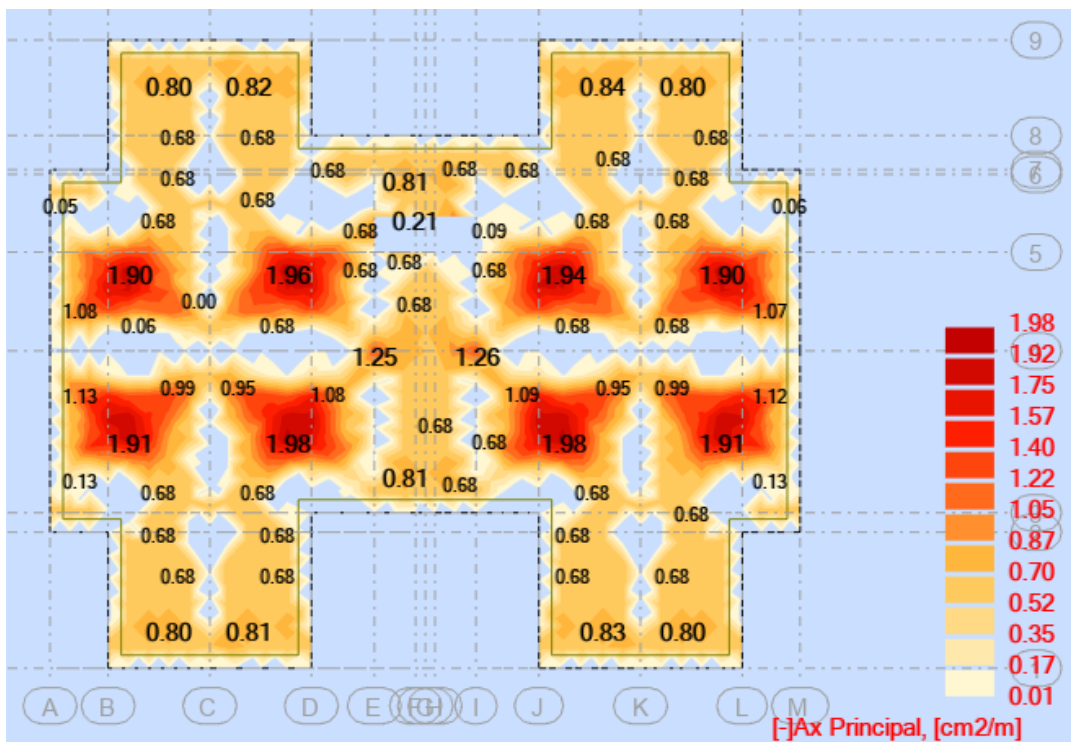


Fig. VII.3.4b : Armature inférieure dans la direction xx.

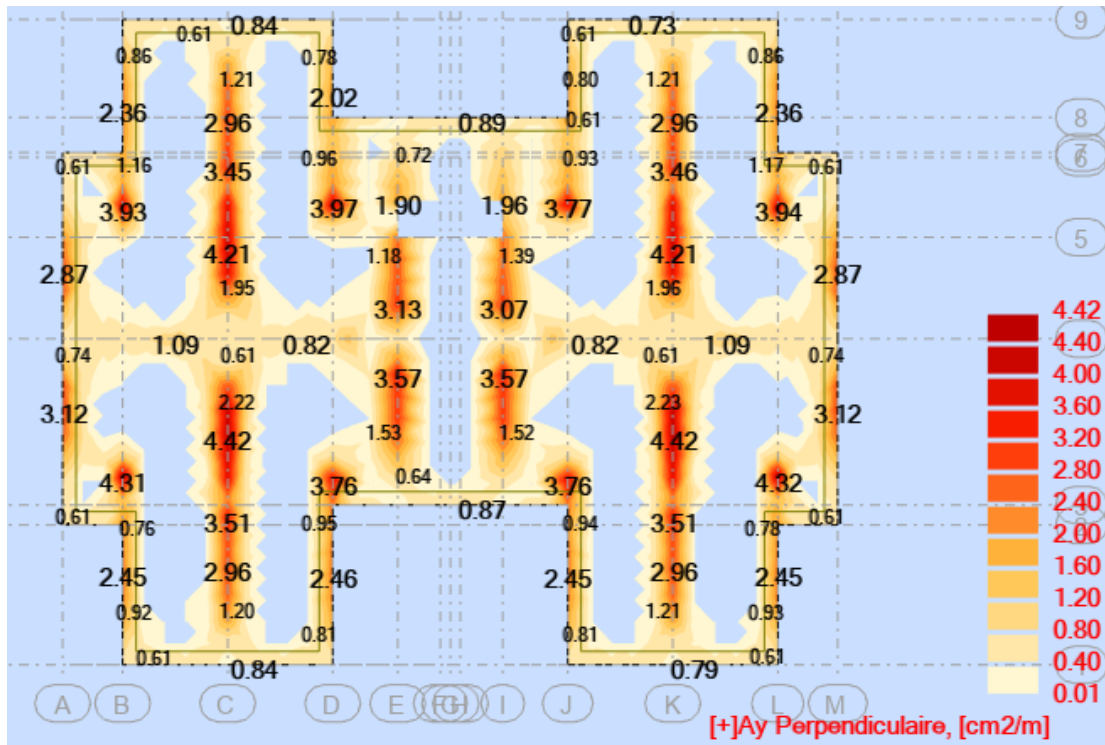


Fig. VII.3.4c : Armature supérieure dans la direction yy.

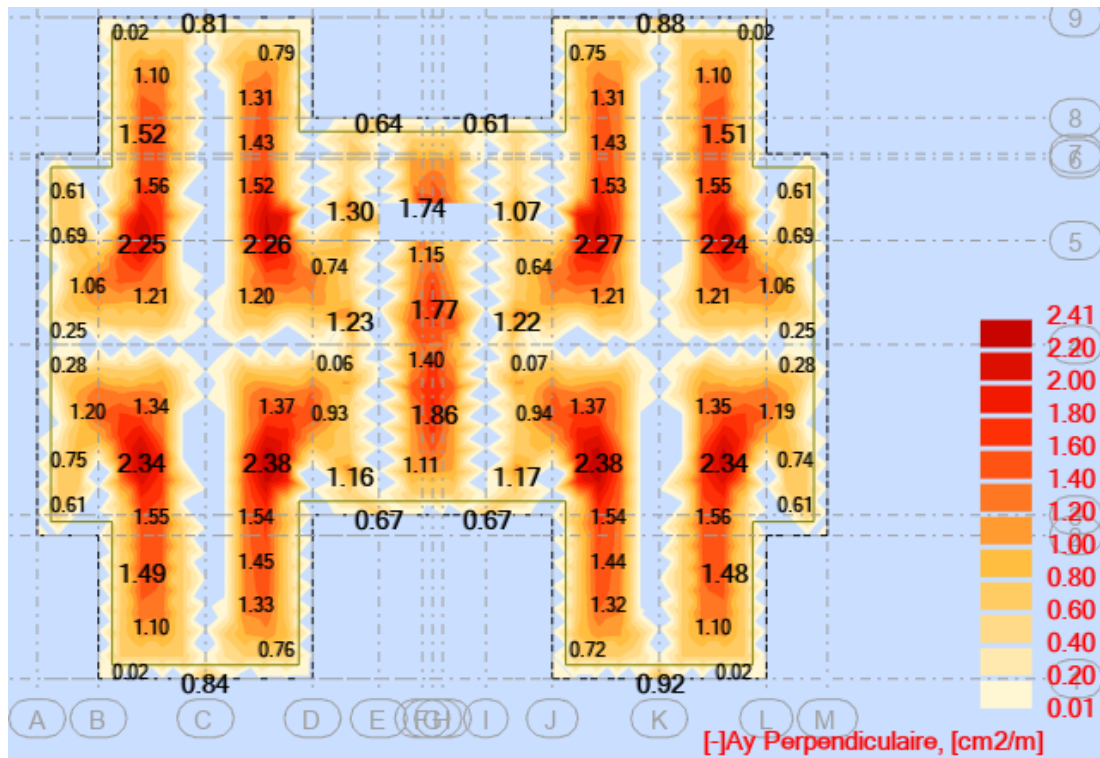


Fig. VII.3.4d : armature inférieure dans la direction yy.

- Plancher étage courant :

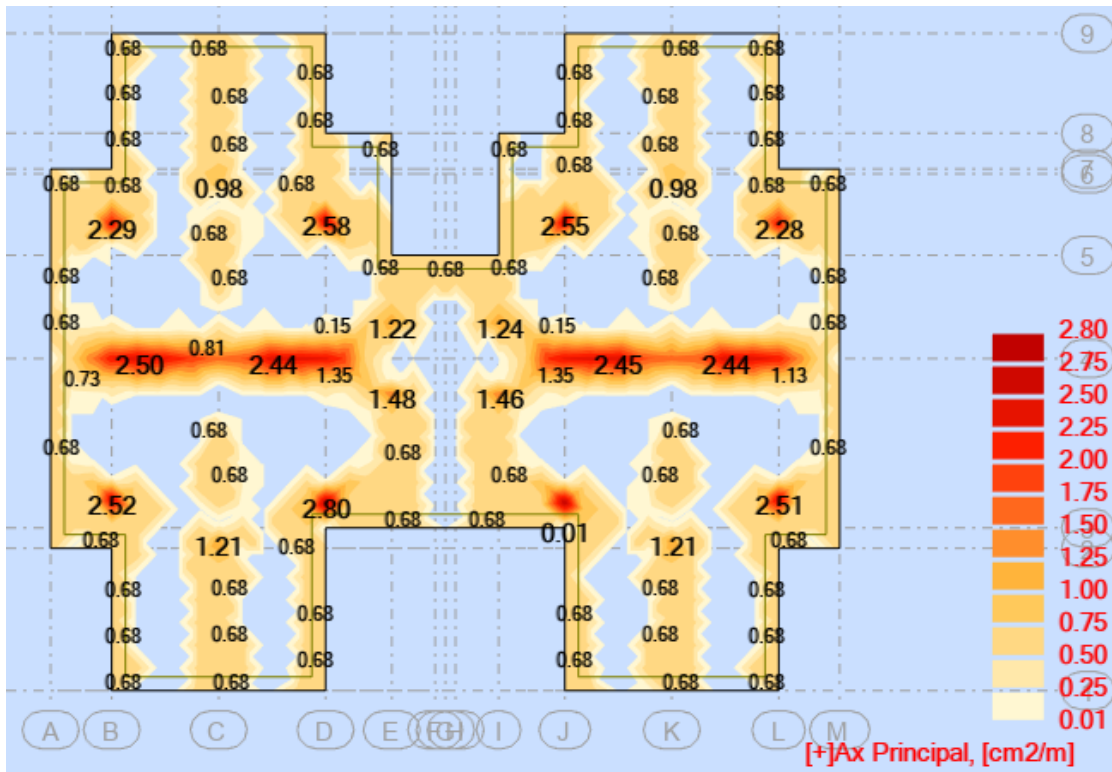


Fig. VII.3.4e : Armature supérieure dans la direction xx.

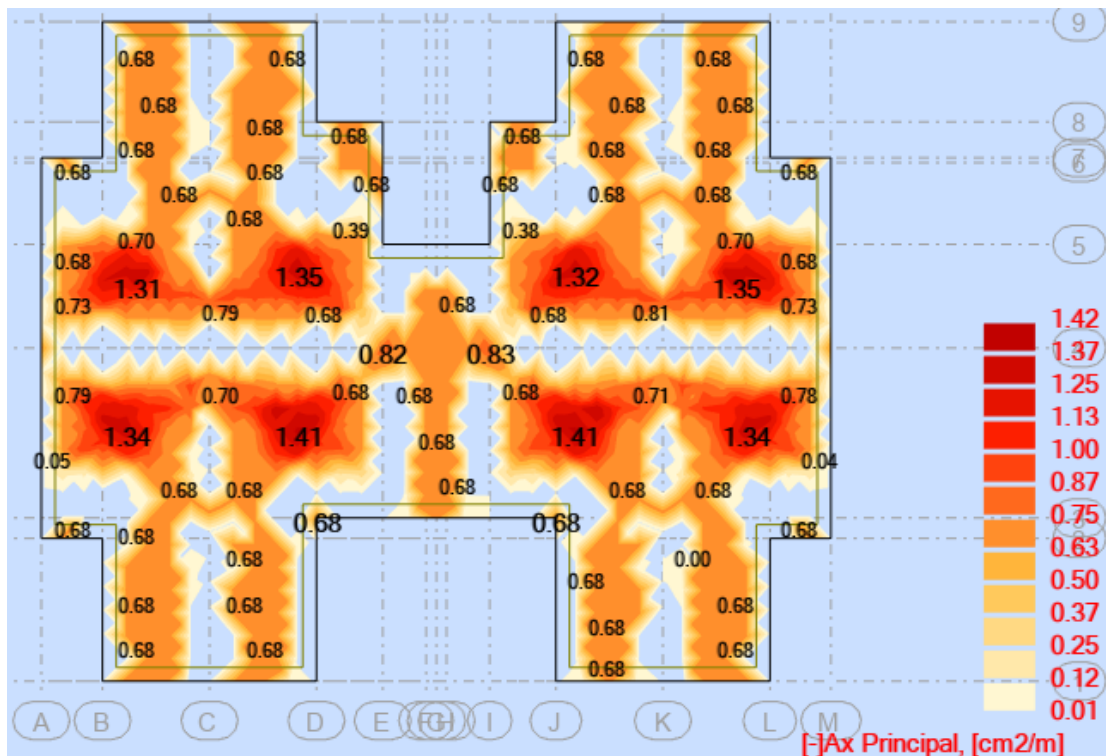


Fig. VII.3.4f : Armature inférieure dans la direction xx.

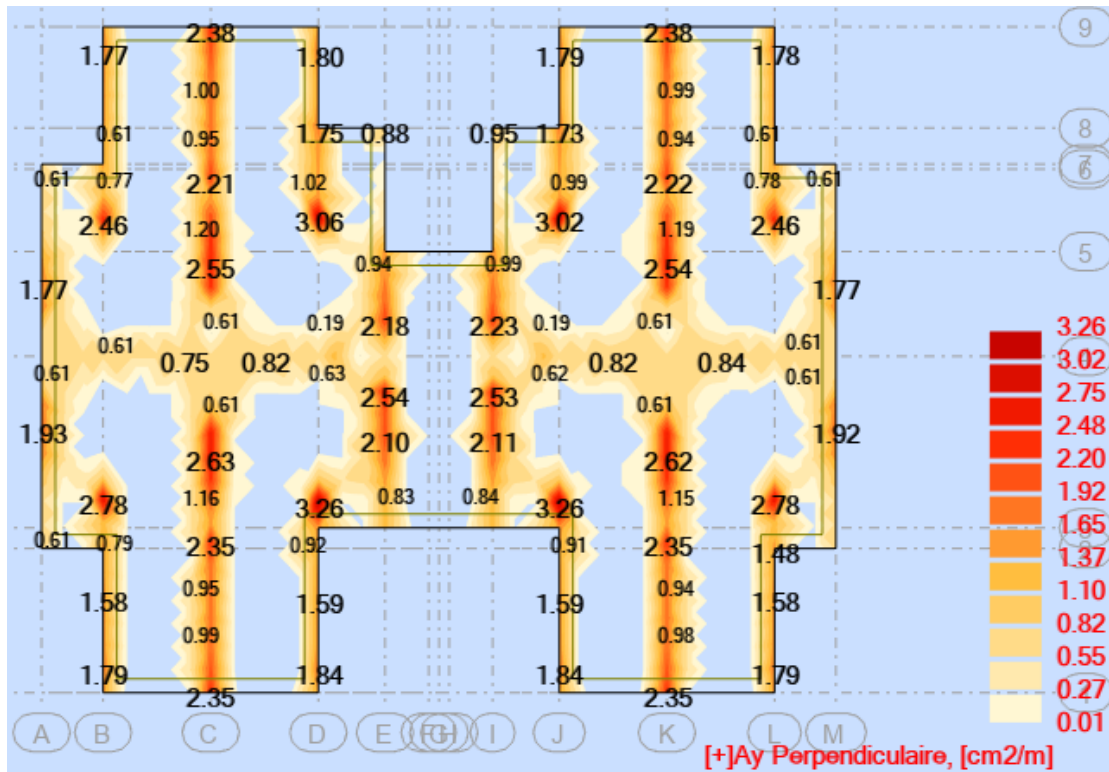


Fig. VII.3.4g : Armature supérieure dans la direction yy.

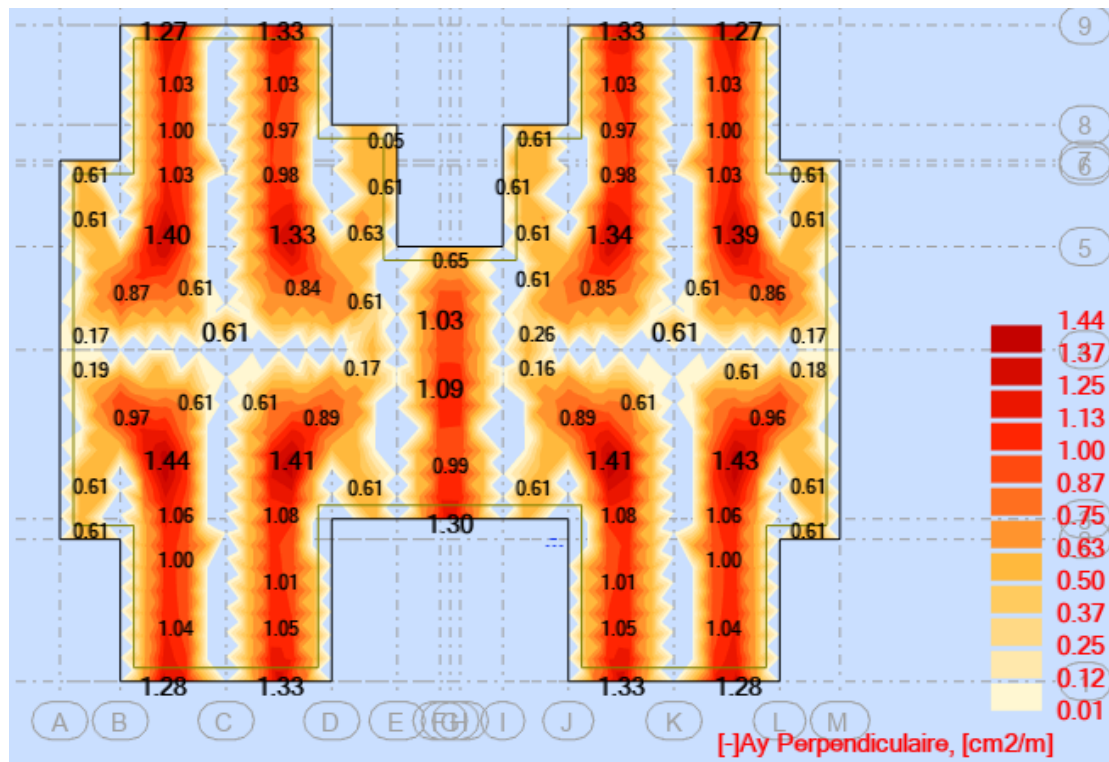


Fig. VII.3.4h : armature inférieure dans la direction yy.

- Plancher terrasse :

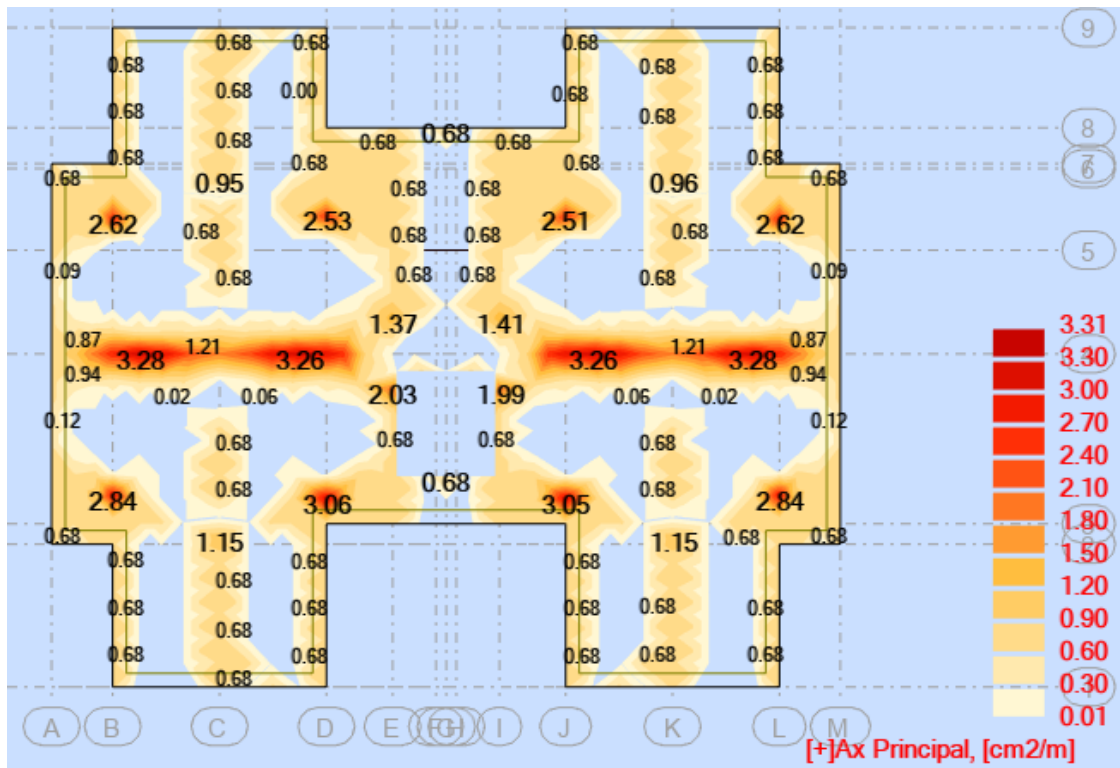


Fig. VII.3.4i : Armature supérieure dans la direction xx.

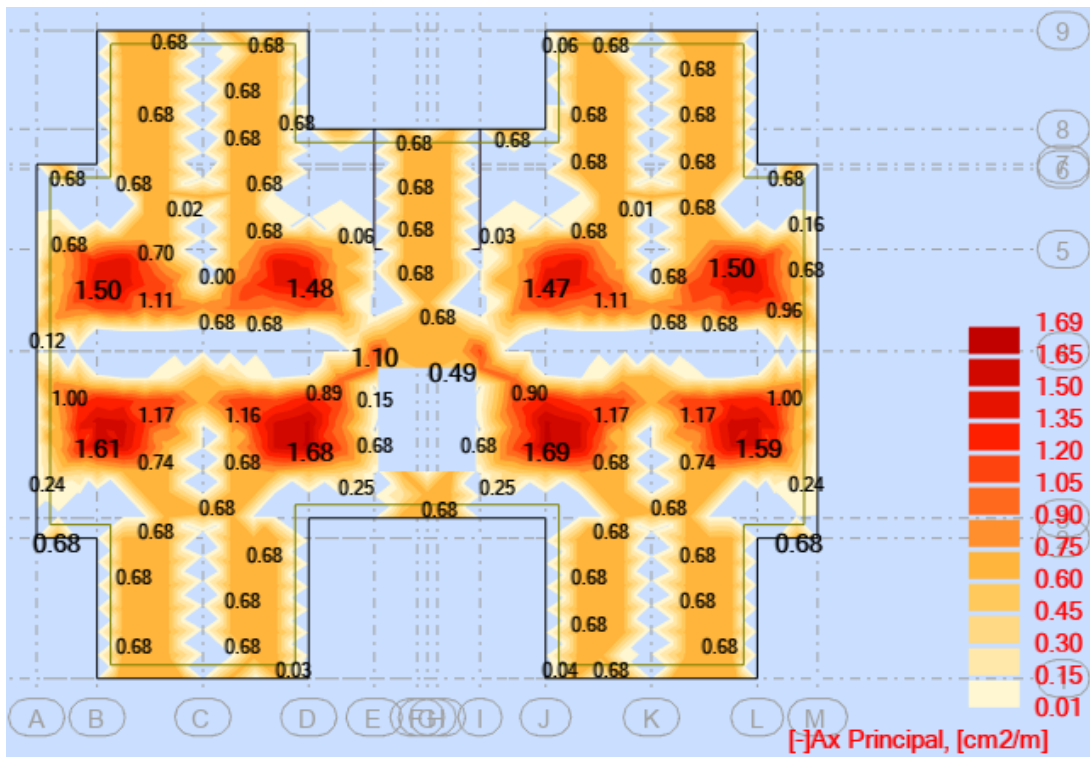


Fig. VII.3.4j : Armature inférieure dans la direction xx.

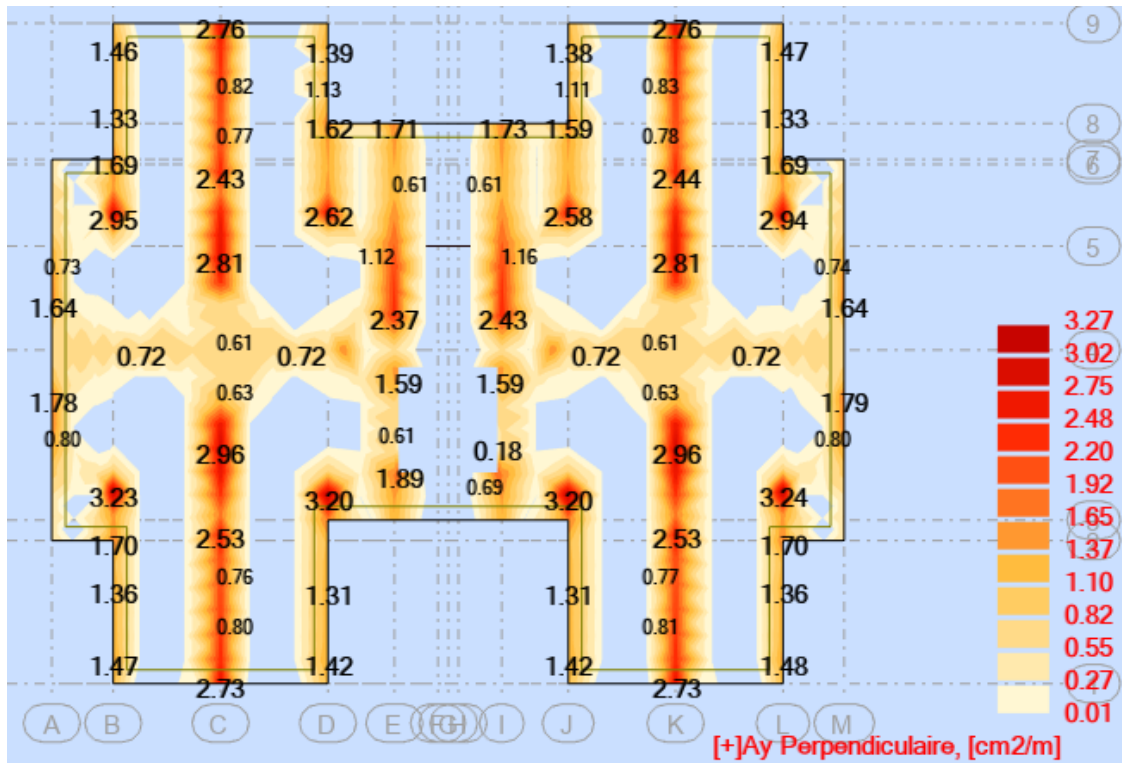


Fig. VII.3.4k : Armature supérieure dans la direction yy.

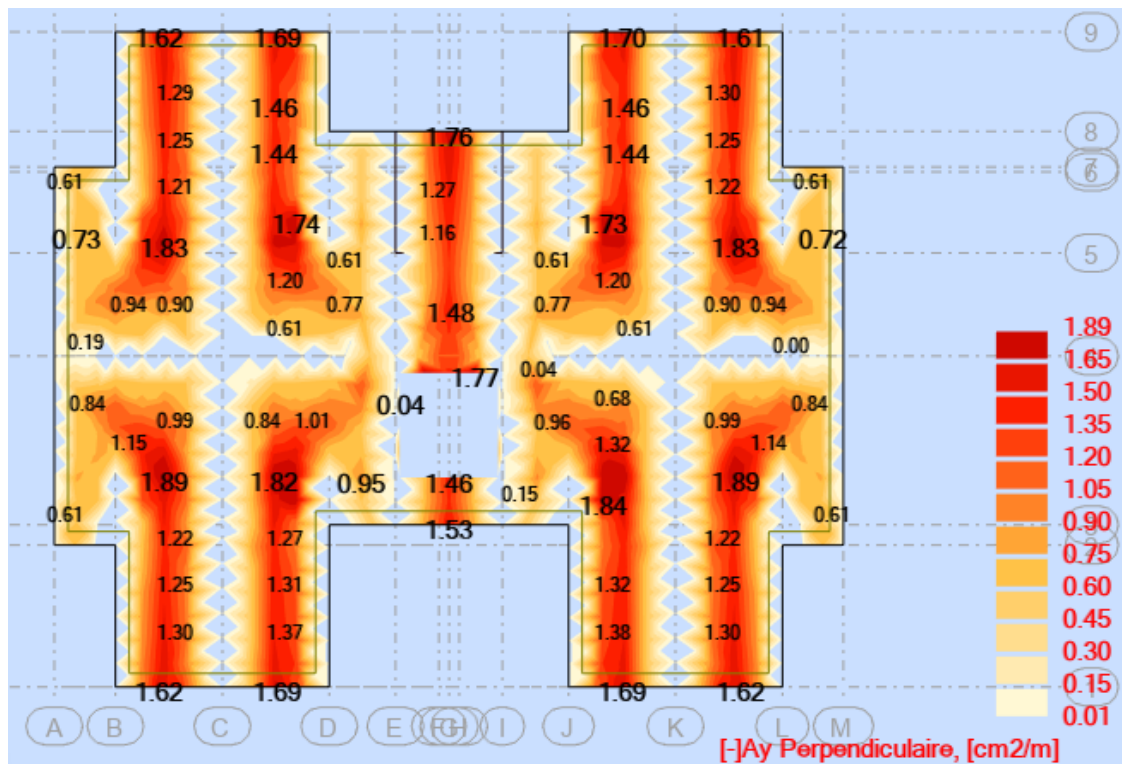


Fig. VII.3.4l : Armature inférieure dans la direction yy.

VII.3.5 Choix des armatures :

- Pour le plancher RDC on opte pour : TS5.5 avec maillage (150x200)mm et T8 pour les chainages entre plancher et voile.
- Pour le plancher étage courant on opte pour : TS5.5 avec maillage (150x200)mm et T8 pour les chainages entre plancher et voile.
- Pour le plancher terrasse on opte pour : TS5.5 avec maillage (150x200)mm et T8 pour les chainage entre voile et plancher.

VII.5 Vérifications spécifiques**VII.5.1 Vérification des contraintes de compression à l'Etat Limite de Service ELS :**

Selon le **C.B.A93 (article 4.5.2)**, la contrainte de compression limite du béton admissible à l'Etat Limite de Service ELS est égale à :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$$

- **Sens x-x :**

Niveau	Type de plancher	σ_{bc} ELS (Mpa)	$0.6f_{c28} = 15$ Mpa
RDC	RDC	1.5	Vérifiée
1er	Etage courant	1.1	Vérifiée
2ème	Etage courant	1.1	Vérifiée
3ème	Etage courant	1.1	Vérifiée
4ème	Etage courant	1.1	Vérifiée
5ème	Etage courant	1.1	Vérifiée
Terrasse	Terrasse	1.3	Vérifiée

Tableau VII.5.1a : Contraintes de compression pour chaque niveau au sens x-x.

- **Sens y-y :**

Niveau	Type de plancher	σ_{bc} ELS (Mpa)	$0.6f_{c28} = 15$ Mpa
RDC	RDC	1.5	Vérifiée
1er	Etage courant	1.1	Vérifiée
2ème	Etage courant	1.1	Vérifiée
3ème	Etage courant	1.1	Vérifiée
4ème	Etage courant	1.1	Vérifiée
5ème	Etage courant	1.1	Vérifiée
Terrasse	Terrasse	1.3	Vérifiée

Tableau VII.5.1b : Contraintes de compression pour chaque niveau au sens y-y.

VII.5.2 Vérification vis-à-vis des sollicitations tangentés :

D'après le **BAEL 91 R99 (article A.5.1.1)**, la contrainte de cisaillement est égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o \times d} \quad (\text{BAEL A. 5. 2. 2})$$

Ou V_u est la valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

La contrainte tangente est au plus égale à :

$$\tau_u = 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

- **Sens x-x :**

Niveau	Type de plancher	Tu ELU (Mpa)	< 0.05fc28 = 1.16 Mpa
RDC	RDC	0.24	Vérifiée
1er	Etage courant	0.16	Vérifiée
2ème	Etage courant	0.17	Vérifiée
3ème	Etage courant	0.17	Vérifiée
4ème	Etage courant	0.17	Vérifiée
5ème	Etage courant	0.17	Vérifiée
Terrasse	Terrasse	0.19	Vérifiée

Tableau VII.5.2a : Contraintes de cisaillement sur le sens x-x.

- **Sens y-y :**

Niveau	Type de plancher	Tu ELU (Mpa)	< 0.05fc28 = 1.16 Mpa
RDC	RDC	0.33	Vérifiée
1er	Etage courant	0.25	Vérifiée
2ème	Etage courant	0.26	Vérifiée
3ème	Etage courant	0.26	Vérifiée
4ème	Etage courant	0.26	Vérifiée
5ème	Etage courant	0.26	Vérifiée
Terrasse	Terrasse	0.28	Vérifiée

Tableau VII.5.2b : Contraintes de cisaillement sur le sens y-y.

VII.5.3 Vérification de la flèche :

La flèche admissible selon le **BAEL 91** est égale à :

$$\frac{L}{500} \quad \text{si } L < 5m$$

$$1 + \frac{L}{1000} \quad \text{si } L > 5m$$

Pour notre cas : $L = 5.6m \rightarrow 1 + \frac{560}{1000} = 1.56cm$

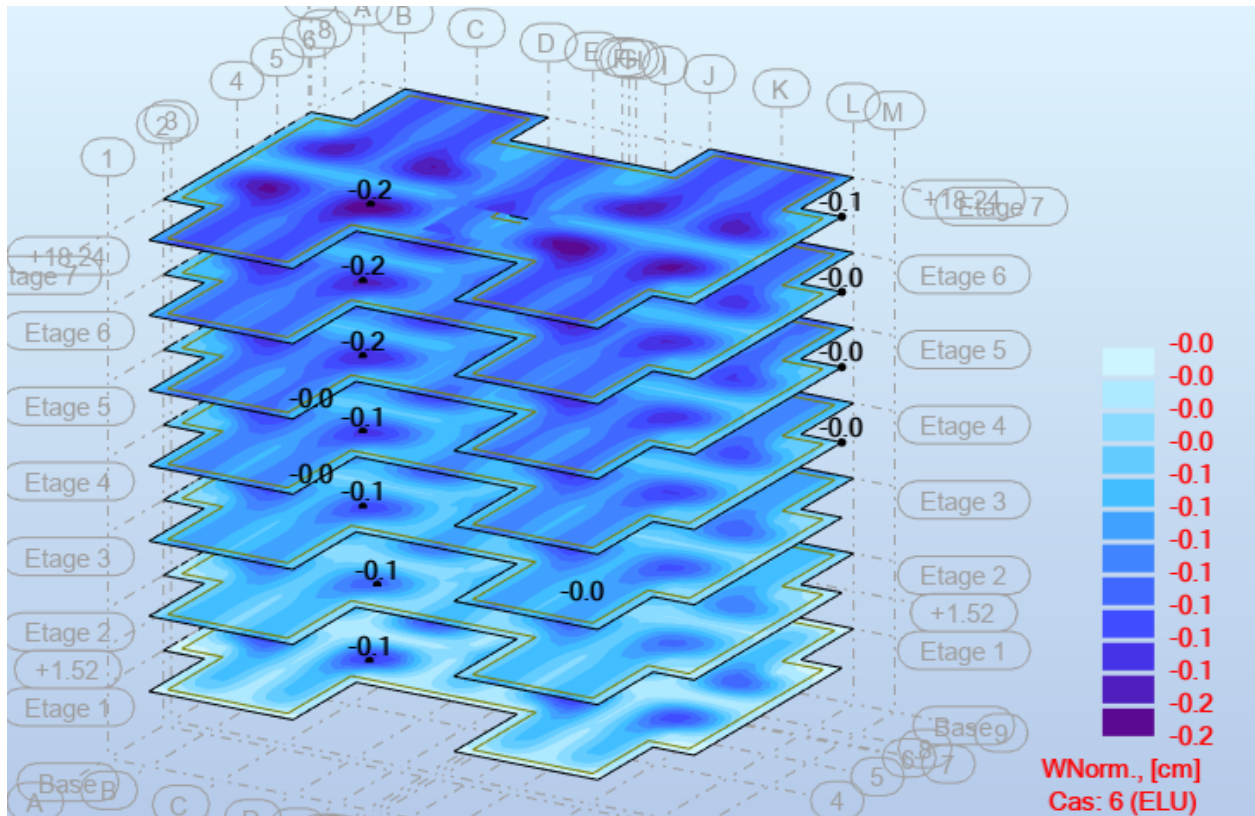


Fig VII.5.3 : Les déformations aux planchers.

Donc la condition est vérifiée.

Chapitre VIII

Etude des fondations

VIII.1 Introduction

On appelle fondation, la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes (poids propre) et variables (forces sismiques, climatiques et charges d'exploitation) supportées par cet ouvrage.

Ou bien simplement dit, la fondation est la partie inférieure du bâtiment qui a pour but de supporter les charges et les surcharges d'un bâtiment et de le transmettre dans le bon sol.

Les différentes fonctions des fondations sont comme suit :

- Supporter les charges verticales permanentes comme les poids propres des différents éléments structuraux et non-structuraux, ainsi que les charges variables telles que les charges d'exploitation (le poids des meubles, des personnes et de la neige) ;
- Supporter les charges horizontales ou obliques comme des charges permanentes telles que la poussée de terre, et les charges variables comme la poussée de l'eau ou du vent ;
- Assurer la résistance au glissement car les charges horizontales peuvent pousser l'ouvrage horizontalement ;
- Stabiliser la structure contre le basculement qui et du au moments ;
- Assurer la stabilité de l'ouvrage au déplacements verticaux uniformes ou dissymétriques comme le tassement et le soulèvement.

On peut distingué 3 types de fondations, fondations superficielles, fondations semi-profondes et fondations profondes.

Fondations superficielles :

Les fondations superficielles sont un type de fondation utilisé lors d'une construction sur un terrain stable et qui, contrairement aux fondations profondes et semi-profondes, ne s'enfonce que légèrement dans le sol. Elles prennent le plus souvent la forme de plots de fondation ou d'une semelle.

Il s'agit du type de fondation la plus utilisée pour la construction d'habitations. La profondeur des fondations superficielles n'excède pas 3 mètres, dans le cas opposé, on parle de puits ou de pieux.

Il existe quatre types de fondations superficielles :

- Les semelles qu'on les trouve sous les murs porteurs ou les poteaux ;
- Le radier qui est utilisé lorsque la contrainte admissible du sol ne peut supporter l'ouvrage ;
- Le cuvlage qui est un développement du principe du radier, lorsque les parois verticales enterrées doivent aussi résister à des pressions verticales, liées le plus souvent à la présence d'une nappe d'eau (poussée d'Archimède).

Fondations semi-profondes :

Une fondation semi-profonde est un ouvrage ponctuel, généralement en béton armé qui permet de transmettre les charges d'une structure, telle qu'un bâtiment, vers le sol, à une profondeur d'environ 3 à 6 m.

Ce type de fondations est utilisé lorsque des fondations superficielles ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes comme les pieux ne sont pas nécessaires, ce qui évite un coût trop important.

Ce type de fondation permet aussi de se prémunir contre le phénomène de gel et de dégel des sols.

Fondations profondes :

Les fondations profondes (fondations sur pieux, essentiellement) sont celles qui permettent de reporter les charges dues à la construction qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

Suite à l'importance de l'effort normal agissant sur l'infra structure, le type utilisé dans notre cas est un radier général.

VIII.2 Le radier**VIII.2.1 Mode de fonctionnement du radier :**

- Le radier reçoit les actions ascendantes du sol ;
- Hypothèse de répartition uniforme : Elle exige une grande rigidité, donc de forte section avec armatures denses ;
- Différence fondamentale avec les plancher :
 - a) La dalle par sa masse propre s'oppose aux actions du sol et elle est portée gratuitement ;
 - b) Les poutres intermédiaires de forte section ont une masse propre importante qui n'est pas prise en compte pour le calcul des armatures.

Remarque :

Le radier est assimilé à un plancher renversé, appuyé sur les voiles.

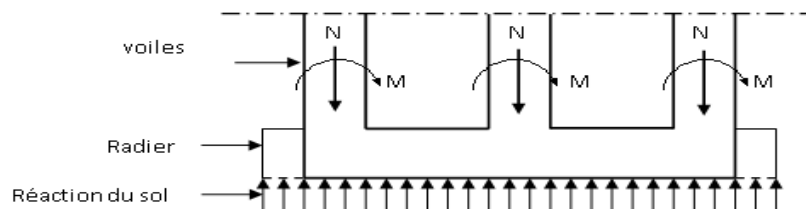


Fig VIII.2.1 : Schéma d'un radier.

Il sera calculé à la flexion simple sur les combinaisons d'action suivantes :

▪ **L'état limite ultime de résistance :**

- Situation durable et transitoire :

$$ELU \quad 1.35G + 1.5Q$$

- Situation accidentelle :

$$ACC \quad G + Q + E$$

$$ACC \quad G + Q - E$$

$$ACC \quad 0.8G + E$$

$$ACC \quad 0.8G - E$$

▪ **L'état limite de service :**

$$ELS \quad G + Q$$

VIII.3 Pré dimensionnement du radier

VIII.3.1 La hauteur totale du radier :

Pour des raisons de pratique (de coffrage), le radier sera débordé de 50cm de chaque côté.

La hauteur (h) du radier sera déterminée en tenant compte les conditions suivantes :

- Condition forfaitaire ;
- Condition de rigidité ;
- Condition de non-cisaillement ;
- Condition de non-poinçonnement.

a) **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

Avec L : la plus grande portée de dalle entre axes des voiles.

$$\frac{560}{8} \leq h \leq \frac{560}{5}$$

$$70cm \leq h \leq 112cm$$

b) **Condition de rigidité :**

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que :

$$L \leq \frac{\pi}{2} \times L_e$$

Avec L_e : Longueur élastique donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times B}}$$

K : Coefficient d'élasticité du sol = 58.542 MN/m³ (sol de densité moyenne) ;

E : Module de Young du béton $E = 32000$ MPa ;

I : Inertie du radier ;

B : Largeur du radier.

Pour notre cas : $L = 5.6$ m

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4}$$

$$h \geq 96 \text{ cm}$$

c) Condition de non-cisaillement (BAEL 91 article a.5.2.2):

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$$

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangente admissible ;

τ_u : Contrainte tangente ;

V_u^{\max} : Effort tranchant max.

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{3.15}{5.6} = 0.56 > 0.4$$

Donc le panneau travaille suivant deux directions

Pour les panneaux de dalle de forme régulière :

$$\begin{cases} T_u^x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{3L_y} \\ T_u^y = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2 \times L_y + L_x} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T_u^x = \frac{198 \times 3.15 \times 5.6}{3 \times 5.6} \\ T_u^y = \frac{198 \times 3.15 \times 5.6}{2 \times 5.6 + 3.15} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T_u^x = 208 \text{ kN/mL} \\ T_u^y = 243.4 \text{ kN/mL} \end{cases}$$

$$d \geq \frac{T_u^y}{b_o \times \bar{\tau}_u} = \frac{24340}{100 \times 11.6} = 20.9cm$$

d) Condition de non-poinçonnement :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : L'effort normal sur le voile le plus sollicité ;

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier ;

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h = 15 + 40 = 55cm \\ B = b + h = 1120 + 40 = 1160cm \end{cases}$$

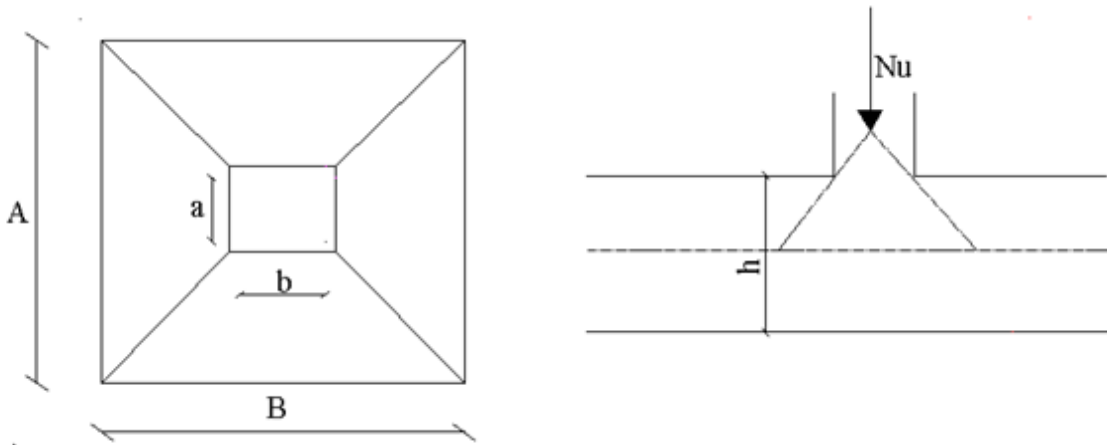


Fig VIII.3.1 : Les paramètres de la condition de non-poinçonnement.

$$h \geq \frac{N_u}{0.045 \times U_c \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}}$$

$$h \geq 12.82cm$$

Donc, on a opté pour un radier de $h = 45cm$.

VIII.4 Vérifications spécifiques :

VIII.4.1 Vérification de poinçonnement au niveau des voiles :

Type de voile	a (cm)	b (cm)	h (cm)	Uc (cm)	Nu (kg)	$0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$	Condition
VY1	1,120.00	15	45	2,450.00	204833.1	826875	Vérifiée
VY2	565.00	15	45	1,340.00	159887.9	452250	Vérifiée
VY3	440.00	15	45	1,090.00	157765.9	367875	Vérifiée
VY4	270.00	15	45	750.00	118053.5	253125	Vérifiée
VY5	555.00	15	45	1,320.00	167895	445500	Vérifiée
VY6	560.00	15	45	1,330.00	181661.9	448875	Vérifiée
VY7	395.00	15	45	1,000.00	129556.7	337500	Vérifiée
VX	855.00	20	45	1,930.00	311319.1	651375	Vérifiée

Tableau VIII.4.1 : Vérification de la condition de non-poinçonnement au niveau des voiles.

VIII.4.2 Vérification de l'effet sous-pression :

On doit vérifier que sous l'effet de sous pression hydrostatique, le bâtiment ne soulève pas, c'est-à-dire :

$$P > 1.5 \times S \times \rho \times Z$$

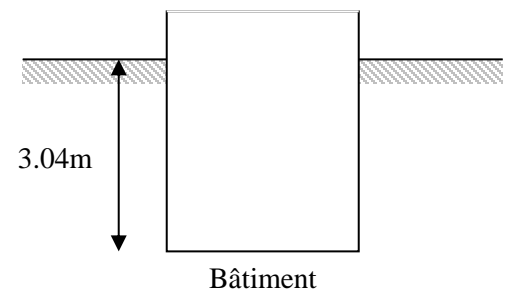
Avec

P : Poids du bâtiment ;

S : Surface d'assise du bâtiment ;

ρ : Poids volumique de l'eau = 10KN/m³ ;

Z : ancrage du bâtiment dans le sol.



Bâtiment

Fig VIII.4.2: Ancrage du bâtiment

$$29854.16 > 1.5 \times 418.29 \times 10 \times 3.04$$

$$29854.16KN > 19074.02KN$$

Condition vérifiée

VIII.4.3 Vérification de la contrainte tangente :

A l'état limite ultime, la contrainte tangente est limitée comme suit :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16MPa$$

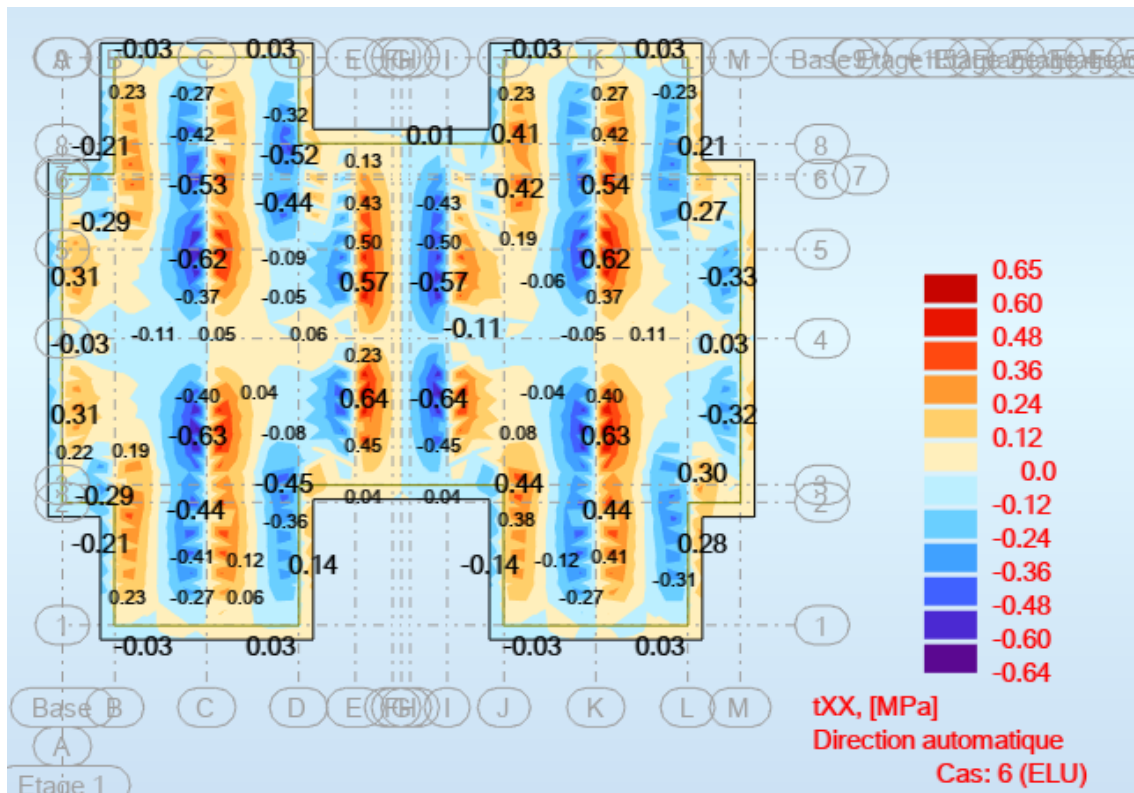


Fig VIII.4.3a : Les contraintes tangente suivant le sens x-x.

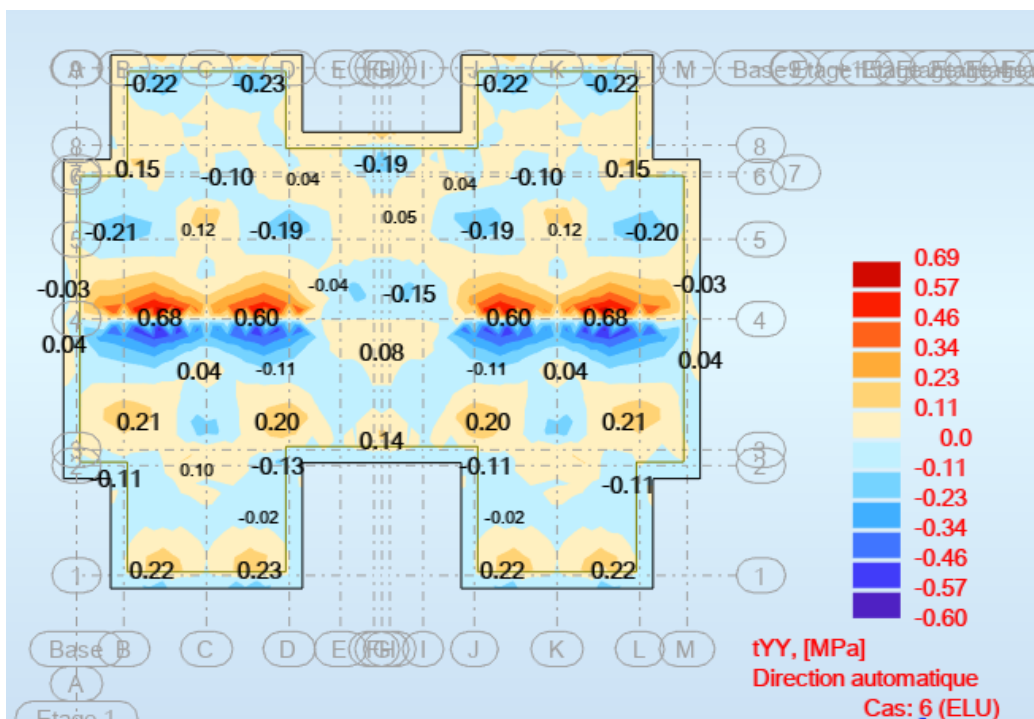


Fig VIII.4.3b : Les contraintes tangente suivant le sens y-y.

Les contraintes tangente suivant les deux directions vérifient la condition.

VIII.4.4 : Vérification des contraintes de sol :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2.2bar = 220KN/m^2$$

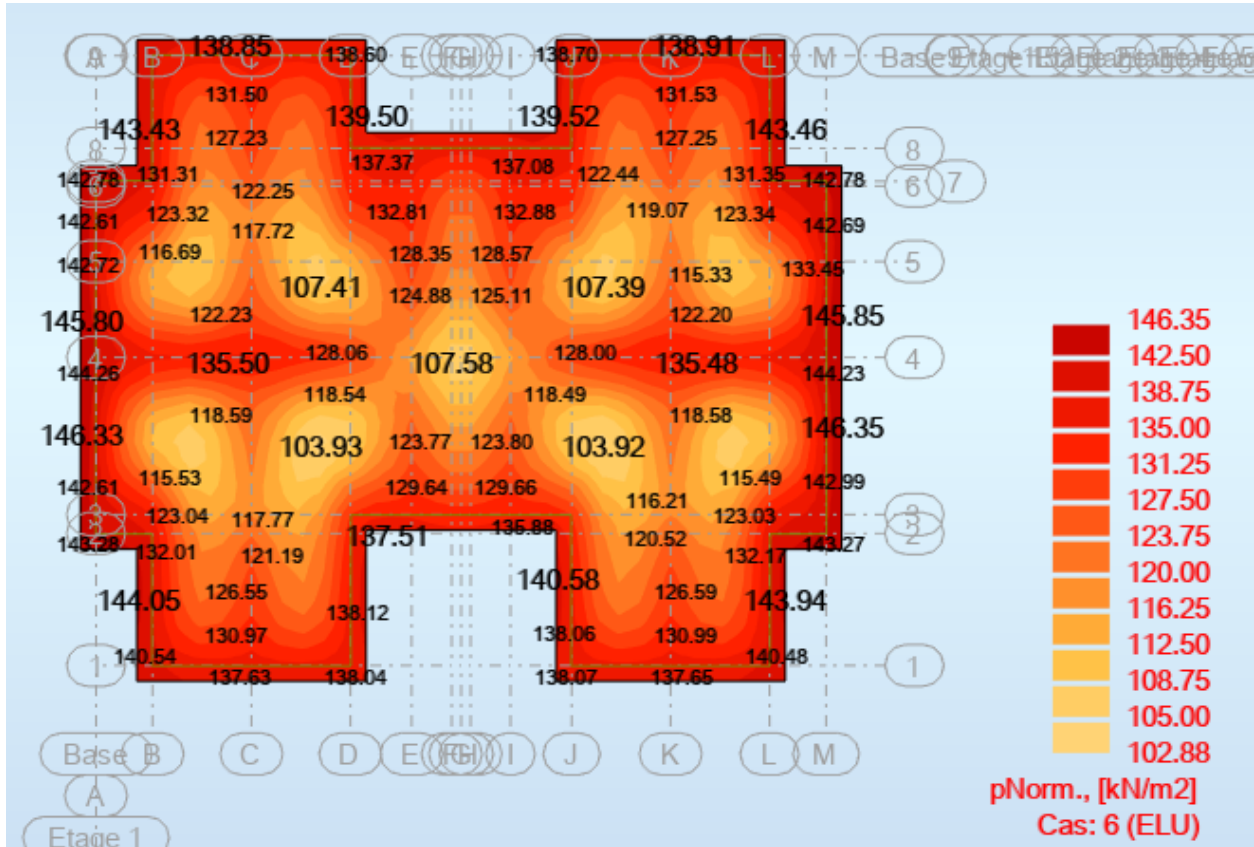


Fig VIII.4.4 : Les contraintes du sol.

La condition est vérifiée.

VIII.5 Calcul de ferrailage

VIII.5.1 Les moments :

- Sens x-x :

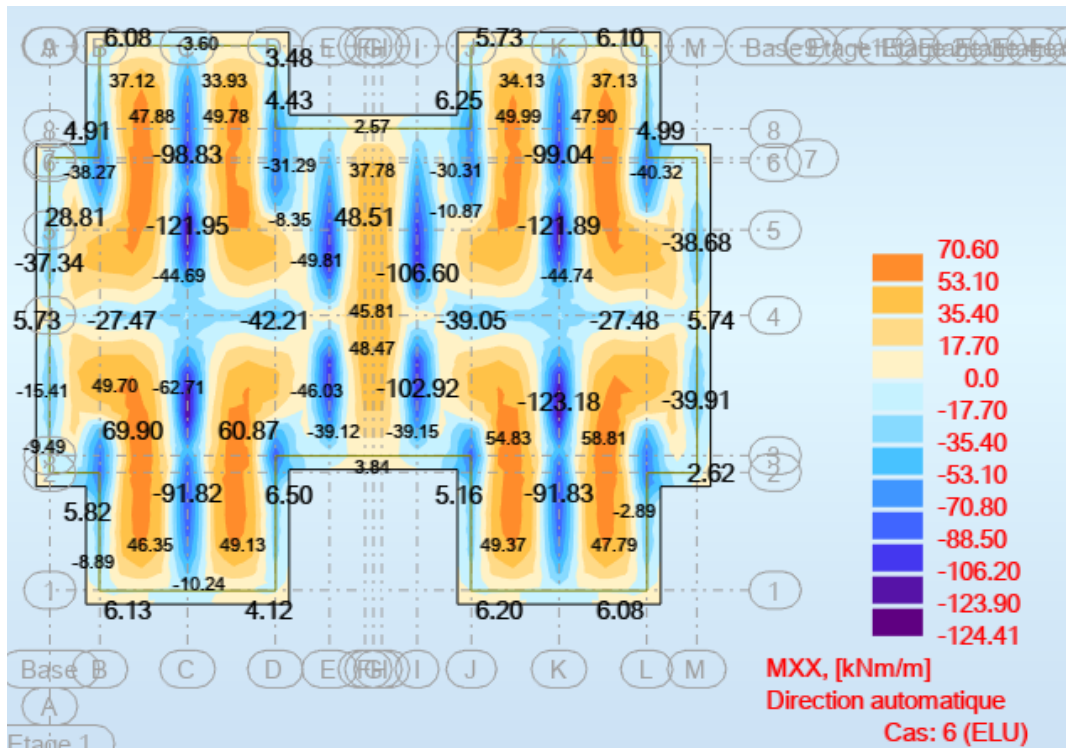


Fig VIII.5.1a : Les moments sur le sens x-x.

- Sens y-y :

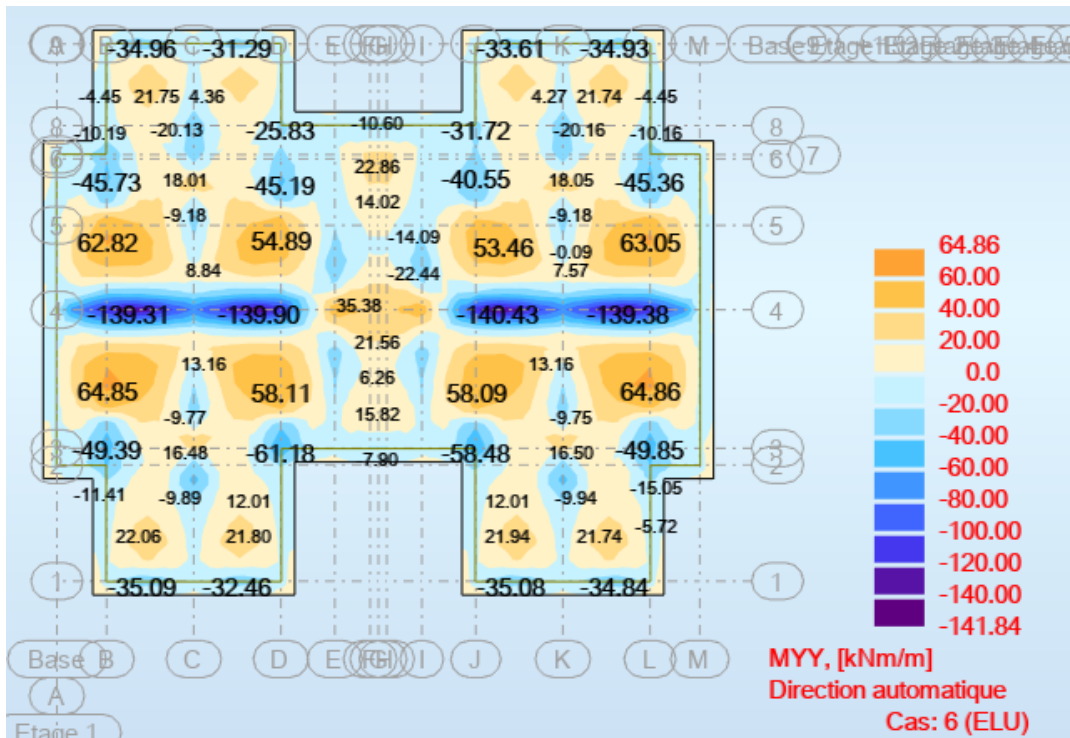


Fig VIII.5.1b : Les moments sur le sens y-y.

VIII.5.2 Note de calcul :

1. Dalle: Dalle753 - panneau n° 753

1.1. Ferrailage:

- Type : Radier
- Direction armatures principales : 90°
- Classe armatures principales : HA 500; résistance caractéristique = 500.00 MPa
- Diamètres des barres inférieures d1 = 1.2 (cm) d2 = 1.2 (cm)
supérieures d1 = 1.2 (cm) d2 = 1.2 (cm)
- Enrobage inférieur c1 = 3.0 (cm)
supérieur c2 = 3.0 (cm)

1.2. Béton

- Classe : BETON; résistance caractéristique = 25.00 MPa
- Densité : 2501.36 (kg/m³)

1.3. Hypothèses

- Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
- Méthode de calcul de la section d'acier : Analytique
- Fissuration
 - lit supérieur : peu préjudiciable
 - lit inférieur : peu préjudiciable
- Flèche admissible : 3.0 (cm)
- Vérification du poinçonnement : non
- Tenue au feu : 0 h
- Type de calcul : flexion

1.5. Résultats des calculs:

1.5.2. Moments maximaux + ferrailage pour la flexion

	Ax(+)	Ax(-)	Ay(+)	Ay(-)
Symboles: section théorique/section réelle				
Ax(+) (cm ² /m)	5.00/0.00	3.46/0.00	2.68/0.00	4.92/0.00
Ax(-) (cm ² /m)	10.24/0.00	12.19/0.00	2.48/0.00	9.80/0.00
Ay(+) (cm ² /m)	5.09/0.00	4.39/0.00	5.21/0.00	5.01/0.00
Ay(-) (cm ² /m)	7.51/0.00	7.55/0.00	0.00/0.00	7.57/0.00
ELS				
Mxx (kN*m/m)	-27.59	-30.86	50.95	-25.76
Myy (kN*m/m)	-55.83	-85.10	17.61	-48.82
Mxy (kN*m/m)	-4.41	-0.08	16.13	-0.96
ELU				
Mxx (kN*m/m)	-37.70	-42.21	69.90	-35.20
Myy (kN*m/m)	-76.40	-116.54	24.10	-66.78
Mxy (kN*m/m)	-6.04	-0.12	22.14	-1.32

Nxx (kN/m)	0.00	0.00	0.00	0.00
Nyy (kN/m)	0.00	0.00	0.00	0.00
Nxy (kN/m)	0.00	0.00	0.00	0.00
ELU - comb. acc.				
Mxx (kN*m/m)	-148.42	-143.16	66.28	-146.32
Myy (kN*m/m)	-202.60	-232.70	23.84	-191.09
Mxy (kN*m/m)	-17.78	-8.25	19.92	-15.86
Nxx (kN/m)	0.00	0.00	0.00	0.00
Nyy (kN/m)	0.00	0.00	0.00	0.00
Nxy (kN/m)	0.00	0.00	0.00	0.00
Coordonnées (m)	13.40;6.10	6.80;6.10	1.66;2.18	7.25;6.10
Coordonnées* (m)	14.70;9.80;-3.04	8.10;9.80;-3.04	2.96;5.88;-3.04	
	8.55;9.80;-3.04			

* - Coordonnées dans le repère global de la structure

1.5.4. Flèche

$|f(+)| = 0.0 \text{ (cm)} \leq f_{dop(+)} = 3.0 \text{ (cm)}$

$|f(-)| = 0.2 \text{ (cm)} \leq f_{dop(-)} = 3.0 \text{ (cm)}$

3. Résultats théoriques - disposition des armatures

Liste de solutions:
Ferrailage par barres

Solution n°	Armatures Diamètre / Poids	Poids total (kg)
1	-	11213.58
2	-	12245.50
3	-	13758.99
4	-	15547.66
5	-	15547.66
6	-	17611.51
7	-	20500.90
8	-	22564.75
9	-	27517.99
10	-	42996.86

Résultats pour la solution n° 1
Zones de ferrailage

Ferrailage inférieur

Nom adoptées	coordonnées				Armatures Ar	
	At	x1	y1	x2		
[cm]	[cm2/m]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	
1/1- Ax Principal	22.45	-4.20	-1.80	16.20	16.0 / 15.0	12.19
<	13.40					
1/2- Ay Perpendiculaire	22.45	-4.20	-1.80	16.20	14.0 / 15.0	7.57
<	10.26					

Ferrailage supérieur

Nom adoptées	coordonnées	Armatures Ar
	At	

[cm]		x1 [cm2/m]	y1	x2 [cm2/m]	y2	φ [mm] /	
1/1+(1/5+)	Ax Principal	20.65	-4.20	13.35	16.20	10.0 / 15.0	5.00
<		5.24					
1/2+(1/5+)	Ax Principal	7.30	-4.20	0.00	16.20	10.0 / 15.0	4.92
<		5.24					
1/3+(1/5+)	Ax Principal	22.45	-0.00	20.65	12.20	10.0 / 15.0	3.94
<		5.24					
1/4+(1/5+)	Ax Principal	-0.00	-0.00	-1.80	12.20	10.0 / 15.0	3.95
<		5.24					
1/5+	Ax Principal	13.35	0.60	7.30	13.25	10.0 / 15.0	5.00
<		5.24					
1/6+(1/10+)	Ay Perpendiculaire	20.65	-4.20	13.35	16.20		10.0 /
15.0		5.21	< 5.24				
1/7+(1/10+)	Ay Perpendiculaire	7.30	-4.20	0.00	16.20		10.0 /
15.0		5.21	< 5.24				
1/8+(1/10+)	Ay Perpendiculaire	22.45	-0.00	20.65	12.20		10.0 /
15.0		3.38	< 5.24				
1/9+(1/10+)	Ay Perpendiculaire	-0.00	-0.00	-1.80	12.20		10.0 /
15.0		3.37	< 5.24				
1/10+	Ay Perpendiculaire	13.35	0.60	7.30	13.25		10.0 /
15.0		5.09	< 5.24				

4. Quantitatif

- Volume de Béton = 188.23 (m3)
- Surface de Coffrage = 418.29 (m2)
- Périmètre de la dalle = 104.80 (m)
- Superficie des réservations = 0.00 (m2)

VIII.5.3 Cartographies du ferrillage :

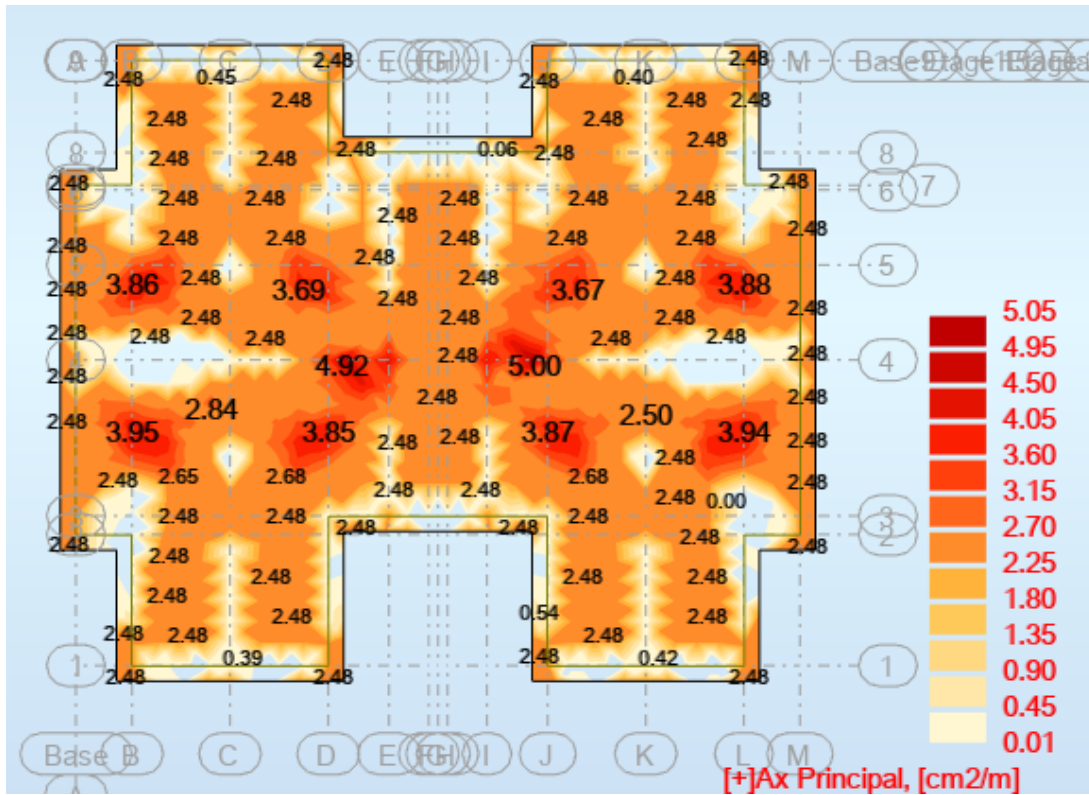


Fig VIII.5.3a : Armature supérieure dans la direction x-x.

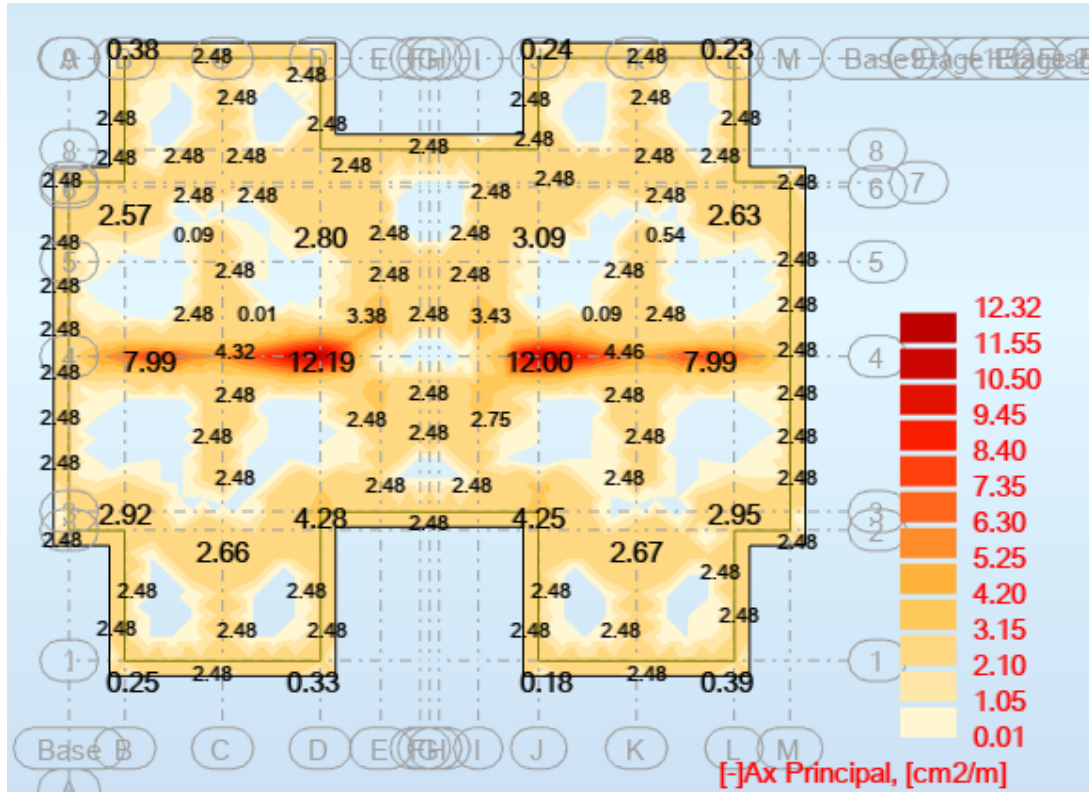


Fig VIII.5.3b : Armature inférieure dans la direction y-y.

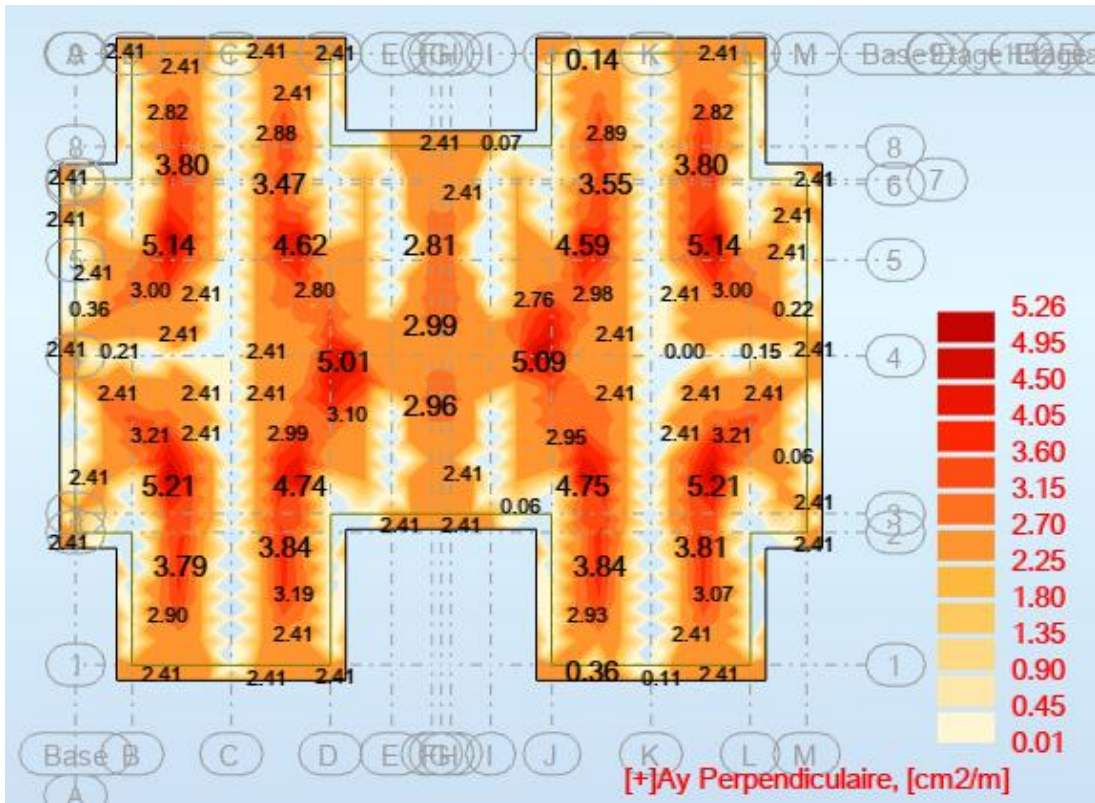


Fig VIII.5.3c : Armature supérieure dans la direction y-y.

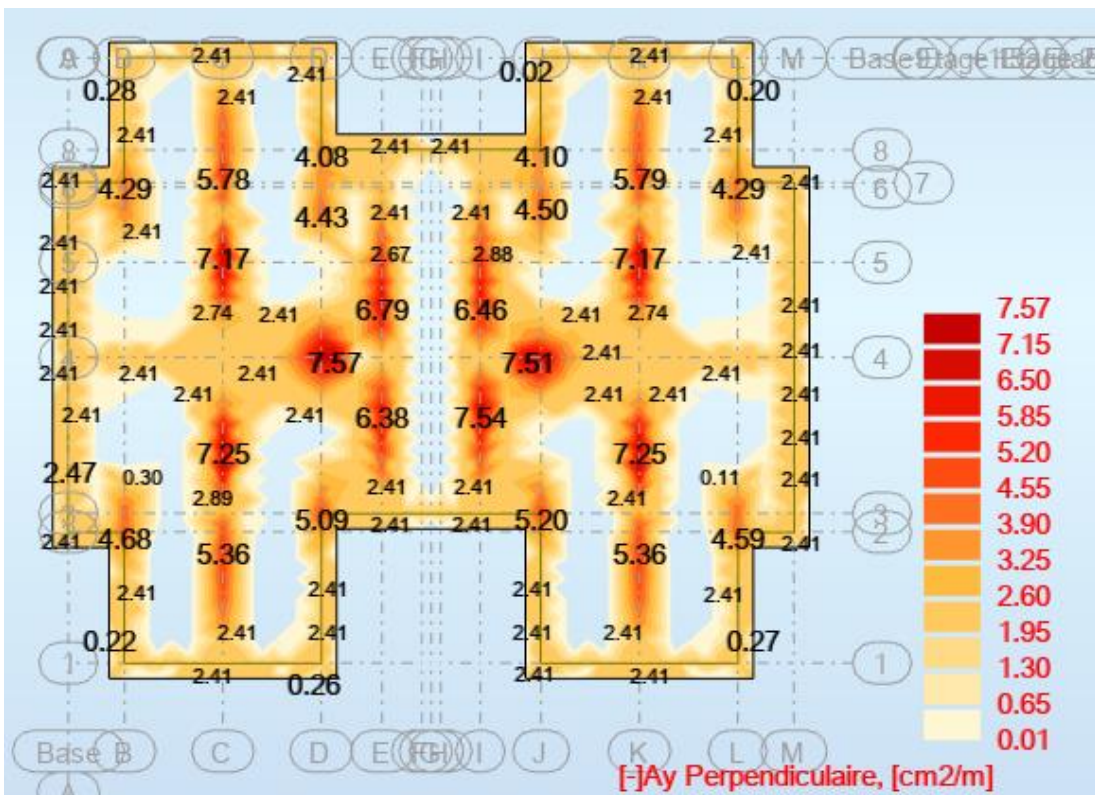


Fig VIII.5.3d : Armature inférieure dans la direction y-y.

Donc on prends pour :

- La nappe inférieure : T12fil e = 15cm + T14 en chapeaux e = 15cm suivant x-x,
T12fil e = 15cm + T14 e = 15cm en chapeaux.
- La nappe supérieure : T12fil e = 15cm + T14 en chapeaux e = 15cm suivant x-x,
T12fil e = 15cm + T14 e = 15cm en chapeaux.

VIII.6 Les voiles périphériques

VIII.6.1 Principe du calcul du voile périphérique :

Le ferrailage des voiles péri- phériques, sera calculé comme étant une dalle encastrée sur quatre cotés.

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

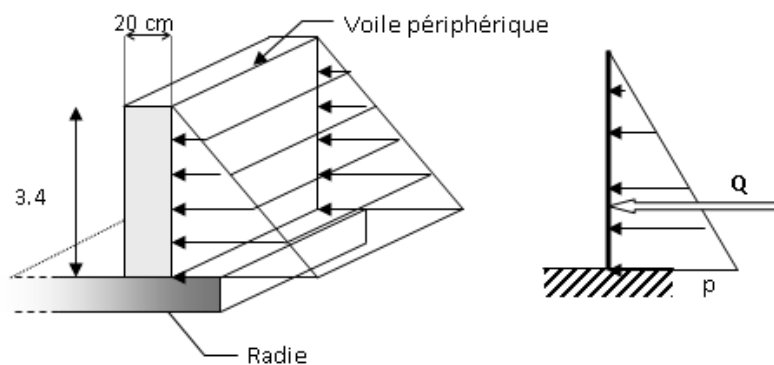


Fig VIII.6.1 : Schéma d'un voile périphérique.

Les armatures longitudinales ont une section A 0.1% (pour les deux nappes) dans les deux sens de la section transversal du béton avec un recouvrement de 50 Ø pour le renforcement des angles.

Le voile périphérique est sollicité en flexion simple.

VIII.6.2 Calcul de la force de poussée P:

$$P = \frac{1}{2} \times K_0 \times \gamma_d \times h$$

On a pour un type sable :

$$h = 3.04\text{m} ;$$

$$\gamma_d = 18.4\text{KN}/\text{m}^3 ;$$

$$\varphi = 13^\circ ;$$

$C = 0 \text{ bars.}$

Avec :

φ : Angle de frottement intrne ;

γd : Poids spécifique du remblai ;

C : la cohésion ;

$K0 = \text{tg}^2(45 - \varphi/2) = 0.63.$

Donc

$$P = 14.5 \text{KN/m}^2$$

VIII.6.3 Vérification spécifiques :

VIII.6.3.1 Vérification de la conrainte tangente :

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{MPa}$$

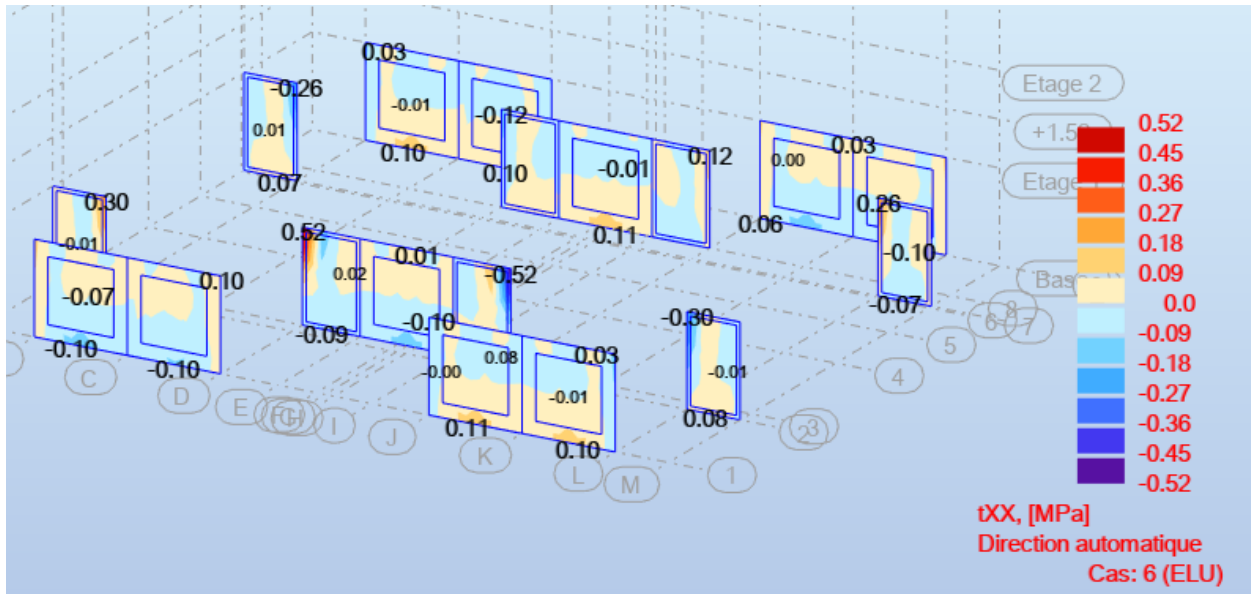


Fig VIII.6.3.1a : Les contraintes tangente suivant le sens x-x.

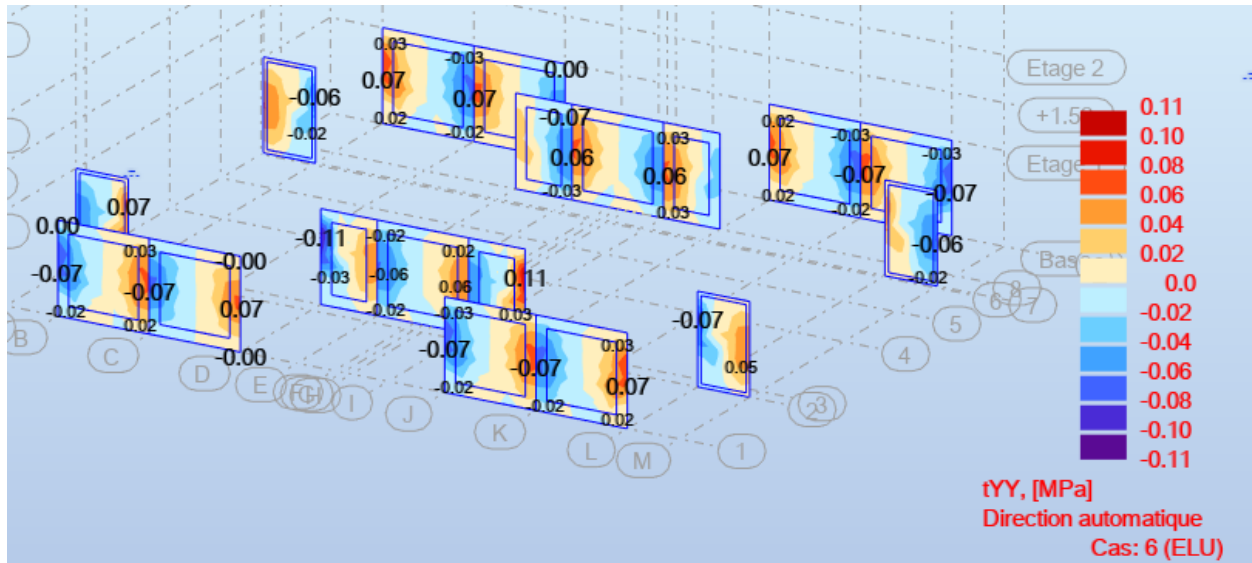


Fig VIII.6.3.1a : Les contraintes tangente suivant le sens y-y.

VIII.6.4 Calcul du ferrailage :

VIII.6.4.1 Note du calcul :

- Sens x-x :

Calcul de Section en Flexion Simple

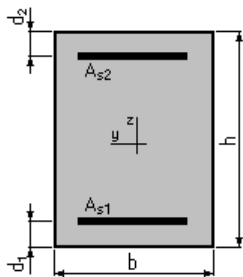
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



- $b = 100.0$ (cm)
- $h = 20.0$ (cm)
- $d_1 = 1.0$ (cm)
- $d_2 = 1.0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	28.93	-28.89
Etat Limite de Service	20.29	-20.26
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 3.6$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 3.6$ (cm ²)
Section minimum théorique	$A_{s\min} = 1.9$ (cm ²)		
	$\rho = 0.38$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0.10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 28.93$ (kN*m) $M_{\min} = -28.89$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 1.3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 18.5$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.72$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 31.7$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 20.29$ (kN*m) $M_{\min} = -20.26$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.58

Position de l'axe neutre: $y = 3.7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 17.8$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5.1$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 315.8$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 55.5$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s\lim} = 500.0 \text{ (MPa)}$$

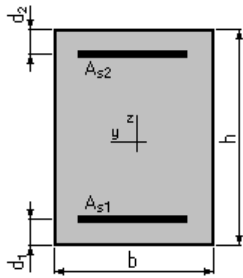
- Sens y-y :

Calcul de Section en Flexion Simple**1. Hypothèses:**

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 20.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 1.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 1.0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	17.94	-19.30
Etat Limite de Service	13.23	-14.23
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 2.2 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 2.4 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 1.9 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0.24 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0.10 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 17.94$ (kN*m) $M_{\min} = -19.30$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 18.6$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.51$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 13.23$ (kN*m) $M_{\min} = -14.23$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.50

Position de l'axe neutre: $y = 3.1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 18.0$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4.4$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 332.7$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 45.1$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 500.0 \text{ (MPa)}$$

VIII.6.4.2 Cartographies du ferrillage :

- Sens x-x :

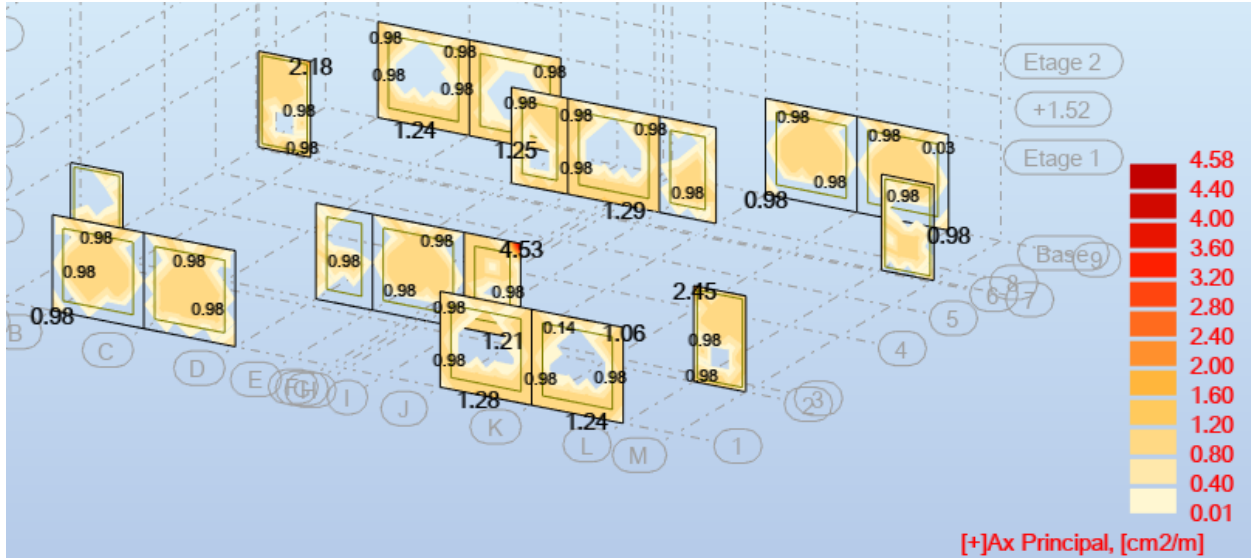


Fig VIII.6.4.2a : Armatures de la section supérieure sur le sens x-x.

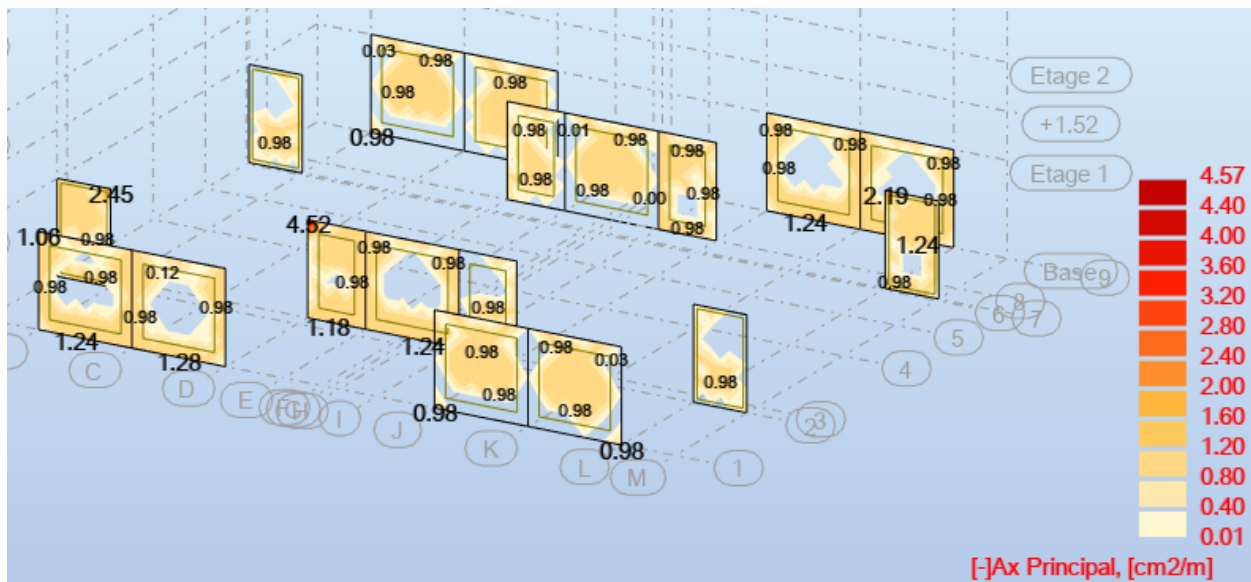


Fig VIII.6.4.2b : Armatures de la section inférieure sur le sens x-x.

- Sens y-y :

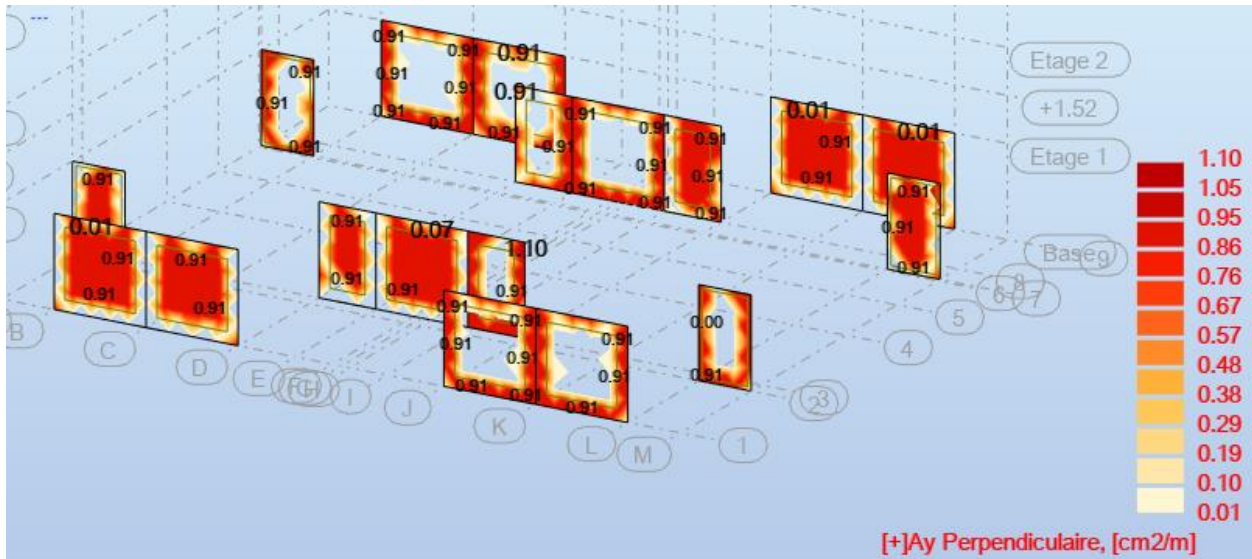


Fig VIII.6.4.2c : Armatures de la section supérieure sur le sens y-y.

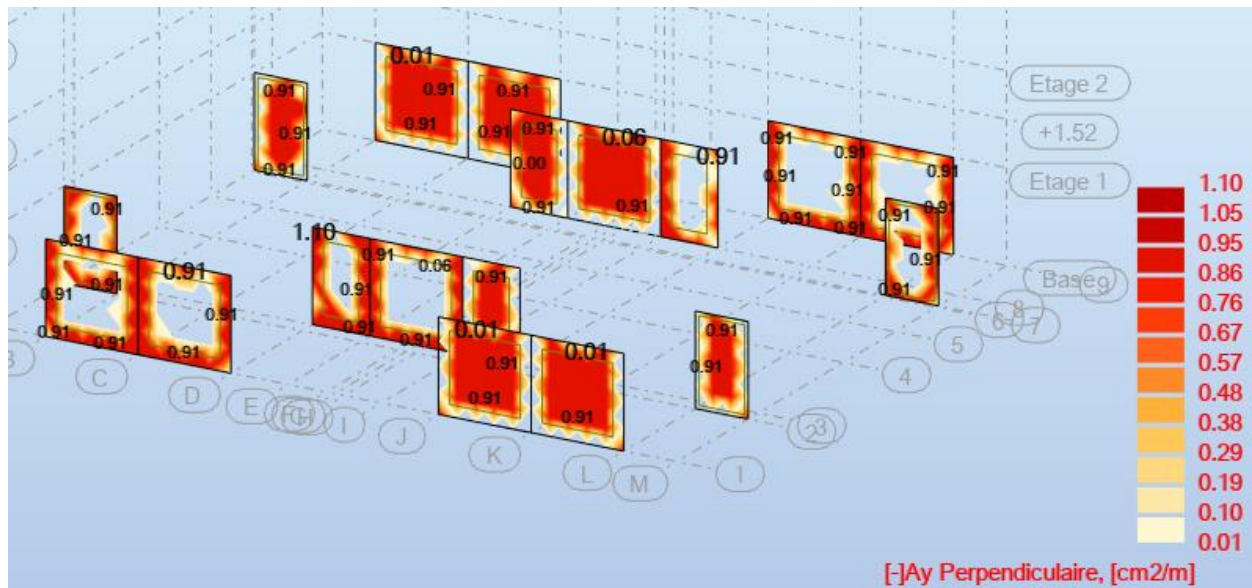


Fig VIII.6.4.2d : Armatures de la section inférieure sur le sens y-y.

Pour les voiles périphériques on prends :

- T8 espacement 15cm ;
- T10 espacement 25cm.

Conclusion

Ce projet de fin d'étude pour nous représente la première expérience d'étude génie civil d'une structure en béton armé. Grâce à l'occasion de notre stage pratique effectué sur le site, nous avons pu mettre en pratique nos connaissances théoriques et de les approfondir. C'est un pas dans le chemin long d'être un ingénieur bien équilibré, il nous reste beaucoup à apprendre car le domaine du génie civil ne nous a pas encore livré tous ces secrets.

Le thème de notre projet a soigné l'étude d'un bâtiment en béton armé à voile porteur, réalisé selon la technique coffrage tunnel. Après avoir achevé ce mémoire de fin d'étude, nous sommes arrivés aux conclusions suivantes :

- Les structures à voiles porteurs ne sont pas complètement infaiibles face aux séismes. Cette fragilité se présente sous la forme d'une flexibilité à la torsion lors d'un séisme qui est due aux choix des dispositions de voiles porteurs (sens x-x).
- On peut remarquer le déséquilibre des rigidités créées par ces voiles sur le plan architectural.
- le coût de réalisation de ce type de structures est très onéreux car elles demandent beaucoup d'armatures sur commande, en plus le taux de maintenance et de gérer le coffrage tunnel ça coûte cher.

Notations

Majuscules romaines :

- Br: Section réduite du béton d'une section du béton.
- E.L.S : Etat Limite de Service.
- E.L.U : Etat Limite Ultime.
- Es: Module de déformation longitudinale de l'acier.
- I : Moment d'inertie.
- Ie: Moment d'inertie équivalent.
- M : Moment fléchissant.
- Mt: Moment fléchissant en travée d'une poutre.
- Ma: Moment fléchissant en appui d'une poutre.
- Mu: Moment fléchissant à l'E.L.U.
- Mser: Moment fléchissant à l'E.L.S '
- N : Effort normal.
- Nser: Effort normal de service.
- NU: Effort normal ultime.
- G : Charge permanente. Q : Charge d'exploitation. E : Charge sismique

Miniscules romaines :

- h: Hauteur de la section du béton.
- b : Largeur de la section du béton.
- fcj: Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
- fc28: Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
- fe: Limite d'élasticité de l'acier.
- ftj: Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jour.
- ft28: Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
- i : Rayon de giration.

Majuscules grecques :

- Σ : sommation.
- W: poids.

Majuscules grecques :

- α :Angle.

- ε : Déformation relative.
- μ : Coefficient de frottement.
- ν : Coefficient de POISSON.
- σ : Contrainte normale.
- τ : Contrainte tangentielle.

Autres notations :

- C.V : Condition vérifiée.
- C.N.V : Condition non vérifiée.

Liste des Figures

Chapitre I

- Fig I.2.2a : les éléments comprimés dans un Demi-tunnel.
- Fig I.2.2b : panneau vertical.
- Fig I.2.2c : l'étai.
- Fig I.2.2d : La roue.
- Fig I.3.1 : 1ere étape
- Fig I.3.2 : 2eme étape
- Fig I.3.3 : 3eme étape
- Fig I.3.4 : 4eme étape
- Fig I.3.5 : 5eme étape
- Fig I.3.6 : 6eme étape
- Fig I.3.7 : 7eme étape
- Fig I.3.8 : 8eme étape
- Fig I.3.9 : 9eme étape

Chapitre II

- Fig II.1.5a : schéma d'acrotère.
- Fig. II.1.5b : coupe transversale d'un mur extérieur.
- Fig : Plan architectural.

Chapitre IV

- Fig. IV.1.1a : Les composants d'un escalier.
- Fig. IV.1.1b : coupe transversale de cage d'escalier.
- Fig IV.1.5.1a : Les contraintes tangente suivant x-x.
- Fig IV.1.5.1b : Les contrainte tangente suivant y-y.
- Fig IV.1.6.2a : Armatures supérieures au sens x-x.
- Fig IV.1.6.2b : Armatures inférieures au sens x-x.
- Fig IV.1.6.2c : Armatures supérieures au sens y-y.
- Fig IV.1.6.2d : Armatures inférieures au sens y-y.
- Fig. IV.2.1 Schéma d'un acrotère haut et un acrotère bas.

Chapitre V

- Fig. V.2.6.3a : Vue générale de la structure.

- Fig. V.2.6.3b : Vue en avant de la structure.
- Fig. V.2.6.3c : Vue en haut de la structure.
- Fig. V.2.7a : Déformé du 1er mode.
- Fig. V.2.7b : Déformé du 2ème mode.

Chapitre VI

- Fig VI.3.4a : Valeurs des contraintes de compression du béton à l'ELU.
- Fig. VI.3.4b : Valeurs des contraintes de compression du béton à l'ELS.
- Fig. VI.3.4c : Valeurs des contraintes de compression du béton à l'ELA.
- Fig. VI.4a : Modélisation d'un voile
- Fig. VI.4b : Disposition des armatures verticales dans les voiles.
- Fig. VI.4c : Organigramme de calcul de ferrailage en flexion composée.

Chapitre VII

- Fig VII.2.2.1a : Schéma d'un panneau continu sur ses appuis.
- Fig VII.2.2.1b : Schéma d'un panneau de rive.
- Fig VII.3.2a : Schéma de l'enrobage.
- Fig. VII.3.4a : Armature supérieure dans la direction xx.
- Fig. VII.3.4b : Armature inférieure dans la direction xx.
- Fig. VII.3.4c : Armature supérieure dans la direction yy.
- Fig. VII.3.4d : armature inférieure dans la direction yy.
- Fig. VII.3.4e : Armature supérieure dans la direction xx.
- Fig. VII.3.4f : Armature inférieure dans la direction xx.
- Fig. VII.3.4g : Armature supérieure dans la direction yy.
- Fig. VII.3.4h : armature inférieure dans la direction yy.
- Fig. VII.3.4i : Armature supérieure dans la direction xx.
- Fig. VII.3.4j : Armature inférieure dans la direction xx.
- Fig. VII.3.4k : Armature supérieure dans la direction yy.
- Fig. VII.3.4l : Armature inférieure dans la direction yy.
- Fig VII.5.3 : Les déformations aux planchers.

Chapitre VIII

- Fig VIII.2.1 : Schéma d'un radier.
- Fig VIII.3.1 : Les paramètres de la condition de non-poinçonnement.
- Fig VIII.4.2: Ancrage du bâtiment
- Fig VIII.4.3a : Les contraintes tangente suivant le sens x-x.
- Fig VIII.4.3b : Les contraintes tangente suivant le sens y-y.
- Fig VIII.4.4 : Les contraintes du sol.
- Fig VIII.5.1a : Les moments sur le sens x-x.

- Fig VIII.5.1b : Les moments sur le sens y-y.
- Fig VIII.5.3a : Armature supérieure dans la direction x-x.
- Fig VIII.5.3b : Armature inférieure dans la direction y-y.
- Fig VIII.5.3c : Armature supérieure dans la direction y-y.
- Fig VIII.5.3d : Armature inférieure dans la direction y-y.
- Fig VIII.6.1 : Schéma d'un voile périphérique.
- Fig VIII.6.3.1a : Les contraintes tangente suivant le sens x-x.
- Fig VIII.6.3.1a : Les contraintes tangente suivant le sens y-y.
- Fig VIII.6.4.2a : Armatures de la section supérieure sur le sens x-x.
- Fig VIII.6.4.2b : Armatures de la section inférieure sur le sens x-x.
- Fig VIII.6.4.2c : Armatures de la section supérieure sur le sens y-y.
- Fig VIII.6.4.2d : Armatures de la section inférieure sur le sens y-y.

Liste des Tableaux

Chapitre II

- Tableau II.1: classement selon la résistance minimale à la compression à 28 jours.

Chapitre III

- Tableau III.2.1.1.1a: Charges permanentes plancher terrasse.
- Tableau III.2.1.1.1b: Charges permanentes plancher étage courant.

Chapitre IV

- Tableau IV.1.3.1a : Charges permanentes dues au paillasse.
- Tableau IV.1.3.1b : Charges permanentes dues au palier.
- Tableau IV.3.2 : Charges permanentes dû au mur extérieur.

Chapitre V

- Tableau V.2.5a : Coefficients d'accélération des zones.
- Tableau V.2.5b : Période caractéristique des différents sites.
- Tableau V.2.5c : Valeurs de ζ (%).
- Tableau V.2.5d : Valeurs du coefficient CT.
- Tableau V.2.5e : Valeurs des pénalités Pq.
- Tableau V.2.5f : Valeurs de coefficient de comportement R.
- Tableau V.2.5g : Valeurs de coefficient de pondération.
- Tableau V.2.6.4 : Les résultats des modes propres selon l'analyse modale.
- Tableau V.2.7 : Valeurs d'excentricités de chaque étage.
- Tableau V.2.8a : Vérifications vis-à-vis des déformation au sens x-x.
- Tableau V.2.8b : Vérifications vis-à-vis des déformation au sens y-y.
- Tableau V.2.9a : Vérifications des effets P-Delta au sens x-x.
- Tableau V.2.9b : Vérifications des effets P-Delta au sens y-y.
- Tableau V.2.10a : Valeurs des moments de renversement.
- Tableau V.2.10a : Valeurs des moments stabilisateurs.

Chapitre VI

- Tableau VI.3.1 : Vérification de l'effort réduit pour chaque voile.
- Tableau VI.3.2 : Effort limite ultime pour chaque voile.
- Tableau VI.3.3 : Vérification des contraintes de cisaillement pour chaque voile.

- Tableau VI.5a : Ferrailage des voiles du sous-sol jusqu'à 1er étage.
- Tableau VI.5b : Ferrailage des voiles du 2ème étage jusqu'à 3ème étage.
- Tableau VI.5c : Ferrailage des voiles du 4ème étage jusqu'à 5ème étage.

Chapitre VII

- Tableau VII.3.1a : Moments isostatiques sur le sens x-x.
- Tableau VII.3.1b : Moments isostatiques sur le sens y-y.
- Tableau VII.5.1a : Contraintes de compression pour chaque niveau au sens x-x.
- Tableau VII.5.1b : Contraintes de compression pour chaque niveau au sens y-y.
- Tableau VII.5.2a : Contraintes de cisaillement sur le sens x-x.
- Tableau VII.5.2b : Contraintes de cisaillement sur le sens y-y.

Chapitre VIII

- Tableau VIII.4.1 : Vérification de la condition de non-poinçonnement au niveau des voiles.

Annexe

Chapitre II :

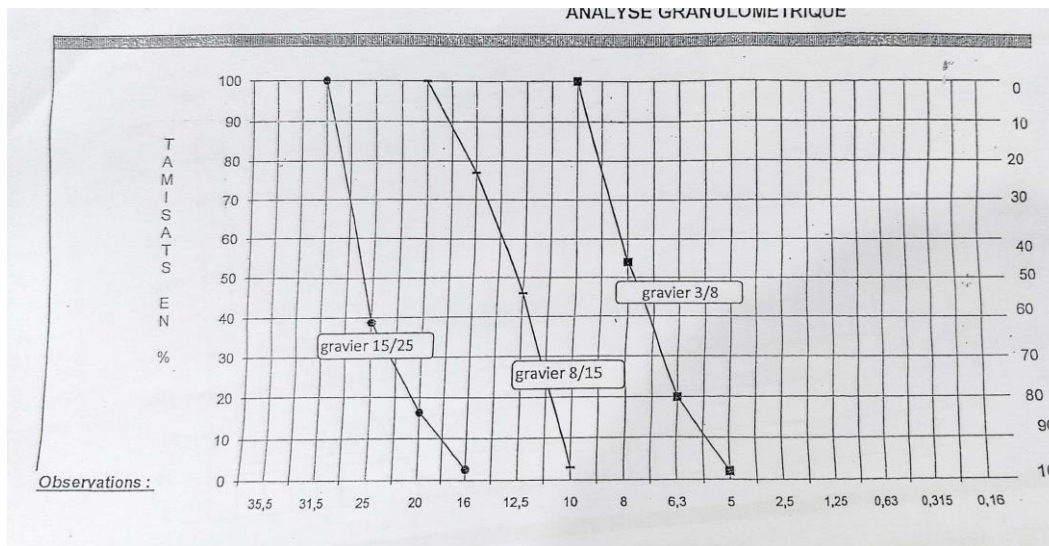
Matériaux :

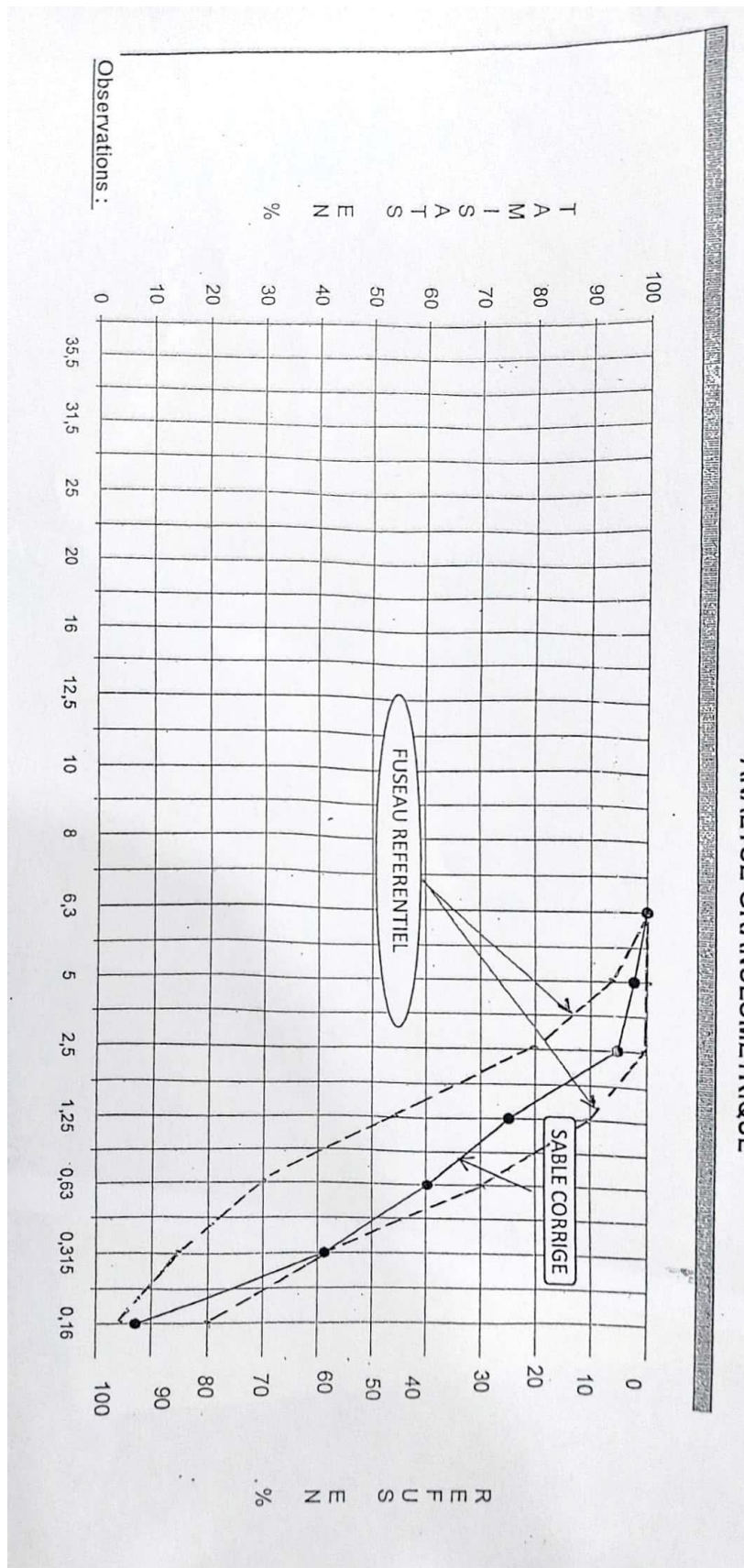
- SABLE 0/4 :OZMERT (EL ANCOR)
- SABLE 0/1 :Carrière de Sidi Lakhdar
- GRAVIER 3/8 :OZMERT (EL ANCOR)
- GRAVIER 8/15 : OZMERT (EL ANCOR)
- GRAVIER 15/25 :OZMERT (EL ANCOR)
- CIMENT CEM II/A.L-42.5-N:.....LAGHOUAT
- ADJUVANT : SUPERIOR 3 WG – TEKNACHEM

Essais au laboratoire :

Afin de connaître les caractéristiques physico-mécaniques des granulats employés, dans les formulations étudiées, les essais de convenance suivants ont été effectués au laboratoire conformément aux normes indiquées (voir l'annexe).

- Analyse granulométrique (NF.P.560) :







DESCRIPTION

SUPERIOR 3 WG est un superplastifiant à très hautes performances, destiné aux bétons exigeants une ouvrabilité prolongée et des résistances initiales et finales élevées.

Il permet d'obtenir de bons résultats avec tous les types de ciment.

Il est particulièrement indiqué durant les périodes hivernales.

PROPRIETES CHIMIQUES ET PHYSIQUES

- Aspect :Liquide
- Couleur :Brun
- Densité (g/cm³, à 20 °C) :1,08 (± 0,02)
- PH (20 °C) :5,5 (± 1)
- Extrait sec :28 % (± 2 %)
- Teneur en chlorures :≤ 0,1 %

CARACTERISTIQUES

Grâce à ses propriétés particulières le SUPERIOR 3 WG est utilisé dans les ouvrages où il est indispensable d'avoir une ouvrabilité optimale à bas rapport E/C, avec l'obtention de résistances mécaniques initiales et finales élevées.

DOMAINES D'APPLICATION

- Le SUPERIOR 3WG peut être utilisé pour des bétons ordinaires, comme des bétons à haute performance.
- Il est indiqué pour les bétons précontraints.
- Il permet la confection de bétons imperméables et durables.
- Il réduit jusqu' à 80 % les temps de vibration avec une facilité de mise en œuvre.
- Les cycles de maturation à la vapeur, ou à température ambiante sont réduits, permettant une meilleure utilisation des coffrages et l'économie d'énergie.
- L'état des parements est excellent.

- Il permet une mise en œuvre facile quand le ferrailage est dense.

DOSAGE

- Le dosage de SUPERIOR 3WG varie entre 0,6 à 2 % du poids du ciment soit de 0.6 à 1.8 litre pour 100 Kg de ciment.
- Le dosage optimal est déterminé en fonction des caractéristiques désirées, selon la composition du béton. Il est conseillé de réaliser des essais de convenance sur site pour déterminer les quantités réelles de l'adjuvant.

MODE D'EMPLOI

- L'addition du SUPERIOR 3WG ne doit jamais se faire sur un béton sec avant l'ajout de l'eau (Il serait adsorbé par les agrégats et le sable d'où une inefficacité avec le ciment).
- Il est conseillé d'ajouter le SUPERIOR 3WG après l'ajout des composants du béton et environ 90 % de l'eau de gâchage nécessaire.
- Terminer le mélange en ajoutant graduellement l'eau restante (10 %) jusqu'à l'obtention de la consistance désirée. Les dosages sont évalués au poids du ciment.

CONDITIONNEMENT

- Bidon de 20 Litres.
- Fût de 216 Litres.
- Cubitainer de 1000 Litres.

VALIDITE


12 mois dans son emballage hermétiquement fermé, stocké entre 5°C et 35°C et à l'abri du soleil.

PRECAUTION D'EMPLOI

Se référer à la fiche de données de sécurité.

DOCUMENT DE REFERENCES

PV d'essais établi par le CNERIB.

<p>Siège & Usine : B.P. 203 Zone Industrielle de Sidi-Bel-Abbès Tél. : + 213 (0) 48 70 34 63 Fax : + 213 (0) 48 70 34 62 E-mail : info@teknachem.com WWW.TEKNACHEM.COM</p>	<p>Antenne d'Alger : Rue de la Soummam lot N° 06 Z.I. Oued Smar Alger Tél./Fax : + 213 (0) 23 92 05 62</p> <p>Antenne de Sétif : Zone d'Activité Artisanale 6^{ème} Tranche - Sétif Tél. : + 213 (0) 36 93 90 10 - Fax : + 213 (0) 36 93 90 60</p>	<p>Les informations contenues dans la présente fiche technique, bien que représentant le stade le plus avancé de la connaissance, ne dispensent pas l'utilisateur de procéder à des tests préliminaires dans ses propres conditions d'emploi ou à faire appel à l'assistance technique de la société. Par conséquent la TEKNACHEM ALGERIE SARL décline toutes responsabilités pour l'emploi inapproprié du produit.</p> 
---	--	--

Module	Tamis (mm)	SABLES			GRAVIERS		
		0/1	0/4	CORRIGE	3/8	8/15	15/25
		% TAMISAT			% TAMISAT		
47	35.0						
46	31.5						100
45	25						38.8
44	20						16.3
43	16					100	2.6
42	12.5					77.0	
41	10					46.0	
40	8				100	3.0	
39	6.30	100	100	100	54.0		
38	5.0	99.9	96.2	97.7	20.0		
35	2.5	99.6	91.6	94.9	2.0		
32	1.25	99.6	58.8	75.2			
29	0.63	99.4	34.1	60.3			
26	0.315	74.8	18.8	41.3			
23	0.160	5.1	8.7	7.2			
Mod.de finesse		1.210	2.918	2.234			

Le taux de mélange du sable corrigé est de 60% de sable 0/4 + 40 % de sable 0/1

- Masse volumique NF.P.18-554 :

Echantillon	Masse volumique Apparente (t/m ³)	Masse volumique Absolue (t/m ³)
Sable 0/4	1.331	2.600
Sable 0/1	1.326	2.588
Sable corrigé	1.329	2.592
Gravier 3/8	1.340	2.620
Gravier 8/15	1.338	2.630
Gravier 15/25	1.305	2.640

- Propreté superficielle des graviers et de Sable NF.P.18-591

Ces essais ont pour but de déterminer le pourcentage des impuretés superficielles nuisibles contenues dans les granulats à béton qui peuvent influencer l'adhérence liant-granulats, effectués selon la norme NF.P.18-591

Matériaux	Sable Corrigé	Graviers		
		3/8	8/15	15/25
Equivalent de sable corrigé (%)	87.0			
Module de finesse	2.376			
Fines de $\varnothing < 0.063$ mm du sable corrigé (%)	9.20			
Propreté superficielle (%)		2.10	1.82	2.56
Coefficient d'aplatissement (%)		18.2	21.5	16.6

Note : Les valeurs de degré de pollution sur les matériaux analysés sont tolérables vis-à-vis des normes en vigueur.

- **Dureté aux chocs (Essai Los-Angeles)NF.P.18-573/561 :**

- Matériaux	8/15	15/25
Coefficient Los-Angeles (%)	14.5	12.5
Coefficient d'aplatissement (%)	12.5	11.0

- **Coefficient d'absorption NF.P 18-555 :**

- MATERIAU X	ABSORPTION (%)
Sable corrigé (%)	4.25
Gravier 3/8 (%)	1.02
GRAVIER 8/15 (%)	1.60
GRAVIER 15/25 (%)	0.98

La valeur de bleu de méthylène du sable corrigé est 0.71 %

Formulations du béton :

L'étude des deux formulations de béton est faite selon la méthode de DREUX-GORISSE qui est basée essentiellement sur :

- La dimension maximale des granulats, leur granulométrie, le module de finesse du sable, la résistance caractéristique et la plasticité désirée.

Résistance moyenne à 28 jours visée :

La résistance moyenne visée à 28jours (f_{c28}) est obtenue par la formule empirique suivante :

$$f_{c28} = f_{ck28} \times 0.8 \times S$$

Ou :

- f_{c28} : Résistance moyenne à 28 jours ;
- f_{ck28} : Résistance caractéristique à 28 jours ;

- S : Coefficient de variation moyen.

Tracé de la courbe granulaire de référence :

La courbe de référence est obtenue par la formule :

$$Y = 50 - \sqrt{D} + K + kp$$

Où K est un terme correcteur qui dépend du dosage en ciment, le serrage et la forme des granulats (roulés ou concassés) et kp est un coefficient de pompabilité.

Classes de consistance des bétons (NF.EN.206-1) :

Classe	S.1	S.2	S.3	S.4	S.5
Affaissement (mm)	10 à 40	50 à 90	100 à 150	160 à 210	≥220

Dosage du béton :

4.1.Composition granulaire

A) Béton classe c25/30 dose a 350 kg/m3. D.max.15 mm

Matériaux	Fraction (%)	
Sable 0/4	60	44
Sable 0/1	40	
Gravier 3/8		18
Gravier 8/15		38
	TOTAL	100

B) Béton Classe C25/30 Dose A 350 Kg/M3 D.Max.25 Mm

Matériaux	Fraction (%)	
Sable 0/3	60	45
Sable 0/1	40	
Gravier 3/8		11
Gravier 8/15		29
Gravier 15/25		15

Dosages Ponderaux En Kg/M3 Sur Materiaux Secs

Béton dose a 350 kg/m3 d. Max.15 mm

MATERIAUX	PROVENANCE	DOSAGE EN KG/M3
<i>Ciment .CEM.II/A- L 42.5N</i>	<i>AMOUDA (LAGHOUAT)</i>	350
<i>Sable 0/4</i>	<i>OZMERT (EL ANCOR)</i>	520
<i>Sable 0/1</i>	<i>SIDI LAKHDAR</i>	332
<i>Gravier 3/8</i>	<i>OZMERT (EL ANCOR)</i>	340
<i>Gravier 8/15</i>	<i>OZMERT (EL ANCOR)</i>	715
<i>Eau absorbée</i>	<i>POTABLE</i>	51 l/m3
<i>Eau totale</i>		211 l/m3
<i>Eau efficace</i>		160 l/m3
<i>Adjuvant SUPERIOR 3 WG</i>	<i>TEKNACHEM</i>	1.2 % (3.90 l/m3)

BETON DOSE A 350 KG/M3 D.MAX 25 mm

<i>Densité théorique du béton frais</i>		2.421
<i>Rapport Eau/Ciment</i>	<i>(%)</i>	0.46
<i>Rapport Gravier/Sable</i>	<i>(%)</i>	1.238
<u><i>Classe de consistance</i></u>		S.3 à S.4

MATERIAUX	PROVENANCE	DOSAGE EN KG/M3
<i>Ciment .CEM.II/A- L 42.5N</i>	<i>AMOUDA (LAGHOUAT)</i>	350
<i>Sable 0/4</i>	<i>OZMERT (EL ANCOR)</i>	504
<i>Sable 0/1</i>	<i>SIDI LAKHDAR</i>	341
<i>Gravier 3/8</i>	<i>OZMERT (EL ANCOR)</i>	210
<i>Gravier 8/15</i>	<i>OZMERT (EL ANCOR)</i>	536
<i>Gravier 15/25</i>	<i>OZMERT (EL ANCOR)</i>	275
<i>Eau absorbée</i>	<i>POTABLE</i>	51 l/m3
<i>Eau totale</i>		213 l/m3
<i>Eau efficace</i>		162 l/m3
<i>Adjuvant super plastifiant R.d'eau</i>	<i>Glénium SKY 3180 BASF</i>	1.2 % (3.90 l/m3)

<i>Densité théorique du béton frais</i>		2.382
<i>Rapport Eau/Ciment</i>	<i>(%)</i>	0.46
<i>Rapport Gravier/Sable</i>	<i>(%)</i>	1.208
<u><i>Classe de consistance</i></u>		S.3 à S.4

Resistance Mecanique A La Compression :

Après correction et optimisation des formulations, des prélèvements d'échantillons ont été effectués sur formes cylindriques 16 x 32 pour des essais de résistance à la compression à 07 jours, dont ci-dessous les résultats obtenus au terme de ces essais.

BETON DOSE A 350 KG/M3. D.max.15 mm

<i>ECH.N°</i>	<i>POIDS (kg)</i>	<i>DENSITE</i>	<i>CHARGE DE RUPTURE (KN)</i>	<i>RESISTANCE (MPa)</i>	
1	15.410	2.406	506	25.18	25.44
2	15.400	2.405	510	25.50	
3	15.405	2.405	515	25.63	

BETON DOSE A 350 KG/M3. D.max.25 mm

<i>ECH.N°</i>	<i>POIDS (kg)</i>	<i>DENSITE</i>	<i>CHARGE DE RUPTURE (KN)</i>	<i>RESISTANCE (MPa)</i>	
1	15.400	2.418	529	26.32	26.89
2	15.415	2.416	544	27.07	
3	15.395	2.419	548	27.27	

Conclusion/Recommandations :

Ce rapport porte sur une étude de deux formulations de béton hydraulique composé de quatre fractions de granulats pour un béton de classe **C25/30 D.max.15 mm**, et de cinq granulats pour un béton de la même classe avec un **D.max. 25 mm**. Elles sont destinées à la fabrication de béton dans **UN ENVIRONNEMENT NON AGRESSIF** pour le projet cité plus haut.

Par analyse granulométrique, nous avons déterminé un taux de mélange de 60 % de sable 0/4 et 40 % sable 0/1 afin d'obtenir un sable de module de finesse admissible.

Les échantillons sur lesquels les essais de convenance ont été effectués présentent des caractéristiques physico-mécaniques admissibles vis-à-vis des spécifications techniques relatives à un béton hydraulique ordinaire. Les valeurs de résistance mécanique à la compression obtenues sur chacune des formules sont satisfaisantes et répondent aux exigences du projet.

A la demande du client, un adjuvant super plastifiant réducteur d'eau le « **SUPERIOR 3 WG** » de **TEKNACHEM** a été introduit dans les deux formulations avec un dosage médium en fonction du dosage en ciment et de la consistance désirée. Après essais de consistance du béton, nous avons opté pour un dosage optimal de **1.2 %**, pour 100 kg de ciment. Ce dosage peut varier selon les paramètres recherchés sur la qualité de béton, notamment à l'état frais, sans pour autant sortir de la plage des dosages prescrite dans la fiche technique du produit.

Le dosage en eau donné comme hypothèse de calcul, reste à le confirmer pendant la confection du béton au niveau de la centrale à béton afin de satisfaire un affaissement de classe **S.3 à S.4**.