



Mémoire du Projet de fin d'étude
Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état de l'EHTP
Option Génie Civil

Sujet :

**CONCEPTION ET
DIMENSIONNEMENT D'UN
IMMEUBLE R+25 À USAGE
HÔTELIER**

Réalisé par :

BENHIMA El Mehdi

BOUGROUN Yassine

Encadré par:

Mr. OUTLIOUA S.

Juin 2009

“STRUCTURAL ENGINEERING IS
THE ART OF USING MATERIALS
That Have Properties Which Can Only Be Estimated
TO BUILD REAL STRUCTURES
That Can Only Be Approximately Analyzed
TO WITHSTAND FORCES
That Are Not Accurately Known
SO THAT OUR RESPONSIBILITY WITH RESPECT TO
PUBLIC SAFETY IS SATISFIED.”
Adapted From An Unknown Author

“L’INGENIERIE DES STRUCTURES EST
L’ART DE SAVOIR UTILISER DES MATERIAUX
Dont les propriétés peuvent seulement être estimées
DE CONSTRUIRE DES STRUCTURES REELLES
Qu’on ne peut analyser qu’approximativement
ET DE LES FAIRE RESISTER A DES FORCES
Qui ne sont pas connues avec précision
DE TEL SORTE QUE NOTRE DEVOIR ENVERS
LA SECURITE PUBLIQUE SOIT REMPLI. ”
Adapté d’un auteur inconnu

Extrait du livre “*Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures*”; Eduard L. Wilson;
Computers and Structures, Inc. 2002

Ceci est une Dédicace.

**A CELLE QUI A ATTENDU AVEC PATIENCE LES FRUITS DE SA BONNE
EDUCATION,...**

à ma Mère

**A CELUI QUI M'A INDIQUE LA BONNE VOIE EN ME RAPPELANT QUE LA VOLONTE
FAIT TOUJOURS LES GRANDS HOMMES...**

à mon Père

B.Y.

Comment décrire avec de simples mots ce qu'un cœur ressent ?

Pour moi cette tâche relève de l'impossible.

Je dédie ce modeste travail à mes parents, qui ne lésinent sur rien
Pour que leurs enfants puissent avoir une vie digne, pleine et prospère,
A mon frère et mes deux sœurs pour leur soutien et affection,
A mes amis, qui constituent une prolongation de ma famille
Et à tous ceux qui m'ont aidé et encouragé durant le voyage
Qui m'a mené jusqu'à aujourd'hui.

B.E.M.

Remerciements

Nous tenons à remercier le Professeur Mr S. OUTLIOUA pour nous avoir accueillis au sein du bureau d'étude IBEM et pour le sujet de stage qu'il nous a proposés.

Nous tenons également à lui exprimer notre très grande reconnaissance pour nous avoir suivi, conseillé et aidé tout au long du projet ainsi que pour le temps qu'il nous a consacrés.

Nous tenons, par ailleurs, à remercier A. BLIHA pour sa disponibilité, ses explications et son aide précieuse durant tout le déroulement du projet.

Nos remerciements vont également à toute l'équipe IBEM pour leur accueil et gentillesse



Sommaire :

Introduction :	5
I. Conception des structures des bâtiments :	6
1. Conception des bâtiments :.....	6
2. Concepts de base pour la conception des structures :.....	6
3. Classification des structures :.....	7
4. La protection parasismique :.....	9
II. Présentation du projet et de l'ouvrage :	11
1. Présentation du projet :.....	11
2. Structure porteuse :.....	13
a. Conception originale :.....	13
b. Conception alternative :.....	17
c. Pré dimensionnement des éléments :.....	18
III. Modélisation de la structure	19
1. Choix et méthodologie de la modélisation	19
2. Modèle CBS Pro	20
3. Modèle Robot :.....	20
4. Le maillage :.....	21
5. Modélisation du sol :.....	22
6. Modélisation des charges statiques :.....	24
a. Charges verticales :.....	24
b. Le Vent:.....	25
i. Actions parallèles à la direction du vent	25
ii. Actions perpendiculaires à la direction du vent	30
IV. Chargement sismique :	32
1. Selon l'RPS 2000 :.....	32
2. Dans notre étude :.....	32
3. Les paramètres réglementaires :.....	33
a. Le type de site :.....	33
b. La zone de sismicité :.....	34
c. La classe de priorité du bâtiment :.....	34
d. Le facteur de comportement :.....	34
4. Analyse dynamique dans le logiciel Robot Millenium:.....	35
a. Paramètres de l'analyse modale de la structure :.....	35
i. Le nombre de modes.....	35
ii. Le mode résiduel :.....	36
iii. La matrice des masses :.....	37
iv. Méthode de résolution :.....	37



b.	Méthode de calcul des efforts sismiques sur Robot :	38
V.	Résultats et vérification :	40
1.	Calculs statiques de la structure :	40
a.	Descente de charge sur CBS :	40
b.	Calculs statiques sur le logiciel Robot Millenium :	41
2.	Résultats de l'analyse modale.....	43
a.	Périodes propres et masses effectives participantes	43
b.	Déformés propres	45
3.	Vérification de la structure au séisme	46
a.	Déplacements horizontaux et coefficient de comportement.....	46
b.	Déplacement latéral au sommet :	47
c.	Limitation des déplacements entre étage :	48
d.	Evaluation des effets de second ordre :	51
e.	Stabilité au renversement :	54
f.	Synthèse	55
4.	Résultats du calcul au vent	56
a.	Déplacements au sommet.....	56
b.	Vérification vis-à-vis de la perceptibilité du mouvement.....	56
c.	Comparaison entre le vent et le séisme	58
VI.	Dimensionnement des éléments structuraux	59
1.	Le radier de fondation	59
a.	Compréhension des résultats graphiques sur ROBOT.....	59
i.	Directions moments et armatures.....	59
ii.	Cartographie des moments.....	60
iii.	Définition des moments <i>Mmax</i> et <i>Mmin</i>	60
b.	Résultats de la correction du raccourcissement.....	61
c.	Répartition des moments dans le radier.....	63
i.	Désignation des moments <i>Mmax</i> et <i>Mmin</i>	63
ii.	Coupes dans le radier	65
d.	ferraillage théorique du radier	66
2.	Dimensionnement d'un voile	67
a.	Vérification de la résistance du béton (traction/compression).....	68
b.	Application au voile 2446 :	69
i.	Ferraillage verticale	69
ii.	ferraillage horizontale.....	70
iii.	Vérification de cisaillement.....	70
c.	Organisation du ferraillage (voile 2446) :	72
i.	Armatures verticale de l'âme (bande de 2,4m)	72
ii.	Armatures horizontales (hauteur total du voile) :	72
iii.	Armatures verticales des bords	72



iv. Schéma de ferrailage du voile 2446 72

Conclusion..... 73

Liste des figures :

Figure 1: Représentation schématique des éléments primaires et secondaires d'une structure 8

Figure 2: Images de la tour Montparnasse (à gauche) et du World Trade Center (à droite) 9

Figure 3: Spectres de pseudo accélération 10

Figure 5: Plan d'architecture du 5ème au 9ème étage 12

Figure 6 : Schéma de la structure porteuse du 2ème sous-sol au 1er étage 14

Figure 7: Schéma de la structure porteuse du 2ème au P.H. 4ème étage 15

Figure 8: Schéma de la structure porteuse du 5ème au 22ème étage..... 15

Figure 9: Schéma de la structure porteuse du 23ème étage..... 16

Figure 10: Schéma de la structure porteuse du 24ème étage..... 16

Figure 11: Schéma de la structure porteuse du 25ème étage..... 17

Figure 12: Schéma de la structure porteuse du 5ème au 22ème étage après modification 17

Figure 13: Vue de la structure 23

Figure 14: Vue représentant un cas de charge du vent; vent normal à la grande face 30

Figure 15: Représentation graphique du facteur d'amplification dynamique des 3 types de sites réglementaires dans l'R.P.S. 2000..... 33

Figure 16: Equivalence des diagrammes élastiques et élasto-plastique 35

Figure 17: Déformée originale de la structure, sous l'effet du poids propre, fournie par le logiciel Robot Millenium..... 41

Figure 18: Déformée, après correction, de la structure, sous l'effet du poids propre, fournie par le logiciel Robot Millenium..... 43

Figure 20: Evaluation des effets de second ordre 51

Figure 21: Schéma de vérification de la stabilité d'ensemble..... 54

Figure 22: Convention des efforts, contraintes et moments sur ROBOT..... 59

Figure 23: Allure des moments max et min..... 61

Figure 24:Cartographie des moments M_{yy} (KNm/m) 62

Figure 25:Cartographie des moments M_{yy} (KNm/m) 63

Figure 26:Répartition des moments M_{xx} /ACC-.Exemple de $M_{xx_{min}}$ dimensionnant..... 64

Figure 27:Diagramme des moments M_{xx} (KNm/m)/ACC+ 65

Figure 28:Diagramme des moments M_{xx} (KNm/m)/ACC- 65

Figure 29:Cartographie de ferrailage A_x [-] en cm^2/m à l'ACC 66

Figure 30: Sollicitations et ferrailage d'un voile 67



Figure 31: Cartographie des contraintes S_{yy} (MPa) 69

Figure 32: Cartographie des contraintes S_{xy} (MPa) 71

Figure 33: Schéma de ferrailage du voile 2446 72

Liste des tableaux :

Tableau 1: Valeurs des charges permanentes adoptées 24

Tableau 2: Valeurs des charges d'exploitation adoptées 24

Tableau 3: Coefficients de calcul du chargement du vent dépendant de la hauteur calculés au niveau des planchers hauts des différents étages 28

Tableau 4: Efforts linéiques appliqués au niveau des planchers haut des différents niveaux 29

Tableau 5: Périodes propres et masses effectives relatives 44

Figure 19 : A) Mode fondamental de flexion, sens y, fréquence $f=0,43$ Hz 46

B) Deuxième mode de flexion, sens x, fréquence $f=0,78$ Hz 46

C) Troisième mode de torsion, fréquence $f=1,03$ Hz 46

D) Mode 9, mode vertical ascendant, fréquence $f=3,59$ Hz 46

Tableau 6: Déplacements maximaux des deux structures sous l'effet du chargement sismique 47

Tableau 7: Déplacements inter-étages limites admissibles 48

Tableau 9: Déplacements inter-étages de la structure modifiée 50

Tableau 10: Calcul de l'indice de sensibilité au déplacement relatif θ -Structure 1- 52

Tableau 11: Calcul de l'indice de sensibilité au déplacement relatif θ -Structure 2- 53

Tableau 12: Résultats du calcul de stabilité pour la structure 1 55

Tableau 13: Résultats du calcul de stabilité pour la structure 2 55

Tableau 14: Efforts résultants à la base du vent extrême et séisme de calcul 58



Introduction :

Ces dernières années, des contraintes liées à un foncier très réduit, à la disponibilité de terrains et à un désir « boursoufflé » des maitres d'ouvrages de refléter une image de modernité et d'avant garde, ont poussé certains architectes à trouver de nouvelles formules en termes de conception ; la solution est de construire haut. C'est ainsi, qu'on voit, de plus en plus, des projets d'Immeubles de Grande Hauteur (**I.G.H.**) proliférer dans les principales villes Marocaines (Casablanca, Tanger...).

Le projet qui a fait l'objet de notre travail de fin d'étude s'inscrit dans cette tendance. Il s'agit d'un I.G.H. de 28 niveaux (R+25 + 2 sous sols) de 98,6 m de hauteur qui va accueillir un hôtel Cinq étoiles. Vue le caractère aussi particulier de l'immeuble ainsi que celui des gens qui vont y descendre, les conditions requises de confort acquièrent une importance capitale dans la conception du bâtiment, d'abord pour l'architecte et a posteriori pour l'ingénieur. En effet, on essaie de faire jouer à la structure, qui a été presque « ordonné » au bureau d'étude, un rôle autre que celui de résister aux efforts auxquels elle est soumise. Dans notre cas, il s'agit, d'une part, de la fonction d'isolation acoustique, et d'autre part, de conférer à la construction un certain Design ; une image exagérée de prouesse technique.

Notre travail s'est articulé sur cinq grandes parties. D'abord, on a traité *la conception*, phase dans laquelle nous avons été amenés à discuter la conception structurelle initiale, utilisée dans le projet, et de proposer par la suite une variante. Ensuite, on est passé à l'étape de *modélisation*, où, on a créé les modèles des deux structures (éléments, chargement, propriétés des matériaux et conditions aux limites) en utilisant le logiciel de calcul **Robot**. La troisième partie est consacrée essentiellement à l'analyse des résultats ainsi qu'à leur exploitation en vue de procéder aux vérifications réglementaires, tout en comparant les deux structures. Finalement, on a réalisé le dimensionnement de quelques éléments structurels clés.

L'esprit qui a guidé notre travail peut être résumé par le conseil académique suivant : « *Si tu avais cinq minutes pour résoudre un problème, du quel ta vie dépend, tu dois réserver trois minutes à la lecture et bonne compréhension du problème* ». Ainsi, dans notre cas, cela est traduit par un grand souci de compréhension des fondements mathématiques, physiques et techniques utilisés dans chaque étape.



I. Conception des structures des bâtiments :

1. Conception des bâtiments :

La conception d'un bâtiment doit toujours être basée sur la satisfaction des objectifs essentiels suivants :

- En premier, la *fonctionnalité*, c'est-à-dire l'adéquation entre la forme d'un bâtiment, son architecture et sa fonction. En effet, un même terrain peut accueillir une diversité de bâtiments, conçus en rapport à leur fonction respective : bureaux, logements, amphithéâtre, hall de gare...
- Ensuite, la *stabilité* et la *résistance* ;
- Enfin, la *durabilité*, critère essentiel pour des raisons économiques évidentes et qui tend à occuper un rôle de plus en plus important.

La conception des bâtiments est en général partagée entre deux acteurs :

- d'un côté, l'**architecte**, qui est l'instigateur d'une création architecturale et qui règle les problèmes de fonctionnalité à travers le *design* du bâtiment.
- de l'autre, l'**ingénieur** qui se penche quant à lui sur les détails purement, techniques de *stabilité*, *résistance* et de *durabilité*.

Ainsi, la **structure**, en tant que **squelette** permettant au bâtiment de **résister** aux efforts aux quels il est soumis, demeure responsabilité exclusive de l'ingénieur. Cependant, les caractéristiques architecturales, que ce soit au niveau de la fonctionnalité de l'ouvrage ou au niveau de sa forme, vont s'y répercuter : sa géométrie ainsi que sa consistance vont ainsi être influencées. Par exemple, pour atténuer d'éventuelles nuisances sonores, les murs doivent avoir une épaisseur minimale de béton, épaisseur qui ne sera pas absolument nécessaire en ce qui concerne l'aspect structural du bâtiment.

2. Concepts de base pour la conception des structures :

L'EN1990, partie de l'Eurocode qui regroupe les règles de la conception structurale en Europe, énonce: « *une structure doit être conçue et réalisée de sorte que, pendant sa **durée de vie** escomptée, avec des niveaux de **fiabilité** appropriés et de façon économique, elle résiste à toutes les actions et influences susceptibles d'intervenir pendant son exécution et son utilisation et reste **adaptée à l'usage** pour lequel elle a été conçue.* ».



La première notion importante introduite dans cette citation est celle de *la durée de vie* d'un bâtiment. Il faut que la construction reste fonctionnelle durant une période de temps (la vie d'un bâtiment) préfixé par le maître d'ouvrage. Cette durée est généralement de cinquante ans pour les bâtiments, et plus pour les ouvrages d'art.

Un autre concept capital est celui de *fiabilité*. Aujourd'hui, on ne peut plus dire que les conceptions d'ouvrages sont déterministes : un substratum probabiliste prend en effet une place de plus en plus importante et intervient dans la conception elle-même, tout au moins dans la manière dont sont rédigées les normes. La méthode de justification actuellement utilisée dans les règles **BAEL 91** et les **Eurocodes** une méthode **semi probabiliste** de conception et de dimensionnement appelée **la méthode des états limites** ; On doit ainsi **vérifier** par des calculs appropriés que les efforts exercés sur la structure n'induisent jamais des déformations (ou sollicitations) excessives et restent toujours en dessous des états limites.

La fonctionnalité du bâtiment sera aussi vérifiée, « celle de l'ingénieur », dans le sens où l'aspect architectural ne sera pas remis en cause. En effet, même si la structure résiste à des charges élevées, elle peut être insatisfaisante en rapport aux contraintes fonctionnelles induites par l'usage dans la vie quotidienne du bâtiment ; ex. des déformations ou des vibrations excessives.

3. Classification des structures :

Dans une structure, les éléments dits « primaires » sont ceux qui assurent une fonction de contreventement, tandis que les éléments dits « secondaires » réalisent le portage, et ne résistent qu'aux sollicitations induites par le poids propre.

Pour simplifier, on peut classer les structures selon le type de ses éléments primaires en 3 catégories:

- Un ensemble de poutres et de poteaux. Ces structures en ossature sont assez souples et fonctionnent principalement en flexion, sauf les poteaux qui travaillent également en compression en subissant les effets du poids propre. En général, les structures de ce type sont assez ductiles. Il faut signaler que ces structures, souvent désignés par l'appellation de **portiques**, sont surtout utilisés pour des immeubles de faible et de moyenne hauteur.

Car elles deviennent onéreuse et de conception lourde pour des bâtiments de plus de 10 niveaux.

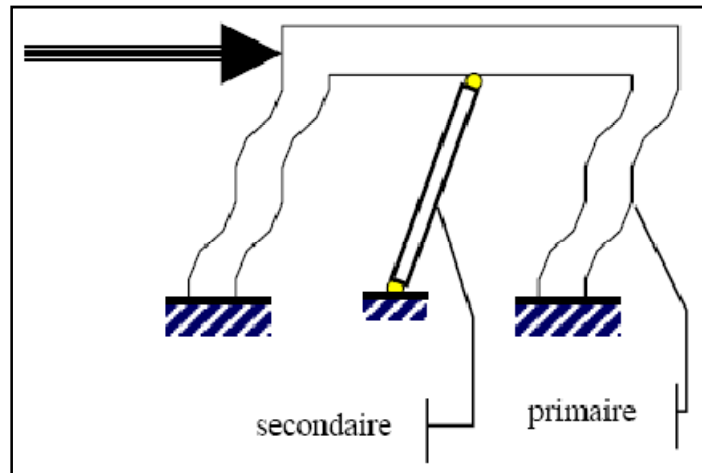


Figure 1: Représentation schématique des éléments primaires et secondaires d'une structure

- Un deuxième type de constructions assez courantes, comprend des murs, appelés «voiles» faits en béton (ou en d'autres matériaux, mais plus rarement). En général, ces types de structures sont plutôt raides et, d'un point de vue dynamique, les domaines de fréquences de ce type de constructions seront notablement plus élevés que dans le cas des portiques. Un cas particulier de ce genre de structures est celui des immeubles à **noyau (central ou décalé)**, où les services (escaliers, ascenseurs...) sont concentrés dans un système de voiles fermé assurant le contreventement de la structure.
- Le troisième type de constructions est constitué de « boîtes » bien closes, aussi appelées constructions tubulaires, qui sont également largement utilisées. Ils comportent des murs périphériques en béton qui donnent à l'ensemble une certaine rigidité et cela malgré les ouvertures (nécessaires pour avoir des fenêtres). Ces structures fonctionnent à des fréquences encore plus élevées et sont relativement peu ductiles. Par contre, leur résistance est indéniable. Exemples : **Le World Trade Center** ou **La Tour Montparnasse**.

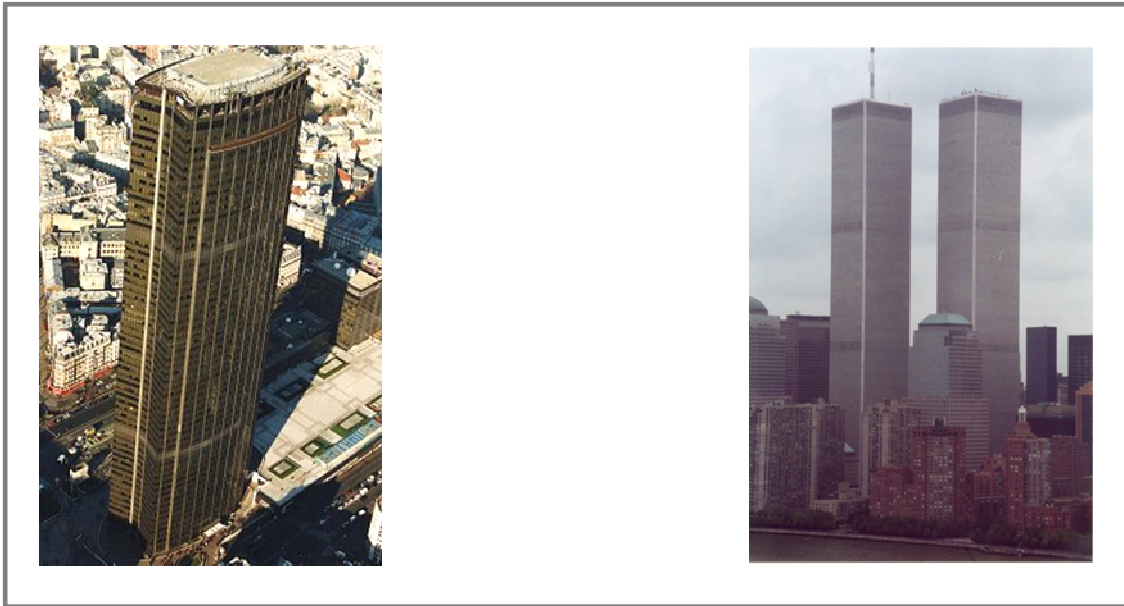


Figure 2: Images de la tour Montparnasse (à gauche) et du World Trade Center (à droite)

En fait, dans la pratique, ces éléments primaires peuvent être combinés pour donner toute sorte de structures hybrides, comme c'est le cas du contreventement mixte prévu dans l'RPS 2000.

4. La protection parasismique :

Un séisme est une propagation d'ondes sollicitant la structure à sa base par un déplacement imposé d'appui. Ainsi, d'après le principe fondamental de la dynamique de Newton, les masses de la structure répondent à cette excitation en développant des forces d'inertie dans le sens contraire à l'accélération de l'action sismique. La réponse sismique de la structure est exprimée par la prise en compte de l'équilibre dynamique des forces s'exerçant sur la structure (**forces d'inertie, forces de rappel élastiques, forces d'amortissement**) pendant la durée du séisme et juste après (oscillation forcées/oscillations libres).

Sans détailler les calculs (exposés dans l'annexe...), à la fin, l'étude de la réponse dynamique de la structure se ramène à considérer le chargement sismique comme l'ensemble des efforts d'inertie développé par les masse de la structure. Cependant, à la place de la vraie accélération, on emploie **une pseudo-accélération** qui lui est proche.

Une solution exacte est connue sous la forme d'une intégrale prenant en compte les caractéristiques du système (fréquences propres et amortissement). Un ingénieur

s'intéresse essentiellement à la réponse maximale. C'est pour cette raison qu'en pratique on utilise des spectres de réponses.

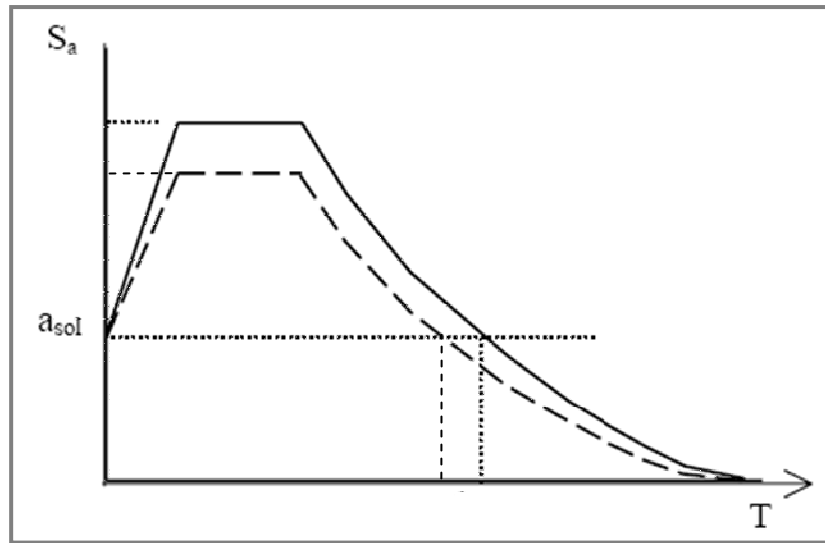


Figure 3: Spectres de pseudo accélération

On peut noter, sur le spectre de la **figure 3**, que l'accélération subie par la structure est amplifiée par la réponse dynamique du système. En effet, les gammes de fréquences des séismes correspondent souvent aux fréquences de résonance des bâtiments. Ainsi, lors d'un séisme, il existe une **amplification du mouvement** venant de la coïncidence entre le contenu fréquentiel du séisme et la fréquence de résonance de l'ouvrage. C'est ce point qui rend les séismes si dévastateurs.

Or, le mouvement de surface (en champ libre) à prendre en compte en un site donné est amplement conditionné par les propriétés géotechniques des formations géologiques du site. Le fait que l'RPS 2000 considère trois spectres de dimensionnement différents selon le type de sol du site en témoigne. Il faut, donc, éviter, à tout prix, une résonance du bâtiment avec le sol. Et cela, par un choix judicieux du système porteur et de contreventement. Ainsi, on optera par une **structure rigide** pour un **sol meuble** et une **structure flexible** pour un **sol ferme**. C'est le raisonnement qui a servi comme fondement théorique de la modification de conception traitée dans notre travail.

II. Présentation du projet et de l'ouvrage :

1. Présentation du projet :

L'objet de notre travail de fin d'étude est un projet de construction d'un immeuble de grande hauteur (IGH) de 28 niveaux à usage hôtelier de **96,8m** de hauteur.

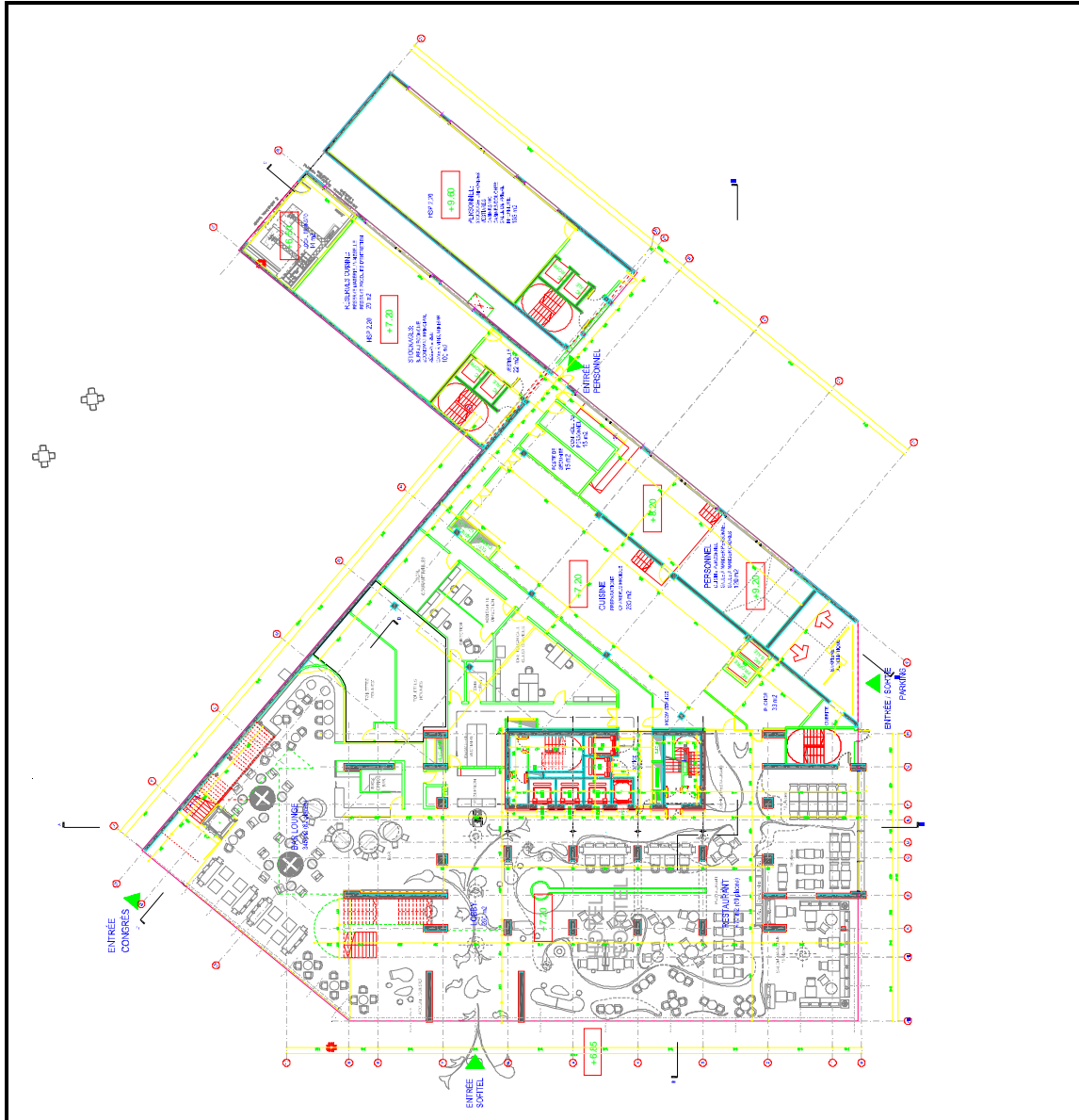


Figure 4: Plan d'architecture du rez-de-chaussée

Le projet global comprend :

- 2 sous-sols généraux pour parking.
- Un niveau 0 abritant le Lobby de l'hôtel ainsi que des services de restauration.



- Un 1^{er} étage dédié à offrir des services au monde des affaires et qui comporte plusieurs salles de réunions et une salle plénière entre autres.
- 4 étages à utilisations diverses accueillant successivement : des installations techniques (3^{ème} et 27^{ème} étage), une salle de sport (4^{ème} étage) et un espace « SPA-HAMMAM » (5^{ème} étage).
- Et finalement, 20 niveau réservés pour l'hébergement des clients.

La construction est constituée d'un bloc principal comportant la tour de 25 étages et de deux bâtiments secondaires ; un ayant 2 étages et l'autre de 3. Dans notre étude, nous nous sommes concentrés sur le bloc principal. Cette décision est justifiée par le fait que les deux autres constructions ne sont unies à lui que par le radier général de fondation et par conséquent n'auront, quasiment, aucun effet sur le tour en béton armé qui constitue la clé de voûte du projet.

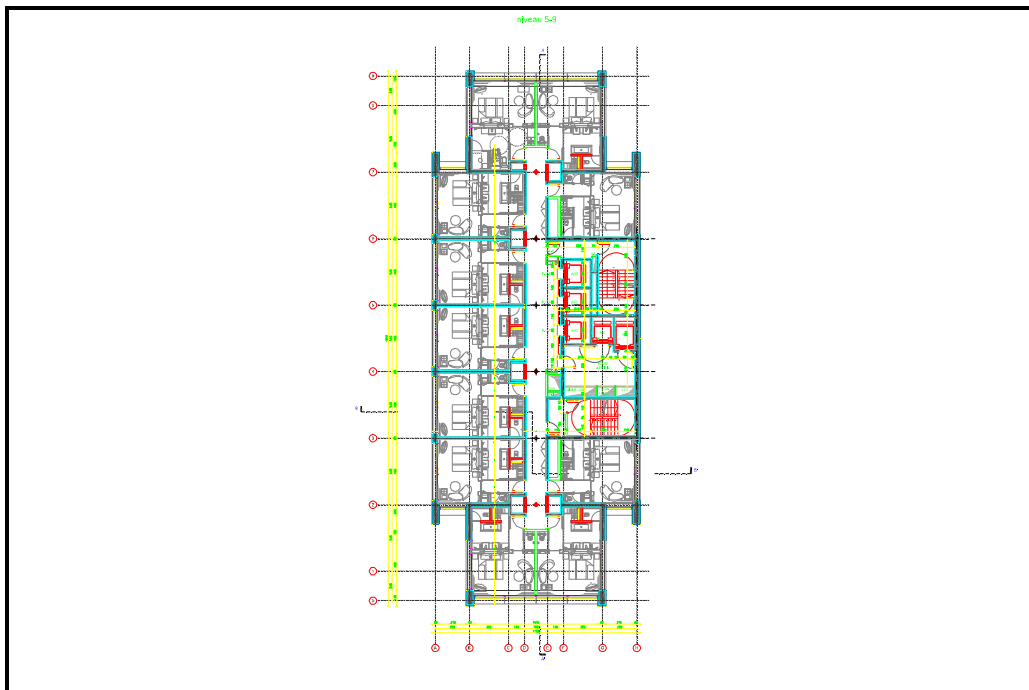


Figure 5: Plan d'architecture du 5ème au 9ème étage



2. Structure porteuse :

La structure de cet hôtel est entièrement en béton armé et se décompose de la manière suivante :

- Porteurs verticaux :
 - Poteaux.
 - Voiles de contreventement isolés.
 - Noyau décalé où sont concentrés les services (escaliers, ascenseurs et monte-charges).
- Porteurs horizontaux :
 - Poutres.
 - Poutres rigides (ou poutres voiles).
 - planchers-dalles et dalles pleines.

On a fait usage d'un béton de résistance **fc28=40MPa** pour tout ouvrage situé au dessous du 4^{ème} étage, et d'un béton **fc28=30MPa** pour le reste de la structure.

A cause du caractère spécial du projet, immeuble à usage hôtelier de haut standing, les dimensions et dispositions de nombreux éléments de la structure (voiles, poutres rigides...) ont été imposés par des contraintes architecturales de et de fonctionnalité. Ces dernières étant gouvernées par les très strictes normes hôtelières, surtout en matière d'isolation acoustique et thermique. Cependant, tout en respectant ces contraintes, on aurait pu éviter un usage excessif et inutile (du point de vue structurel) de refends en béton armé dans la conception de la structure. En effet, on ne peut expliquer ce choix que par des sujétions d'ordre fonctionnel ; d'abord, l'amélioration de la qualité acoustique du bâtiment en assurant les différentes isolations sonores : chambre-chambre, chambre-couloir et chambre-gaine sanitaire, d'autre part, le béton armé permet une accélération de l'exécution car il n'a besoin que de la préparation du coffrage et du coulage.

Ainsi, on a été chargés d'élaborer une conception alternative dont le but est d'optimiser la structure originale.

a. Conception originale :

Comme on a déjà mentionné, nous nous sommes limités à l'étude du bloc principal du projet. Pour la conception, nous allons nous concentrer sur la tour proprement dite. Le reste du bloc est caractérisé par une conception simple poteau-poutre. En plus, il faut

signaler que la tour est séparée du reste du bloc par un joint de dilatation à partir du plancher haut du 1^{er} sous sol.

- **Du 2^{ème} sous-sol au 1^{er} étage :**

La conception de la structure porteuse peut être schématisée comme suit :

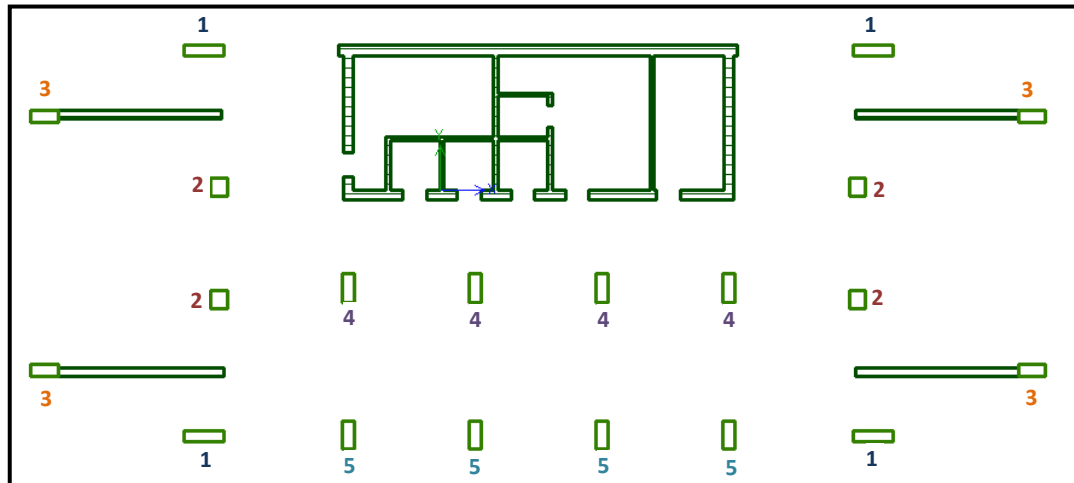


Figure 6 : Schéma de la structure porteuse du 2^{ème} sous-sol au 1^{er} étage

Elle inclut :

- **Un noyau décalé** qui abrite 3 ascenseurs, 2 monte-charges et 2 escaliers.
- 4 voiles périphériques.
- 5 groupes de poteaux :
 - Groupe 1 : Ils ont une section 50×170cm.
 - Groupe 2 : de section 80×80cm.
 - Groupe 3 : 50×114cm
 - Groupe 4 : 120×50cm
 - Groupe 5 : Ils sont similaires aux poteaux du groupe 4. On les a séparés parce qu'ils changent de section à partir du 2^{ème} étage.

- Du P.H. (Plancher haut) 2ème au P.H. 4ème étage :

La conception devient :

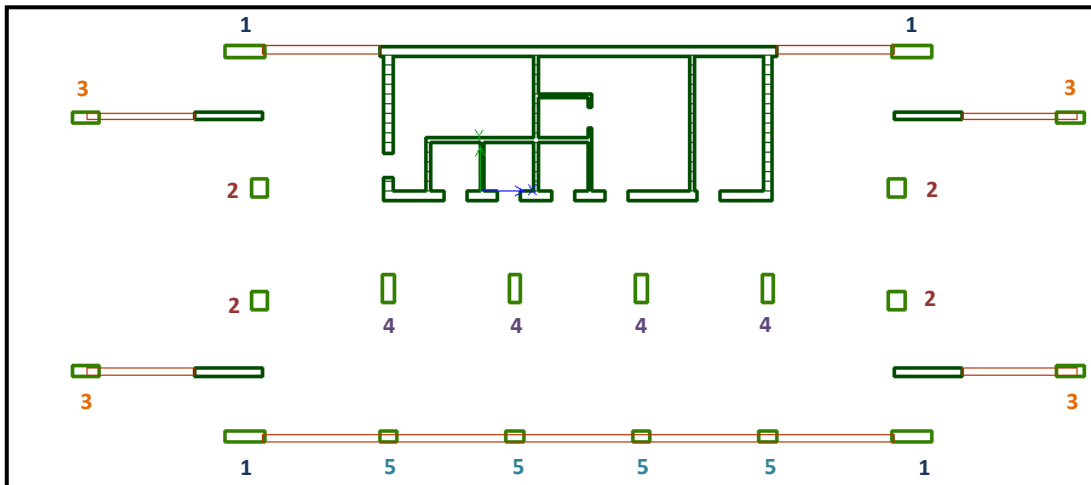


Figure 7: Schéma de la structure porteuse du 2ème au P.H. 4ème étage

Ici on voit l'apparition de poutres nommés rigides représentées en rouge sur la figure ci-dessus. Celles situées sur la grande façade ont comme section 35×155cm. De même, on a remplacé une partie des voiles périphériques des poutres rigides de section 35×278cm. Leur hauteur est du seulement à des contraintes architecturales ; Ils vont constituer la façade de la tour. En outre, on observe que les poteaux (5) ont changé de section et ils ont comme dimensions 50×80.

- Du P.H. 5ème au P.H. 26ème étage :

A partir du 5^{ème} étage, c'est-à-dire les niveaux réservés à l'hébergement, la structure porteuse connaît une modification très significative :

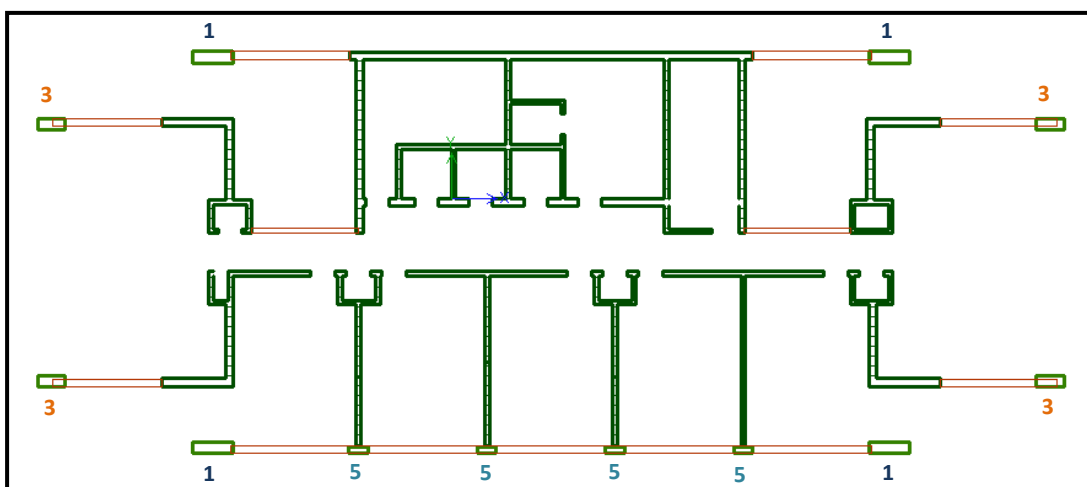


Figure 8: Schéma de la structure porteuse du 5ème au 22ème étage

Ici on constate que les groupes de poteaux (4) et (2) ont carrément disparus pour laisser place à un système de voiles cloisons et de gaines sanitaires. On peut expliquer cette démarche par plusieurs raisons :

- un désir de gagner de l'espace tout en évitant d'avoir de gros poteaux pas très esthétiques qui font saillie du mur.
- Obtenir une isolation acoustique des chambres entre elles et vis-à-vis des gaines sanitaires et des couloirs.

En plus, on remarque des modifications au niveau des voiles du noyau central. Il faut signaler que ces modifications dans la structure porteuse sont possibles grâce à la mise en place d'une **dalle de transition** de 75cm d'épaisseur permettant la transmission des efforts entre les différents éléments.

- **Le reste de la structure (3 niveaux supérieurs) :**

Puisque, ces niveaux n'ont pas fait l'objet d'aucune modification dans la conception alternative. Il n'est pas nécessaire de s'attarder dans leur description.

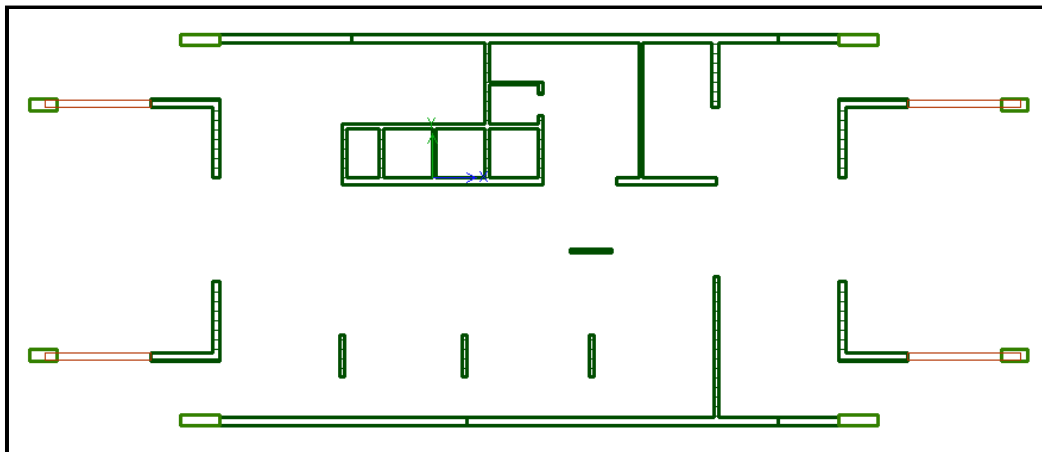


Figure 9: Schéma de la structure porteuse du 23ème étage

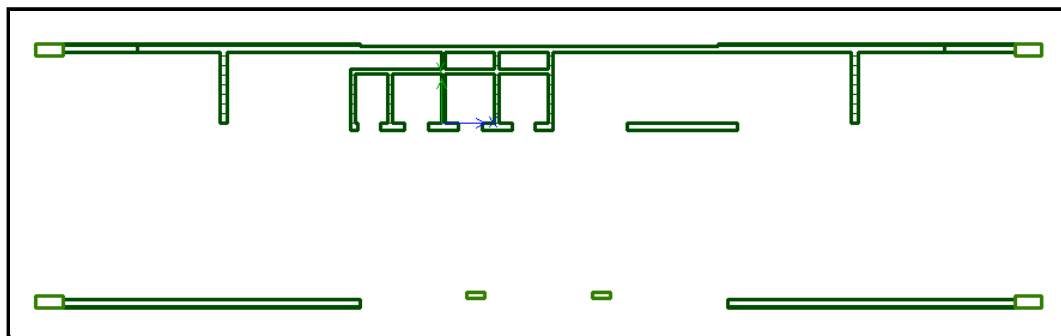


Figure 10: Schéma de la structure porteuse du 24ème étage

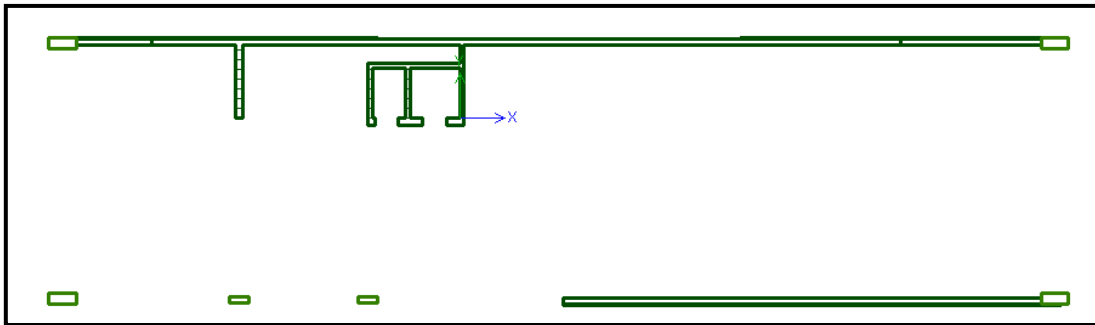


Figure 11: Schéma de la structure porteuse du 25ème étage

b. Conception alternative :

Dans notre conception alternative, on a décidé de faire, entre le 5^{ème} et le 22^{ème} étage, les modifications suivantes :

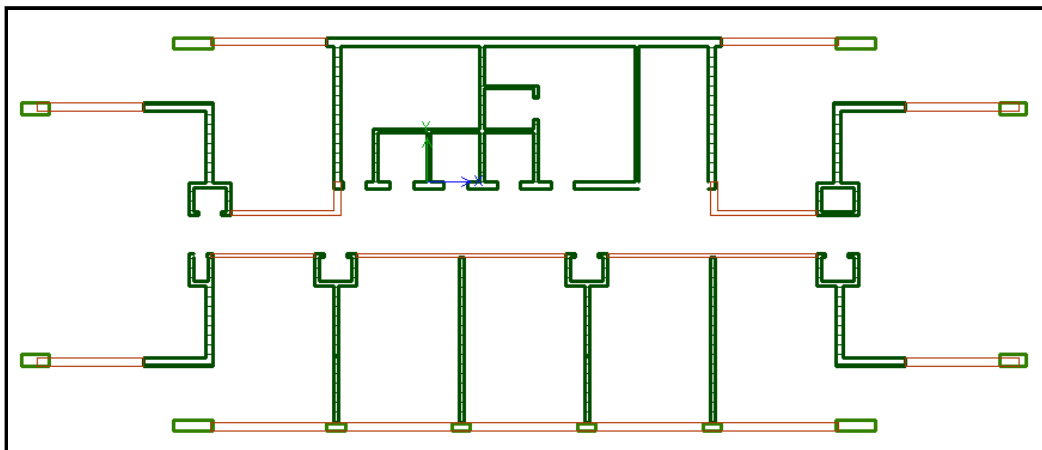


Figure 12: Schéma de la structure porteuse du 5ème au 22ème étage après modification

- On a remplacé les poutres voiles reliant les voiles périphériques aux poteaux du groupe (3), voir figure..., par des poutres courantes de section **35×50cm**. Dans ce cas, la façade ne sera plus une partie de la structure et elle sera remplacée par une charge linéique appliquée sur les poutres.
- Dans les étages d'hébergement, on a enlevé le voile reliant les gaines et on a mis à sa place une poutre **20×40cm avec la charge linéique correspondante**.
- Quelques voiles du noyau central ont été rétrécis.

Le reste de la structure est resté intact. Ces modifications ont été faites sur la base de conseils de conseils et indications données Mr. Outlioua ainsi que sur un souci d'optimiser la structure tout en respectant les contraintes architecturales et d'habitabilité propres à une construction de ce type.



c. Pré dimensionnement des éléments :

➤ Les voiles et les poteaux :

Pour la structure porteuse on a conservé les dimensions préconisées par les plans d'architecture. Ce choix est justifié par le fait que ces éléments jouent un rôle déterminant non seulement pour la structure mais aussi dans l'architecture extérieure et dans l'habitabilité à l'intérieur. Il faut signaler qu'en principe ce type d'éléments ne devraient être changés que si on se trouve des sections sous dimensionnées, ce qui est très peu probable.

➤ Les poutres :

Dans la description de la conception de la structure, on n'a cité que les poutres rigides. En fait, la structure, dont les planchers sont constitués de planchers dalles, comporte un nombre de poutres assez important surtout dans les niveaux inférieurs et supérieurs, les planchers des étages courants d'hébergement étant supportées principalement par les voiles. Cependant, leur distribution n'a pas été traitée dans notre travail. La hauteur des poutres, lorsque celle-ci n'est conditionnée par des contraintes architecturales, a été prise égale à : $\frac{l}{13}$ où l est la portée de la poutre (formule extraite de « FORMULAIRE DU BETON ARME, Victor DAVIDOVICI, éditions LE MONITEUR »).

➤ Les dalles :

A l'exception de **la dalle de transition**, en général, il a été fait usage de dalles de **16cm** d'épaisseur. Cependant pour des zones particulières, où les portées l'obligeaient, on a pris des épaisseurs de 25cm en essayant de respecter l'inégalité $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{27}$, où h_t est l'épaisseur et l la portée



III. Modélisation de la structure :

La modélisation est la création des modèles de calcul à partir de la structure réelle prédéfinie dans la phase de la conception. Le modèle choisi est supposé reproduire d'une manière approchée le comportement réel de la structure que ce soit pour le calcul statique ou pour l'analyse dynamique.

En considérant la précision souhaitée dans la réponse de la structure et les moyens de calcul disponibles, deux types de modèles peuvent être envisagés :

- Modélisation par éléments finis
- Modélisation à masses concentrées et raideurs équivalentes

La détermination d'un modèle dépend aussi de la nature de l'ouvrage et des résultats attendus, on distingue alors entre une modélisation bidimensionnelle et tridimensionnelle.

1. Choix et méthodologie de la modélisation :

Du fait des caractéristiques que présente notre structure, nous avons adopté un modèle 3D en éléments finis. Pour le premier choix, la répartition dissymétrique des rigidités exige une modélisation 3D pour tenir compte de l'apparition éventuelle d'un couplage des déformations suivant les directions principales d'un séisme. Une modélisation en éléments finis est justifiée d'une part par les difficultés que soulève l'utilisation d'une modélisation à masses concentrées de type brochette surtout pour la détermination des raideurs équivalentes et le calage de la brochette, d'autre part par la disponibilité des logiciels de calcul en éléments finis et des ordinateurs puissants.

La modélisation a été effectuée à l'aide du logiciel Robot millenium, Les différentes étapes sont les suivantes :

- Modélisation des deux structures sur CBS Pro. Saisie des données géométriques et chargement statique.
- Descente de charge statique effectuée sur CBS Pro par une méthode traditionnelle.
- Export du modèle CBS Pro sur Robot.
- Maillage sur Robot.
- Calculs dynamiques effectués sur Robot.



2. Modèle CBS Pro :

Le modèle CBS Pro a été utilisé pour le calcul de la descente de charges verticale sous les chargements statiques :

- Poids propre de la structure.
- Charges permanentes G .
- surcharges d'exploitation Q .

Le but est d'examiner en premier temps le comportement de la structure sous les charges statiques et de vérifier le pré dimensionnement des éléments porteurs de la structure. Cette étape est nécessaire pour valider notre modèle de calcul sous charges statiques.

3. Modèle Robot :

Pour réaliser une modélisation complète en élément finis, le modèle CBS Pro est exporté sur Robot : Les caractéristiques géométriques et les charges statiques sont identiques au modèle CBS Pro.

Les éléments porteurs de la structure sont modélisés sur Robot comme suit :

- Les dalles et les voiles par des éléments de coques épaisses. Pour éviter la constitution des moments d'encastrement suite à cette modélisation, nous avons débloqué la rotation suivant l'axe de la jonction dalle-voile à l'aide de l'option relâchement linéaire présent dans Robot.
- Les poutres et les poteaux par des éléments filaires. Dans notre étude nous avons choisi de considérer les poteaux comme éléments secondaires dont les extrémités sont définis par des rotules. L'effet de portique est alors négligé et le contreventement sera uniquement assuré par les voiles.



4. Le maillage :

La modélisation en éléments finis varie du médiocre à l'excellence suivant la finesse du maillage choisie. Le choix de la taille et le nombre des éléments doit être suffisant pour que la modélisation soit physiquement valable.

Le logiciel Robot génère le maillage des structures de types plaques et coques en passant par deux étapes :

- La première étape concerne la définition des panneaux pour lesquelles le maillage par éléments finis sera généré. Ces panneaux modélisant les voiles et les planchers de la structure sont reconnus lors du maillage par leurs contours. De ce fait, deux contours distincts ne peuvent avoir en commun que des points situés sur leurs bords communs, Cette condition exclut le recouvrement entre deux éléments.
- Lors de la deuxième étape (après la génération du maillage avec ou sans le lancement des calculs), le maillage par éléments finis surfaciques est généré suivant les paramètres définis dans la boîte de dialogue Préférences de l'affaire (option Maillage EF).

Les méthodes de génération du maillage par éléments finis sur Robot sont:

- *Maillage simple (méthode de Coons)*
- *Maillage complexe (méthode de Delaunay)*
- *Sélection automatique de la méthode de maillage (par défaut).*

En premier lieu, nous avons lancé les calculs sans définir le maillage par une des méthodes précitées ; le programme a procédé à un maillage par défaut. Les calculs sont interrompus et le maillage ainsi obtenu présente des erreurs d'incohérence du maillage sur les bords.

Après une longue réflexion et pour palier à ce problème, le maillage est généré dans un deuxième temps par la méthode de Coons puis par celle de Delaunay, la structure maillée présente toujours des erreurs d'incohérence du maillage sur les bords mais cette fois la densité de ces erreurs est nettement réduite par rapport à la méthode automatique (par défaut).

L'examen de ces erreurs montre que le problème réside dans le fait que la frontière commune entre deux éléments concernés n'est pas définie d'une manière unique : par exemple, elle peut passer par trois nœuds pour un élément alors qu'elle est définie par deux



nœuds pour l'autre. Puisque le problème de non unicité de la frontière entre deux domaines revient à une erreur de discrétisation géométrique, nous étions alors obligés d'intervenir localement pour corriger le maillage cas par cas. La correction consiste au raffinement du maillage au niveau des éléments frontières présentant les incohérences.

La solution était bien satisfaisante et on a opté enfin par la méthode de Delaunay qui a engendrée moins d'erreurs dans la génération du maillage (trois cas d'incohérence du maillage sur les bords sur les milliers d'éléments du modèle).

Description de la méthode de Delaunay

La méthode de triangulation de Delaunay consiste à diviser une surface 2D quelconque en un maillage composé de triangles. Le maillage de Delaunay gère très bien les trous dans les contours, pourtant il faut les définir préalablement en tant que bords du contour. Dans la méthode de Delaunay, l'utilisateur peut influencer sur le type du maillage généré, pour cela les options de la zone Eléments finis sont utilisées. L'utilisateur peut sélectionner le type d'éléments finis.

Dans le logiciel, deux types d'éléments finis surfaciques sont disponibles :

- Eléments triangulaires à 3 ou à 6 nœuds.
- Eléments quadrangulaires à 4 ou à 8 nœuds.

Nous avons sélectionné des éléments finis triangulaires à 3 nœuds, car certaines options peuvent fonctionner de façon incorrecte dans le cas du choix des éléments triangulaires à 6 nœuds comme :

- ✓ Relâchements linéaires.
- ✓ Ajustement du maillage entre les panneaux et entre les panneaux et les barres.

5. Modélisation du sol :

La réponse dynamique de la structure dépend de la nature du mouvement sismique, des propriétés dynamiques de l'ouvrage et de celles du sol : il y a donc interaction sol-structure. D'une manière générale, la déformabilité du sol entraîne :

- Un allongement de la période de vibration du premier mode notamment, qui peut provoquer une variation en plus ou en moins de la valeur de l'accélération selon la zone où l'on se situe sur le spectre élastique.



- Un amortissement non négligeable puisque toujours supérieur à celui des matériaux de la structure : ne pas prendre en compte cet amortissement conduit à surestimer la réponse.

Notre immeuble est fondé sur un terrain formé de schistes sains dont les caractéristiques mécaniques sont formidables : la portance du sol atteint **10 bars**, le coefficient de raideur verticale est de l'ordre de **8000T/m³**. Ainsi, on a modélisé l'interaction verticale par l'application de ce coefficient de raideur au radier. D'autre part, en ce qui concerne les raideurs horizontales, on les a pris **quasi-infinies**. Cela, afin d'éviter des concentrations de contraintes, qui n'ont pas lieu d'être, au niveau des coins, que **Robot** prend comme encastres. En fait, les caractéristiques géotechniques du site, impliquant une déformabilité négligeable du sol, nous dispense de faire une étude plus poussée de l'interaction sol-structure ; ses déformations seront toujours négligeables par rapport à ceux de la structure.

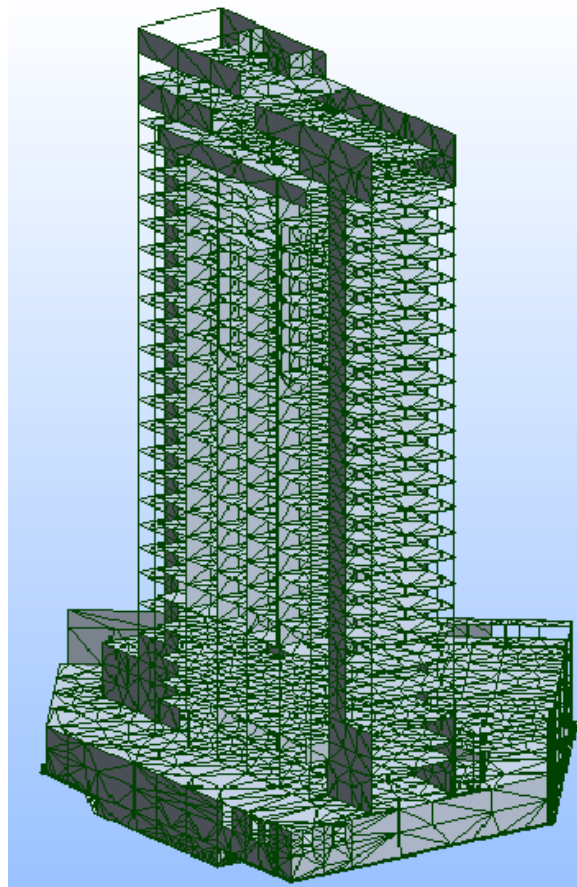


Figure 13: Vue de la structure



6. Modélisation des charges statiques :

Les charges appliquées statiquement sur notre structure sont de deux types, les charges statiques verticales et les charges horizontales du vent modélisées comme statiques sur Robot.

a. Charges verticales :

- **Poids propre** : Le poids propres de la structure est reconnu automatiquement par le logiciel, le poids pris du béton armé est de 2500 Kg/m³.
- **Charges permanentes** : Ces charges sont reportées sur les planchers des différents niveaux en respectant les exigences de la norme NF P 06-004.

Nature	Valeur Kg/m ²
Chape et Revêtement	150
Faux Plafond (Staff)	50
Cloisons Légères	70
Cloisons Lourdes	250
Complexe étanchéité en terrasse	250

Tableau 1: Valeurs des charges permanentes adoptées

Pour la structure modifiée, les voiles écartés sont remplacé par des cloisons lourdes dont les charges équivalentes sont appliquées linéairement sur les poutres qui les supportent.

Nature	Valeur (Kg/m ²)
Hébergement (chambres supérieur, suites, appartement, etc.	150
Circulations et Escaliers.	250
Bureaux simples	250
Bureaux paysagers	350
Balcon et terrasses individuels	250
Salle plénière	500
Salle de réunion simple	250
Hall de réception lobby	400
Cuisine	400
HAMMAM SPA et FITNESS	250
Parking	250
Terrasse accessible	150
Terrasse non accessible	100
Locaux techniques	500
Salle de réunion divisible	400

Tableau 2: Valeurs des charges d'exploitation adoptées



b. Le Vent:

Le vent agit sur les structures, mais il est lui-même modifié par les obstacles qu'il rencontre. Il y a donc interaction entre l'air et l'ouvrage, qui subit ses effets ; interaction est d'autant plus marquée que la structure est légère et élancée. La détermination des charges dues au vent sur une structure élancée doit prendre en compte l'environnement proche de la structure, ainsi que les caractéristiques dynamiques (fréquences et déformées des modes propres) et aérodynamiques (forme, porosité) de la structure étudiée. Certains effets aéroélastiques, comme le détachement tourbillonnaire (Tourbillons de Karman), qui conduisent à un couplage entre le vent et les vibrations, doivent également être considérés pour des structures particulièrement sensibles. C'est pourquoi il faut distinguer entre deux types d'actions résultantes due au vent : **les actions parallèles et celles perpendiculaires à la direction du vent.**

Dans le cas des bâtiments élancés, on s'intéresse aux sollicitations d'ensemble du bâtiment, la prise en compte des effets locaux sur les parois est sans intérêt car la totalité des charges sont absorbées par les planchers par effet de diaphragme.

i. Actions parallèles à la direction du vent

La formule qui donne la pression dynamique du vent, dans une direction donnée, au niveau h est :

$$P = C_t \cdot q_{10} \cdot K_h \cdot \delta \cdot K_s \cdot K_m \cdot \beta$$

La définition et les valeurs réglementaires des différents paramètres sont données en ordre :

- **Le coefficient trainée $C_t = C_{t0} \gamma_0$** est lié aux effets aérodynamiques provoqués par la forme et la section transversale de la structure

$C_{t0}=1,3$ pour les bâtiments tours (Tableau VII du NV65)

γ_0 relatif à chacune des façades est fonction du rapport de dimension de la façade considérée et du rapport $\lambda=b/a$ équivalent (Figure R-III-5 du NV65)

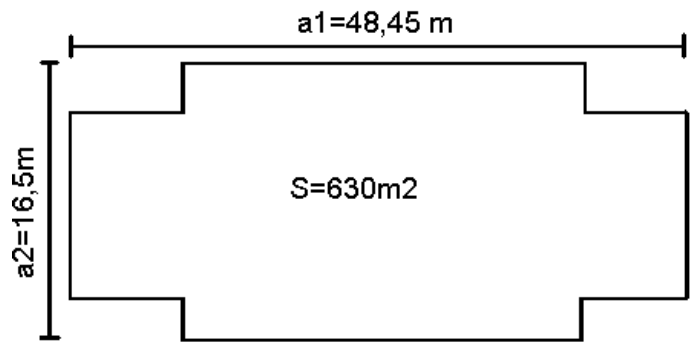


Vent normal à la grande face

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_b = H/a_1 = 96,8/48,45 = 1,7 \\ b_1/a_1 = 13/48,45 = 0,27 \quad \text{On trouve } \gamma_0 = 1 \end{array} \right.$$

Vent normal à la petite face

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_b = H/a_2 = 82,3/16,5 = 4,98 \\ b_1/a_1 = 16,5/38,18 = 0,27 \quad \text{On trouve aussi } \gamma_0 = 1 \end{array} \right.$$



D'où le coefficient de traînée pris dans les deux directions du vent est **$C_t = 1,3$**

- **La pression dynamique de base normale**(ou extrême) est donnée selon la répartition de la carte du vent du Maroc, L'immeuble est située dans la région I pour laquelle on a :

Pour un vent normal : **$q_{10} = 53,5 \text{ dan/m}^2$**

Pour un vent extrême **$q_{10} = 93,63 \text{ dan/m}^2$**

- Pour tenir compte de **la variation de la pression dynamique de base suivant la hauteur h** de la construction, la pression de base est multipliée par un coefficient K_h défini par la formule (Voir III-1,241 NV65) :

$$K_h = 2,5 \cdot \frac{h + 18}{h + 60}$$

- **Le coefficient de réduction δ** tenant compte des dimensions est donné par les règles NV65 (Figure R-III-2) en fonction de la hauteur de la construction et du niveau pris en considération.
- **Le coefficient de site K_s** dépend de la nature du site d'implantation de la construction, dans notre cas, la structure étudiée se trouve au voisinage de l'océan. Donc dans un site exposé pour lequel **$K_s = 1,35$** (III-1,242 du NV65).
- Il y a **effet de masque** lorsque la construction est masquée partiellement ou totalement par d'autres constructions ayant une grande probabilité de durée. En ce qui concerne notre cas, le bâtiment peut être considéré comme isolé .Donc **$K_m = 1$** .



- Le coefficient de majoration dynamique β est fonction de la période propre de vibration de la construction et du niveau pris en considération, est lié aux effets de résonance provoqués par les oscillations de la tour. Ce coefficient est donné par la formule suivante :

$$\beta = \theta (1 + \tau \xi)$$

θ est un coefficient dépendant du type de la construction, $H=82,3 > 60$ donc $\theta=1$ (R-III-1,511 du NV65)

Le coefficient τ de pulsation est donné par le diagramme R-III-4 du NV65 en fonction de la hauteur considéré.

Le coefficient ξ est déterminé à partir de la période T du mode fondamental de la structure (Figure R-III-3 des règles NV65)

$$T = 0,08 \frac{H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{H}{L+H}}$$

Avec H : hauteur total du bâtiment, $H=96,8m$; L : dimension en plan dans la direction considérée

Pour un vent normal à la grande face, $L_x=48,45m$ ce qui donne $T_y=0,75 s$ d'où $\xi_y=0,5$

Pour un vent normal à la petite face, $L_y=16,5m$ d'où $T_x= 1,48s$ et $\xi_x=0,9$.

Si on considère le cas du vent extrême, le coefficient de majoration dynamique à prendre est $(1+\theta/2) \beta$ pour les deux directions du vent.



→ Coefficients dépendant de la hauteur h

Niveau	Hauteur	Kh	δ	τ	β_x	β_y
Terrasse	96,80	1,7642	0,90	0,255	1,128	1,23
25	92,20	1,7473	0,90	0,26	1,13	1,234
24	89,00	1,7296	0,90	0,265	1,133	1,239
23	85,80	1,7111	0,90	0,271	1,136	1,244
22	82,60	1,6969	0,90	0,27	1,135	1,243
21	80,25	1,6768	0,90	0,273	1,137	1,246
20	77,05	1,6556	0,90	0,28	1,14	1,252
19	73,85	1,6333	0,90	0,285	1,143	1,257
18	70,65	1,6098	0,90	0,29	1,145	1,261
17	67,45	1,585	0,90	0,296	1,148	1,266
16	64,25	1,5587	0,90	0,3	1,15	1,27
15	61,05	1,5309	0,87	0,305	1,153	1,275
14	57,85	1,5014	0,84	0,31	1,155	1,279
13	54,65	1,4701	0,81	0,315	1,158	1,284
12	51,45	1,4367	0,79	0,319	1,16	1,287
11	48,25	1,4011	0,75	0,325	1,163	1,293
10	45,05	1,363	0,73	0,33	1,165	1,297
9	41,85	1,3222	0,72	0,333	1,167	1,3
8	38,65	1,2784	0,72	0,335	1,168	1,302
7	35,45	1,2311	0,72	0,345	1,173	1,311
6	32,25	1,1801	0,72	0,348	1,174	1,313
5	29,05	1,1248	0,72	0,35	1,175	1,315
4	25,85	1,0646	0,72	0,358	1,179	1,322
3	22,05	0,9859	0,72	0,36	1,18	1,324
2	18,85	0,8982	0,72	0,36	1,18	1,324
1	16,50	0,816	0,72	0,36	1,18	1,324
RDC	12,00	0,75	0,72	0,36	1,18	1,324

Tableau 3: Coefficients de calcul du chargement du vent dépendant de la hauteur calculés au niveau des planchers hauts des différents étages



→ **Evaluation des charges appliquées aux planchers**

Les effets du vent sont modélisés par des charges linéaires appliquées aux planchers, ces derniers jouant le rôle de diaphragmes transmettant les charges horizontales aux éléments de contreventement de la structure. Chaque plancher est supposé reprendre la moitié de la pression appliquée aux parois en dessus et en dessous du niveau considéré.

Niveau	Hauteur étage	Vent normal				Vent extrême			
		Vent normal à la grande face		vent normal à la petite face		Vent normal à la grande face		vent normal à la petite face	
		Pression	charge linéaire	Pression	charge linéaire	Pression	charge linéaire	Pression	charge linéaire
Terrasse	-	167,28	267,65	182,42	291,87	292,76	468,42	319,25	510,79
25	3,2	166	533,26	181,28	581,92	290,52	933,26	317,26	1018,41
24	3,2	164,64	529,03	180,05	578,13	288,14	925,86	315,1	1011,79
23	3,2	163,51	455,55	179,12	498,54	286,15	797,25	313,47	872,5
22	2,35	161,79	450,98	177,18	493,96	283,15	789,26	310,09	864,47
21	3,2	160,02	514,89	175,39	564,13	280,05	901,11	306,96	987,27
20	3,2	158,42	509,5	173,98	559	277,24	891,67	304,48	978,3
19	3,2	156,55	503,95	172,17	553,85	273,98	881,96	301,32	969,28
18	3,2	154,56	497,77	170,21	547,82	270,49	871,15	297,89	958,74
17	3,2	152,48	491,26	168,21	541,48	266,86	859,76	294,38	947,64
16	3,2	147,64	480,2	163,05	530,02	258,39	840,4	285,35	927,58
15	3,2	140,3	460,71	155,15	509,12	245,54	806,29	271,53	891,02
14	3,2	132,95	437,21	147,23	483,81	232,68	765,15	257,66	846,71
13	3,2	126,38	414,94	140,14	459,79	221,18	726,18	245,26	804,67
12	3,2	118,98	392,59	132,08	435,55	208,23	687,06	231,15	762,25
11	3,2	111,65	369,02	124,14	409,94	195,4	645,81	217,25	717,44
10	3,2	106,49	349,02	118,55	388,3	186,36	610,82	207,48	679,56
9	3,2	102,54	334,44	114,25	372,48	179,45	585,3	199,94	651,87
8	3,2	99,03	322,51	110,4	359,43	173,31	564,43	193,21	629,04
7	3,2	95,56	311,35	106,81	347,53	167,24	544,89	186,92	608,21
6	3,2	91,46	299,24	102,31	334,58	160,07	523,69	179,05	585,55
5	3,2	86,95	285,46	97,31	319,39	152,18	499,59	170,31	558,97
4	3,8	81,72	294,39	91,64	329,82	143,01	515,21	160,38	577,22
3	3,2	75,15	298,05	84,32	334,33	131,52	521,61	147,57	585,11
2	2,35	68,37	252,17	76,71	282,95	119,65	441,33	134,25	495,18
1	4,5	62,46	182,78	70,08	205,08	109,31	319,88	122,65	358,92
RDC	4,8	29,91	140,7	33,56	157,87	52,35	246,23	58,74	276,28

Tableau 4: Efforts linéiques appliqués au niveau des planchers haut des différents niveaux

→ Modélisation du vent sur Robot

Pour évaluer l'effet du vent et vu la dissymétrie de la structure, nous avons appliquée les charges du vent, normal et extrême, dans les deux sens de chacune des directions principales, soient au total 8 cas de charges pour les vents extrême et normal.

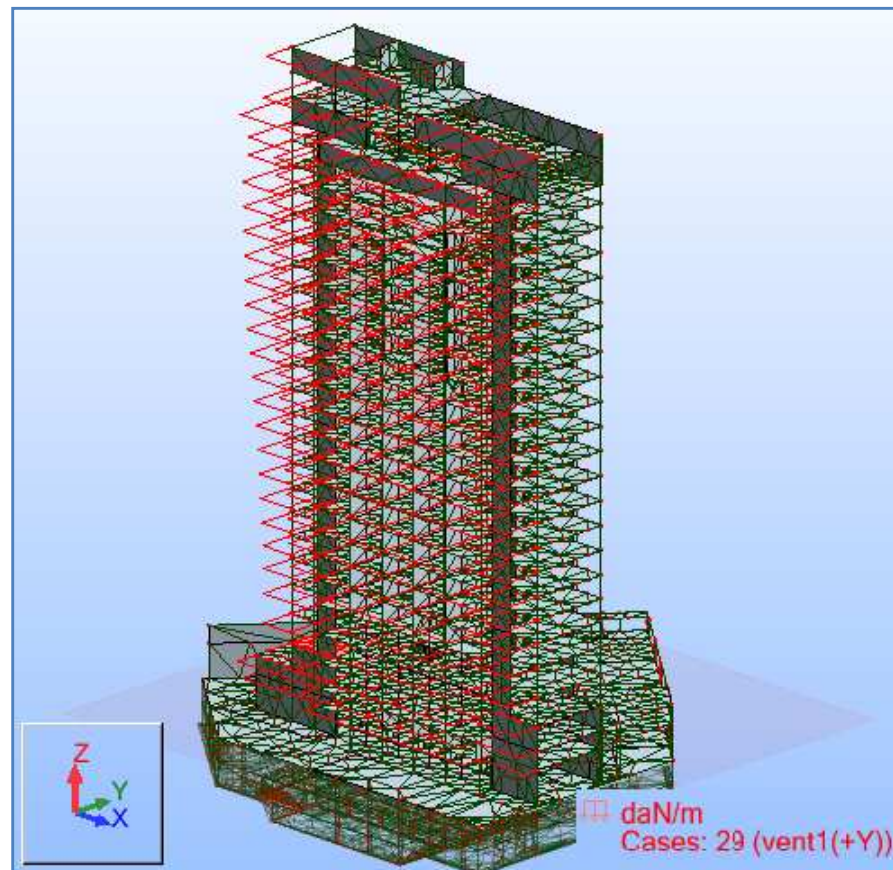


Figure 14: Vue représentant un cas de charge du vent; vent normal à la grande face

ii. Actions perpendiculaires à la direction du vent

Pour la prise en compte de l'action des tourbillons de Bénard Karman, on admet que la construction est soumise à une force de dérive périodique perpendiculaire à la direction du vent et de répartition triangulaire, et dont l'action est assimilée à celle d'une force statique.

D'après la théorie de Bernard-Karman, il y a résonance lorsque la période des tourbillons de Bénard-Karman coïncide avec la période propre de la construction. Cette dernière oscille alors perpendiculairement à la direction du vent.



La théorie de Karman montre que la période des tourbillons est donnée par :

$$T_k = d/SV$$

V : étant la vitesse du fluide

d : la largeur du maître-couple

S : un nombre dit nombre de Strouhal, fonction de la rugosité des surfaces, de la forme de la construction et de la viscosité du fluide

T étant la période de vibration propre de la construction, il y a résonance lorsque **T=T_k**, et par suite :

$$V_{cr} = d/ST$$

L'augmentation de la vitesse du vent diminue la possibilité de mise en résonance. On a donc admis arbitrairement qu'à partir de la vitesse de **25 m/s**, il était inutile de faire un calcul à la résonance.

→ détermination de la vitesse critique

Dans la direction normale à la grande face, **d=48,45m**, **T=0,75s** et **S=0,25** (la valeur recommandée pour les bâtiments tours est comprise entre 0,25 et 0,3). La vitesse critique est très élevée.

Dans la direction normale à la petite face, **d=16,5m**, **T=1,48s** et **S=0,25**. La vitesse obtenue est de l'ordre de **44m/s**.

Pour les deux cas, il n'ya pas de risque de formation des tourbillons de Karman, donc les actions perpendiculaires à la direction du vent seront négligées.



IV. Chargement sismique :

1. Selon l'RPS 2000 :

Il est défini à partir du règlement RPS 2000. Pour une structure dont la hauteur dépasse les 60 mètres, comme notre cas, le règlement stipule il est « admis » d'utiliser une des deux approches dynamiques pour l'analyse de l'action sismique :

- **L'analyse modale spectrale** : Elle fournit les effets maximaux d'un séisme sur une structure à partir d'un spectre de calcul réglementaire.
- **L'Analyse temporelle (transitoire)** : qui donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps en se basant sur un accélérogramme adapté au site de la construction.

En réalité, les deux méthodes sont basées sur le même principe ; La décomposition modale. C'est-à-dire, ramener l'étude vibratoire d'une structure à N degrés de libertés à celle d'un nombre réduit n (suffisamment grand) d'oscillateurs simples (modes de vibration). La différence entre elles, réside dans le fait que pour l'analyse spectrale, la réponse des oscillateurs élémentaires (une constante) est obtenue à partir d'un **spectre réglementaire** alors que pour l'analyse temporelle, on utilise **l'intégrale de Duhamel de l'accélérogramme du site** pour avoir la réponse (une fonction temporelle).

Il faut signaler que les spectres de calcul ne sont plus déduits mathématiquement d'un accélérogramme précis mais sont devenus des entités autonomes, artificiellement façonnées en fonction des divers impératifs de protection parasismique.

2. Dans notre étude :

Le logiciel Robot Millenium, sur lequel nous avons travaillé, permet l'utilisation des deux méthodes précédentes (modale spectrale et temporelle) en laissant la possibilité de définir un spectre de dimensionnement ou un accélérogramme personnalisé.

Cependant, même si l'RPS 2000 présente la possibilité d'employer la méthode temporelle, le document ne fournit aucun accélérogramme adapté au contexte marocain. Donc, on pourrait croire que le règlement nous incite à utiliser des accélérogrammes « synthétiques » déterminés par le calcul à partir des spectres réglementaires. Néanmoins, il faut avoir à l'esprit que la méthode temporelle reste très difficile à mettre en œuvre vue l'énorme volume de calculs qu'elle implique. Par conséquent, son utilisation est réservée à

des cas très particulier, à savoir ; l'étude non linéaire pour la prise en compte du décollement de fondations ou l'analyse de l'entrechoquement de deux blocs voisins.

Donc, on a du se contenter d'utiliser la méthode modale spectrale, choix plus que justifié si on prend en considération que c'est la méthode la plus répandue actuellement à l'échelle internationale. Heureusement, le logiciel Robot Millenium offre aussi la possibilité de travailler avec les spectres réglementaires de plusieurs normes parasismique nationales entre les quelles se trouve l'R.P.S. 2000.

Ainsi, on n'a eu qu'à rentrer les paramètres réglementaires permettant la définition du spectre de dimensionnement adéquat pour notre structure. Ces paramètres sont :

- Le type de site.
- La zone de sismicité.
- La classe de priorité du bâtiment.
- Le facteur de comportement.

3. Les paramètres réglementaires :

a. Le type de site :

Les fondations se trouvent sur un sol rocheux constitué de schistes sains. On est, donc, sur un site de **type 1**.

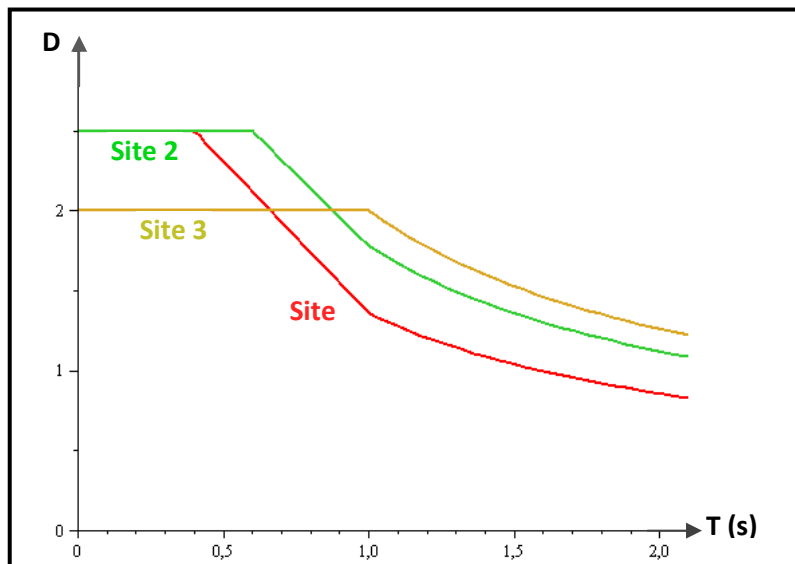


Figure 15: Représentation graphique du facteur d'amplification dynamique des 3 types de sites réglementaires dans l'R.P.S. 2000

Le type de site joue un rôle très important dans la définition du chargement sismique. En effet, Il détermine l'allure de la courbe du facteur d'amplification dynamique **D** en



fonction de la période. C'est-à-dire, le spectre de dimensionnement à un facteur multiplicatif près. **La figure 15**, montre les courbes du facteur D pour les 3 types de sites distingués dans l'R.P.S. 2000.

Il est évident que pour une construction située dans site de type 1 (sols rigides), il est avantageux de réduire la rigidité de la structure afin de profiter du fait que le spectre de dimensionnement pour ces sites présente relativement une faible densité pour les moyennes et basses fréquences ($T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$).

b. La zone de sismicité :

La construction se trouve dans **la zone 2** caractérisée par une accélération maximale du sol de **0,08. g**

c. La classe de priorité du bâtiment :

Il s'agit d'une construction destinée essentiellement à l'hébergement. Elle est de classe II ; **importance non vitale**.

d. Le facteur de comportement :

Dans le règlement **R.P.S. 2000**, le facteur de comportement est fonction du **niveau de ductilité** requis de la structure et du **système de contreventement** de celle-ci.

Pour une construction de **classe II** située dans la **zone 2**, comme la notre, on doit avoir un niveau de ductilité **ND1**. Ce qui implique que la réponse sismique doit évoluer essentiellement dans le domaine élastique et que le règlement n'exige pas de prescriptions spéciales pour la structure.

Pour le système de contreventement, on considère que celui là est assuré essentiellement par **les refends**. On obtient ainsi un facteur de comportement de **1,4**.

Il faut savoir que le facteur de comportement est un coefficient sur le quel on divise les sollicitations sismiques. En effet, plus la structure n'est ductile, les efforts qui vont s'y développer sont moindres. Ce qui est tout à fait logique ; car les efforts sismiques sont due à la transmission des actions par les liaisons. Donc, même si les forces d'inertie sont grandes, les liaisons ne pourront transmettre que des forces inférieures à leur capacité de résistance. En d'autres termes, à cause de la ductilité, à un certain niveau, même si les déformations

augmentent, la force qui se développe stagne car la liaison évolue dans le domaine plastique. Néanmoins, il ne faut pas dépasser la capacité de déformation plastique afin d'éviter la ruine de la structure.

En vue, de prendre en compte la ductilité de la structure, on fait diminuer l'action sismique, pour avoir des déformations réalistes tout en utilisant un modèle élastique linéaire (voir figure ci-dessous).

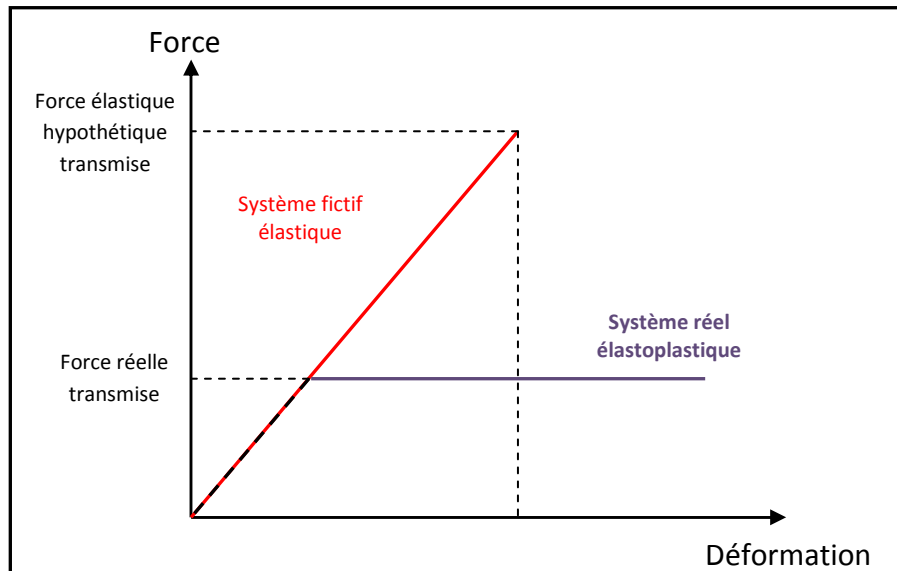


Figure 16: Equivalence des diagrammes élastiques et élasto-plastique

4. Analyse dynamique dans le logiciel Robot Millenium:

a. Paramètres de l'analyse modale de la structure :

i. Le nombre de modes

Dans cette étape le logiciel recherche les modes propres de vibrations de la structure avec les quelles on approche son comportement dynamique. Le nombre de modes qu'il doit calculer, est un paramètre que l'utilisateur peut choisir de façon arbitraire. D'après la littérature, Une structure de type I.G.H. qui présente un niveau appréciable de complexité, nécessite l'extraction de plusieurs dizaines de modes. Ce nombre ne doit pas être pris au hasard ; il faut que la superposition des modes calculés donne une représentation aussi exacte que possible du comportement de la structure. Le paramètre dont l'utilisation est la plus répandue et qui est, d'ailleurs, calculé par Robot Millenium, pour évaluer la représentativité des modes, est la masse modale effective cumulée des modes suivant les 3 directions de l'espace.



Par définition, la masse modale effective pour un mode, est la masse qui, accélérée par l'accélération correspondante à la période propre du mode dans le spectre de réponse du séisme, donne une force d'inertie égale à l'effort propre à la réponse de la structure sur ce mode. Pour, relativiser cette notion par rapport à une direction donnée de l'espace, il faut que le spectre de réponse ainsi que la réponse de la structure soit pris suivant cette même direction (voir annexe...).

Ainsi, après quelques essais de calcul, on a décidé de s'arrêter au **70^{ème} mode**, puisque les pourcentages cumulés de participation en masse n'évoluaient plus, pratiquement, avec l'augmentation du nombre de modes.

ii. Le mode résiduel :

Même avec ce nombre important de modes, les pourcentages de participation en masse cumulée sont loin des 90% que recommande plusieurs auteurs et règlement, notamment le PS92 français. Cela était prévisible, si on considère le fait que la construction est fondé par l'intermédiaire d'un radier général, qui à lui seul constitue presque 20% de la masse de la structure, fondé sur un sol raide (sol rocheux de **8000 T/m³** de raideur verticale), ce qui provoque un comportement quasi-rigide vis-à-vis de l'action sismique.

Le logiciel Robot Millenium offre l'option d'utiliser un mode résiduel (appelé pseudo mode) qui permet de prendre en compte dans l'analyse sismique la masse totale de la structure, sans augmenter le nombre de périodes propres de vibration calculées. En effet, pour chaque mode, dans chaque nœud dans chacune des directions X, Y, Z, la masse qui agit est calculée comme résultat de la division de la valeur de la **force pseudo-statique** par **l'accélération** correspondant à la fréquence donnée sur **le spectre réglementaire** utilisé. Ensuite, la masse mobilisée dans chaque nœud est obtenue par une sommation sur tous les modes. Enfin, les efforts pseudo statique pour le mode résiduel sont calculés comme résultat de la multiplication des valeurs des **masses manquantes** dans les nœuds pour les directions successives par l'accélération correspondant à une fréquence donnée. Cette fréquence peut être choisie arbitrairement par l'utilisateur comme elle peut être prise égale à la dernière fréquence propre calculée. Le plus important, c'est d'utiliser une fréquence située sur le palier du spectre de dimensionnement.



D'après l'aide sur Robot, cette option ne fonctionne correctement que si l'analyse modale utilise la matrice de masse concentrée sans rotations.

iii. La matrice des masses :

Parmi, les 3 types de matrices de masses dans le logiciel ; cohérente, concentrée sans rotation et avec rotations, nous nous sommes décidés pour la forme la plus simple; à savoir, **une matrice concentrée sans rotations.**

D'abord, parce que, comme nous l'avons déjà cité, l'option du mode résiduel ne fonctionne correctement que si ce type de matrice est utilisée. En plus, les deux autres types de matrices, prennent en compte les degrés de liberté en rotation. A ces masses correspondent des couples ou des accélérations agissant en rotation qui peuvent entraîner des difficultés d'interprétation lors de la justification de la résistance. On utilise donc exclusivement des masses en translation.

iv. Méthode de résolution :

Dans notre travail, nous n'avons pas fait une comparaison entre les différentes méthodes de résolution disponibles sur Robot. Néanmoins, nous avons eu la chance de bénéficier de l'expérience du travail de fin d'étude réalisé l'année dernière par nos collègues A. BLIHA et A. DERRAZ. Dans leur mémoire, ils expliquent que la méthode la plus adéquate pour leur structure, était celle utilisant le solveur « SPARSE » et la méthode de calcul dynamique de « Cornelius Lanczos ». En plus, ils conseillent d'éviter le solveur itératif et les méthodes de calcul dynamique propres à ce type de solveur. Car, il peut rendre le temps de calcul très lent.

De sa part, l'aide sur Robot affirme que les deux méthodes « SPARSE+méthode de Lanczos » et « SPARSE+ méthode d'itération sur le sous-espace par blocs » sont fortement recommandées pour des structures de tailles moyenne et spécialement celles de grande échelle lorsque un grand nombre d'Eigen-paires est nécessaire. Cependant, à différence de ce qu'ont trouvé nos collègues, l'aide sur Robot affirme que la méthode d'itération sur le sous espace par blocs est généralement plus rapide que celle de Lanczos.

Pour toutes ces raisons, nous avons décidé de travailler en utilisant la méthode **« SPARSE+ méthode d'itération sur le sous-espace par blocs ».**



b. Méthode de calcul des efforts sismiques sur Robot :

Après avoir effectué l'analyse modale de la structure, on dispose d'une décomposition de la structure, un oscillateur à plusieurs degrés de liberté (des dizaines de milliers), en un système réduit d'oscillateurs à un degré de liberté (70 dans notre cas, le mode résiduel étant calculé après). Puis, le logiciel calcule la réponse pour chacun de ces oscillateurs indépendants. Cette réponse est donnée par la résolution du cas statique sollicité par forces pseudo statiques:

$$[K] \cdot \{U_{i,max}\} = \frac{\{\Phi_i\}^T [M] \{r_{dir}\}}{\{\Phi_i\}^T [M] \{\Phi_i\}} * S_a(T_i) * [M] \cdot \{\Phi_i\}$$

Où :

- [K] et [M] matrices de rigidités et de masses.
- $\{U_{i,max}\}$ est le vecteur des déplacements maximaux relatif au mode i.
- $\{r_{dir}\}$ est le vecteur de translation unitaire suivant la direction ($dir = X, Y, Z$).
- $\{\Phi_i\}^T [M] \{\Phi_i\}$ est la masse généralisée relative au mode i (Les vecteurs modes propres peuvent être choisis de telle sorte que $\{\Phi_i\}^T [M] \{\Phi_i\} = 1$).
- $\frac{\{\Phi_i\}^T [M] \{r_{dir}\}}{\{\Phi_i\}^T [M] \{\Phi_i\}}$ est le facteur de participation en masse (FPM) du mode i dans la direction ($dir = X, Y, Z$).
- $S_a(T_i)$ représente l'accélération du spectre pour la période T_i du mode.
- $\frac{\{\Phi_i\}^T [M] \{r_{dir}\}}{\{\Phi_i\}^T [M] \{\Phi_i\}} * S_a(T_i) * [M] \cdot \{\Phi_i\}$ constitue le vecteur forces pseudo-statiques appliquées pour le mode i.

Pour obtenir la réponse (efforts et déplacements maximaux) de la structure considérée comme oscillateur multiple, le logiciel doit combiner les réponses modales des différents modes retenus, pour chaque direction. Parmi, les plusieurs méthodes de combinaison disponibles dans le logiciel (CQC, SRSS...), nous avons retenu la méthode CQC (combinaison quadratique complète) :

$$\text{Si } X^{dir} \text{ est la réponse dans une direction } dir : X^{dir} = \sqrt{\sum_{0 \leq i, j \leq n} \alpha_{ij} X_i^{dir} X_j^{dir}}$$

Les α_{ij} étant des termes de couplage ou des coefficients de corrélation des fréquences (et éventuellement des coefficients d'amortissement) des modes i et j.



Après cette étape, on obtient les calculs correspondants aux 3 cas de charge sismiques SX, SY, SZ suivant les 3 directions de l'espace.

Il s'agit ensuite d'introduire le chargement sismique dans les combinaisons accidentelles réglementaires.

Dans les conditions réelles, les mouvements sismiques sont des mouvements qui se propagent au hasard dans les trois directions de l'espace. Pour rendre compte de ce fait, les règlements, notamment le PS92, proposent de cumuler les effets des composantes du mouvement sismique suivant les combinaisons dites de Newmark :

$$\begin{aligned} S &= \mp S_x \mp 0,3 * S_y \mp 0,3 * S_z \\ S &= \mp 0,3 * S_x \mp S_y \mp 0,3 * S_z \\ S &= \mp 0,3 * S_x \mp 0,3 * S_y \mp S_z \\ S &= \mp S_x \\ S &= \mp S_y \\ S &= \mp S_z \end{aligned}$$

C'est-à-dire 30 chargements sismiques.



V. Résultats et vérification :

1. Calculs statiques de la structure :

a. Descente de charge sur CBS :

Afin de faire une vérification rapide des dimensions des poteaux prises lors du pré-dimensionnement, nous avons effectué une descente de charge en utilisant la **méthode simplifiée**, qui utilise la méthode de calcul par surface d'influence, dans la quelle la dalle est divisée en zones qui transfèrent les charges sur les appuis spécifiques. Le choix de cette méthode en dépit des deux autres présentes dans le logiciel CBS, **simplifiée MEF** et **complète MEF**, est du au fait que les résultats de ces dernières sont très difficiles à contrôler. Car, on ne dispose d'aucune information sur le maillage (pas de visualisation) et on ne peut pas éviter les incohérences qu'il manifeste et qui faussent les résultats. Par contre, dans la méthode simplifiée utilisant les surfaces d'influence, celles-ci peuvent être vérifiés rapidement ce qui ne procure une plus grande confiance dans les calculs.

A la fin, les calculs nous ont révélé ce qu'on prévoyait, les éléments sont largement surdimensionnés. En effet, comme nous l'avons déjà évoqué, les dimensions des éléments structuraux dépendent plus de contraintes esthétiques architecturales que des charges qu'ils pourraient supporter. La preuve en est le fait que les dimensions des sections des poteaux restent invariables sur toute la hauteur de l'immeuble. Cependant, plus on est plus bas dans la tour, plus ce surdimensionnement diminue. Lorsqu'on arrive aux niveaux inférieurs, on commence à avoir des sections raisonnables ; pour un même groupe de poteaux, en lançant le pré dimensionnement offert par CBS, on obtient des sections qui orbitent autour de la section prise. Il faut signaler aussi qu'il y a des poteaux qui même dans les étages inférieurs restent toujours trop surdimensionnés.

Pour toutes ces raisons, nous avons décidé de conserver les sections initiales pour les poteaux.

b. Calculs statiques sur le logiciel Robot Millenium :

Dans le logiciel Robot Millenium, tous les calculs sont faits en utilisant la méthode des éléments finis. Pour une descente de charge statique, cette méthode fait apparaître, pour une descente de charge statique, des actions statiques qui n'ont pas lieu d'être.

En effet, comme la méthode des éléments finis prend en compte les raccourcissements différentiels entre les éléments (voiles/poteaux) sous chargement qui engendrent des déplacements et des contraintes diffusées dans les mailles, la répartition des efforts est complètement différente de celle donnée par les théories habituelles : les charges permanentes et d'exploitation donneraient des résultantes horizontales à ces actions qui n'ont pas réellement de sens physique dans le cas de ces charges. Ce phénomène est accentué dans notre structure, d'autant plus que son noyau est décalé ce qui provoque une grande disproportionnalité dans la répartition de la rigidité verticale de la structure (le côté du noyau est plus rigide que le côté opposé.)

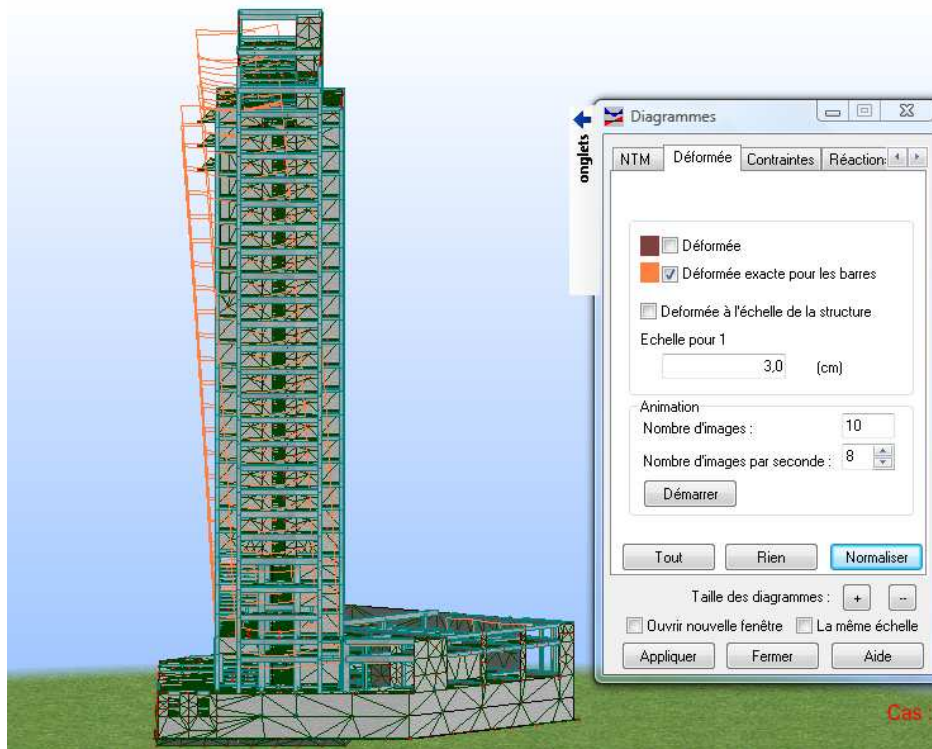


Figure 17: Déformée originale de la structure, sous l'effet du poids propre, fournie par le logiciel Robot Millenium

En réalité, ces différences de raccourcissement sont rattrapées systématiquement lors de l'exécution. En plus, les éléments structuraux en béton armé ne présentent pas, dans



la réalité, un comportement élastique aussi idéal que sur Robot ; il se produit toujours une microfissuration du béton qui permet à celui là de s'adapter à ce type de situations sans donner naissance aux efforts parasites qui apparaissent sur le modèle et dont l'accumulation peut entraîner des surdimensionnements in nécessaires.

Ainsi, la structure acquiert une déformée dont l'allure, pour le poids propre, est représentée sur **la figure 17**.

Sous l'effet du poids propre seul, la flèche maximale dans l'immeuble est de **3cm** ; valeur négligeable par rapport à la hauteur du bâtiment qui frôle les 100 mètres mais elle est suffisante pour provoquer des surcharges énormes en termes de moments aux poteaux des niveaux inférieurs, ainsi que des distorsions dans la répartition des efforts dans les éléments.

Afin d'obtenir un modèle plus proche de la réalité tout en optimisant le dimensionnement de la structure, on a fait intervenir un chargement thermique artificiel ; il s'agit d'introduire au niveau des poteaux une augmentation de température afin de compenser les raccourcissements différentiels et par suite, éviter le fléchissement de la structure. La problématique qui surgit est de savoir la température à introduire dans chacun des 471 poteaux répartis sur les 28 niveaux de la structure. Vue l'extrême complexité du problème, on ne peut qu'adopter une démarche heuristique. Une sur estimation de ces températures consiste à prendre les températures qui annulent tout raccourcissement au niveau des poteaux. Cela équivaldrait à inverser le problème ; les voiles du noyau présentant toujours des raccourcissements, la structure fléchirait, mais dans l'autre sens.

Ainsi, la meilleure solution qu'on a trouvée c'est de tâtonner moyennant un coefficient de réduction appliqué à toutes les températures jusqu'à obtenir une flèche minimale au sommet.

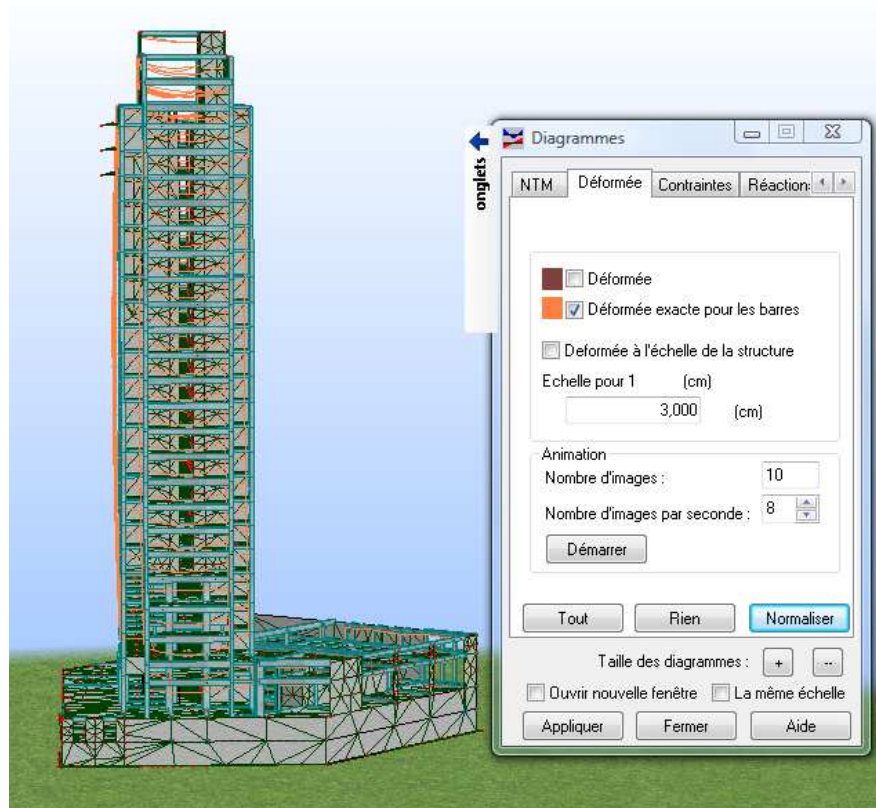


Figure 18: Déformée, après correction, de la structure, sous l'effet du poids propre, fournie par le logiciel Robot Millenium

Après quelques calculs successifs, on est arrivé à diminuer la flèche maximale de la structure des **3 centimètres** initiaux à **4mm**. Et on a obtenu, pour le poids propre la déformée sur la **figure 18**.

La même démarche a été suivie pour le chargement permanent et celui d'exploitation. Cependant, il faut signaler que le problème posé par ces deux cas de charge était moins accentué que celui concernant le poids propre.

2. Résultats de l'analyse modale

a. Périodes propres et masses effectives participantes

Comme il a été mentionné dans le paragraphe **IV.4.a.i.**, le nombre de modes mises en jeu a été poussé jusqu'à 70 modes sans atteindre la valeur réglementaire correspondante à une somme des masses modales effectives d'au moins 90% de la masse totale.



Mode	Structure initiale					structure alternative				
	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses modales en [%]			Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses modales [%]		
			Sens X	Sens Y	Sens Z			Sens X	Sens Y	Sens Z
1	0,43	2,35	0	41,38	0,04	0,38	2,63	0,01	41,26	0
2	0,78	1,28	39,89	0	0	0,59	1,68	42,36	0,01	0
3	1,03	0,97	5,81	0,03	0	1,17	0,86	1,08	0,04	0
5	2,05	0,49	3,26	0,31	0	1,87	0,53	6,49	0,27	0
6	3,04	0,33	7,57	0,41	0	2,9	0,34	6,95	0,66	0,16
8	3,32	0,3	2,06	1,09	0,25	3,08	0,32	0,01	0,01	0
9	3,59	0,28	0,03	0,03	38,82	3,29	0,3	0,36	0,15	51,11
16	4,45	0,22	0,39	0,02	0,7	4,25	0,24	0	0,09	0,07
19	4,6	0,22	0,31	0,01	0,05	4,5	0,22	0	0,01	0,15
42	5,06	0,2	0,04	0,01	0,48	5,15	0,19	0	0	0
66	5,42	0,18	0,01	0,02	0,18	5,76	0,17	0	0	0
70	5,64	0,18	0,01	0,02	0	5,78	0,17	0	0	0,01
Sans mode résiduel	Somme		60,33	62,71	57,21	Somme		61,99	63,8	70,99
71	5,64	0,18	39,67	0	0	5,78	0,17	38,02	0	0
71	5,64	0,18	0	37,28	0	5,78	0,17	0	36,18	0
71	5,64	0,18	0	0	42,8	5,78	0,17	0	0	28,99
Avec mode résiduel	somme		100	100	100	Somme		100	100	100

Tableau 5: Périodes propres et masses effectives relatives

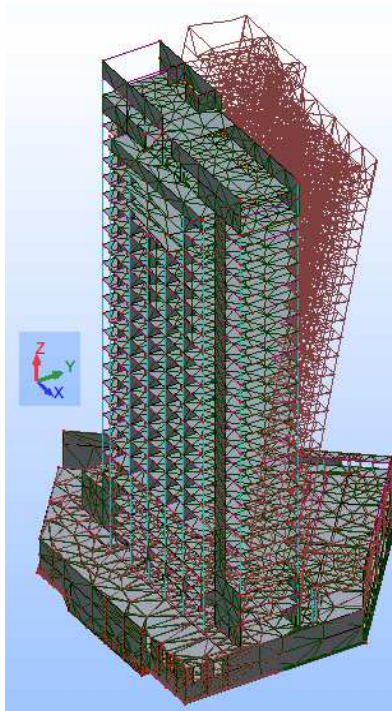
Le recours à un mode supplémentaire dans chaque direction est alors nécessaire pour corriger le défaut des masses manquantes. **Le tableau 5** présente, pour les deux structures étudiées, les caractéristiques des modes propres les plus représentatifs.

A ce stade de notre projet, on peut ressentir qualitativement et quantitativement les effets des modifications que nous avons apportées à la structure initiale. La comparaison entre les trois premiers modes prépondérantes des deux structures montre que :

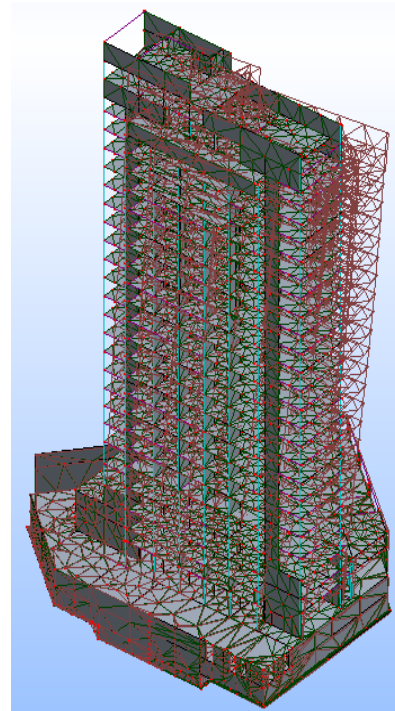
- Les périodes du mode fondamentale et du deuxième mode de la structure modifiée sont plus longues que celles de la structure initiale, les changements effectués ont bien contribué à assouplir la structure dans les deux directions principales du séisme. L'augmentation de la période fondamentale d'un bâtiment implique en générale une diminution de l'effort tranchant à la base et donc des efforts internes moindres.

- Au contraire du constat précédent, la période du troisième mode de la structure modifiée est inférieure à celle de la structure initiale. Ce mode est un mode de torsion qui génère des rotations générales autour de l'axe vertical, on peut dire que le voile enlevé de la structure de base a changé l'excentrement des masses inertielles par rapport au centre de gravité des raideurs de la structure dans les niveaux concernés. Cet effet de torsion supplémentaire ne peut être jugé défavorable si on considère en contrepartie d'une part les pourcentages des masses mobilisées dans la direction de participation maximum X, et d'autre part le fait que l'effet de l'excentrement par rapport au sens X est inévitable même dans la structure initiale.

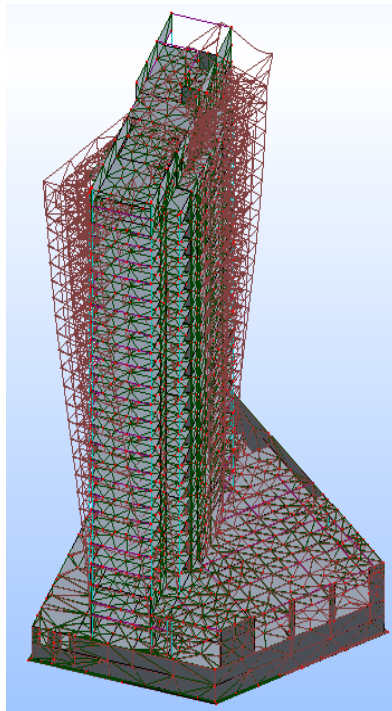
b. Déformés propres :



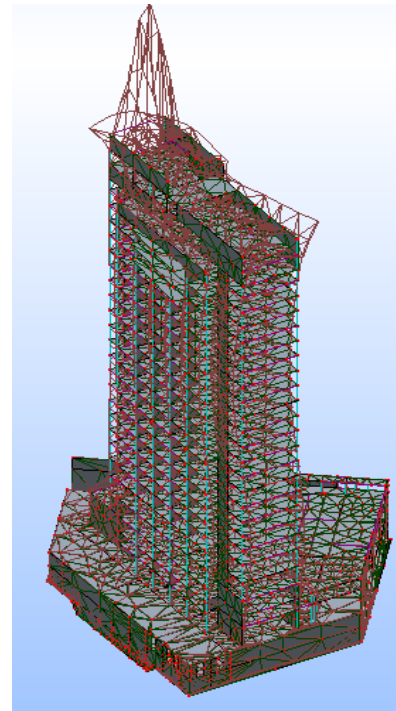
(A)



(B)



(C)



(D)

Figure 19 : A) Mode fondamental de flexion, sens y, fréquence $f=0,43$ Hz

B) Deuxième mode de flexion, sens x, fréquence $f=0,78$ Hz

C) Troisième mode de torsion, fréquence $f=1,03$ Hz

D) Mode 9, mode vertical ascendant, fréquence $f=3,59$ Hz

3. Vérification de la structure au séisme

a. Déplacements horizontaux et coefficient de comportement

Si l'analyse modale de la structure est effectuée par un calcul élastique linéaire, les déplacements produits par l'action sismique doivent être calculés sur la base des déformations élastiques à l'aide de la formule suivante :

$$d_s = q \cdot d_e$$

Avec

d_s : le déplacement d'un point structural dû à l'action sismique.

k : le coefficient de comportement de la structure.

d_e : le déplacement du même point de la structure, obtenu par une analyse linéaire basé sur un spectre de calcul.



Dans notre cas, les valeurs des déplacements déterminées par le calcul linéaire sont exploitées directement dans les vérifications effectuées. Les déplacements horizontaux obtenus à partir des chargements sismiques de calcul sont multipliés par le coefficient de comportement avant d'être écrits dans les tableaux de résultats par Robot.

b. Déplacement latéral au sommet :

Pour répondre aux exigences de fonctionnalité et de sécurité, les déformations dues aux actions d'ensemble du séisme doivent être limitées à des valeurs réglementaires prescrites par les normes appliquées. Selon le RPS 2000, la flèche totale du bâtiment **F** doit être limitée à :

$$F \leq 0,004 H$$

H étant la hauteur totale de la structure. Dans notre cas, **H=95,05** et la flèche est alors limitée à **38cm**.

Les déplacements horizontaux extrêmes sous les combinaisons de Newmark, pour les deux structures étudiées, sont donnés par le tableau suivant :

	Structure initiale		Structure modifiée	
Déplacement	UX [cm]	UY [cm]	UX [cm]	UY [cm]
MAX	4,20	11,50	6,04	12,64

Tableau 6: Déplacements maximaux des deux structures sous l'effet du chargement sismique

D'après le tableau des résultats, on constate que les déformations latérales au sommet des deux structures sont largement inférieures à la limite imposée.

D'après le tableau des résultats, on constate que les déformations latérales au sommet des deux structures sont largement inférieures à la limite imposée. On remarque en plus que les déplacements au sommet qu'a subit la structure modifiée sont plus grands par rapport à ceux engendrés dans la structure initiale : la différence est de l'ordre de **1 cm** dans la direction **Y** alors qu'elle s'écarte à **2cm** dans la direction **X**. Cela est dû effectivement aux changements effectués et surtout au grand voile que nous avons exclu de la structure initiale ; la rigidité totale de la structure est subséquemment diminuée et particulièrement suivant l'axe **X** qui fait partie du plan d'inertie principal du voile.



c. Limitation des déplacements entre étage :

Pour des raisons de fonctionnalité et de limitation du coût résultant des dommages liées aux actions sismiques, les déplacements inter-étages dus au séisme de calcul ne doivent pas dépasser des valeurs limites normatives. Le RPS 2000 limite le déplacement relatif Δ_e pour les bâtiments de classe II comme suit :

$$\Delta_e \leq 0,01 \cdot h$$

Avec : **h** la hauteur de l'étage considéré

En ce qui concerne notre cas, nous avons les valeurs limites suivantes :

Niveaux	Hauteur (m)	$\Delta_{e \text{ lim}}$ (mm)
Sous sols	3	30
Mezzanine	4,5	45
Locaux techniques	2,35	23,5
Spa et Hamam	3,8	38
hébergements	3,2	32

Tableau 7: Déplacements inter-étages limites admissibles

Les déplacements des étages **d (au niveau du plancher haut)** ainsi que les déplacements inter-étages Δ_e (entre les planchers bas et haut de l'étage) sont donnés pour les deux structures par les deux **tableaux 8 et 9**.



Structure initiale :

Niveau	Hauteur(m)	Sens X		Sens Y	
		d_x (mm)	Δ_{ex} (mm)	d_y (mm)	Δ_{ey} (mm)
25	3,2	40,1	1,3	104,2	3,2
24	3,2	38,8	-1,2	101,0	4,8
23	2,35	40,0	-0,6	96,2	3,6
22	3,2	40,6	0,5	92,6	4,6
21	3,2	40,1	1,4	88,0	4,7
20	3,2	38,7	3,5	83,4	4,7
19	3,2	35,2	1,4	78,7	4,7
18	3,2	33,8	1,5	74,0	4,7
17	3,2	32,4	1,5	69,4	4,6
16	3,2	30,9	1,5	64,8	4,6
15	3,2	29,4	1,6	60,2	4,5
14	3,2	27,8	1,7	55,6	4,5
13	3,2	26,1	1,7	51,1	4,4
12	3,2	24,4	1,8	46,7	4,3
11	3,2	22,6	1,8	42,4	4,1
10	3,2	20,8	1,8	38,3	4,2
9	3,2	19,1	1,8	34,1	3,8
8	3,2	17,3	1,8	30,3	3,7
7	3	15,5	1,6	26,7	2,8
6	3	13,9	1,5	23,8	3,2
5	3,2	12,4	1,5	20,6	2,6
4	3,8	10,9	0,0	18,1	4,3
3	3,8	10,9	5,0	13,8	4,5
2	3,2	5,9	1,8	9,3	3,6
1	2,35	4,1	1,2	5,6	1,6
0	4,5	2,9	1,7	4,1	2,4
-1	3	1,2	0,6	1,7	0,9
-2	3	0,6	0,6	0,8	0,8

Tableau 8: Déplacements inter-étages de la structure originale



Structure modifiée :

Niveau	Hauteur(m)	Sens X		Sens Y	
		d_x (mm)	Δ_{ex} (mm)	d_y (mm)	Δ_{ey} (mm)
25	3,2	59,7	1,1	115,8	4,2
24	3,2	58,5	-0,9	111,6	5,0
23	2,35	59,4	-1,0	106,6	3,8
22	3,2	60,4	2,5	102,8	5,1
21	3,2	57,8	2,7	97,74	5,3
20	3,2	55,2	4,1	92,49	5,3
19	3,2	51,1	2,6	87,22	5,3
18	3,2	48,5	2,7	81,97	5,2
17	3,2	45,8	2,7	76,75	5,2
16	3,2	43,1	2,7	71,57	5,1
15	3,2	40,4	2,7	66,43	5,1
14	3,2	37,7	2,9	61,35	5,0
13	3,2	34,9	2,9	56,33	5,0
12	3,2	32,0	2,9	51,38	4,8
11	3,2	29,1	2,9	46,54	4,7
10	3,2	26,3	2,9	41,82	4,6
9	3,2	23,4	2,8	37,25	4,4
8	3,2	20,6	2,8	32,85	4,2
7	3	17,8	2,5	28,65	3,7
6	3	15,3	2,3	24,97	3,3
5	3,2	13,0	2,1	21,66	3,0
4	3,8	10,9	2,4	18,64	4,3
3	3,8	8,5	2,4	14,34	4,5
2	3,2	6,1	1,6	9,86	3,7
1	2,35	4,5	1,2	6,18	1,6
0	4,5	3,3	1,7	4,56	2,6
-1	3	1,6	0,8	1,94	1,0
-2	3	0,8	0,8	0,94	0,9

Tableau 9: Déplacements inter-étages de la structure modifiée

On remarque que les déplacements inter-étages pour les deux structures étudiés vérifient bien la condition de la norme R.P.S. 2000. Toutefois la structure modifiée présente toujours des déplacements entre étages qui sont légèrement supérieur à ceux de la première structure.

d. Evaluation des effets de second ordre :

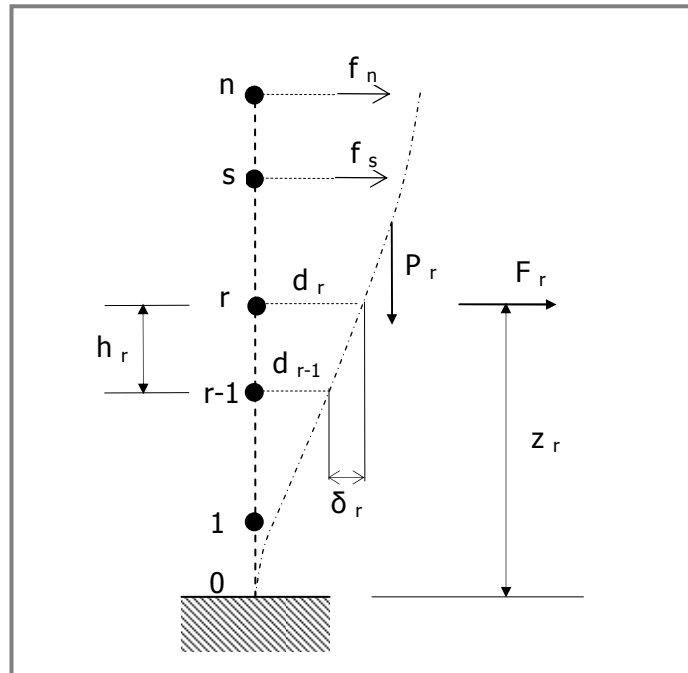


Figure 20: Evaluation des effets de second ordre

Il n'est pas nécessaire de prendre en compte les effets du second ordre (effets P-Δ) lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_r = \frac{\delta_r}{h_r} \frac{P_r}{F_r} \leq 0,10$$

Avec

h_r : hauteur du niveau r.

δ_r : déplacement horizontal relatif entre les 2 plancher limitant le niveau r ($d_r - d_{r-1}$).

P_r : poids des masses de la structure à partir du plancher haut du niveau r.

F_r : résultante des forces horizontales f_s agissant à partir du plancher haut du niveau r.

En effet, la formule proposée pour évaluer la contribution des effets du second ordre s'adapte mieux au calcul simplifié, statique équivalent, où les forces sismiques sont déterminées et appliquées directement au centre de gravité des planchers des différents niveaux de la structure. Pourtant, nous avons pu obtenir l'effort tranchant sismique total F_r à partir des résultats de l'analyse modale par éléments finis ; il s'agit de sommer les



forces pseudo-statiques appliquées aux nœuds de la structure situés au dessus du niveau considéré suivant les combinaisons de Newmark, et dans les deux directions principales du séisme.

Les résultats du calcul sont présentés comme suit :

Structure originale :

Niveau	Hauteur(m)	Sens X			Sens Y		
		V _{tot x} (KN)	Δ _{ex} (cm)	θ _x	V _{tot y} (KN)	Δ _{ey} (cm)	θ _y
25	3,2	1514,95	0,122	3,71E-04	1863,97	0,424	1,05E-03
24	3,2	2616,39	0,106	6,61E-04	3089,31	0,462	2,44E-03
23	2,35	3711,83	0,163	2,05E-03	4203,37	0,347	3,85E-03
22	3,2	4612,82	0,139	1,60E-03	5075,83	0,447	4,68E-03
21	3,2	5554,10	0,137	1,83E-03	5960,06	0,447	5,56E-03
20	3,2	6391,20	0,338	5,07E-03	6727,37	0,448	6,38E-03
19	3,2	7370,04	0,139	2,22E-03	7441,78	0,445	7,04E-03
18	3,2	8276,65	0,145	2,44E-03	8142,74	0,443	7,59E-03
17	3,2	9150,08	0,152	2,68E-03	8892,81	0,439	7,97E-03
16	3,2	10016,98	0,151	2,76E-03	9725,34	0,435	8,20E-03
15	3,2	10905,10	0,157	2,95E-03	10648,48	0,428	8,25E-03
14	3,2	11820,70	0,174	3,35E-03	11641,80	0,42	8,20E-03
13	3,2	12777,85	0,175	3,42E-03	12689,24	0,41	8,06E-03
12	3,2	13783,78	0,178	3,51E-03	13768,56	0,4	7,89E-03
11	3,2	14832,26	0,18	3,57E-03	14864,35	0,386	7,63E-03
10	3,2	15925,15	0,179	3,55E-03	15957,24	0,619	1,23E-02
9	3,2	16988,74	0,179	3,56E-03	17000,75	0,349	6,94E-03
8	3,2	18076,33	0,179	3,57E-03	18038,02	0,328	6,55E-03
7	3,2	19123,86	0,162	3,24E-03	19042,55	0,048	9,64E-04
6	3,2	20116,39	0,153	3,07E-03	20023,23	0,256	5,16E-03
5	3,2	21040,29	0,145	2,93E-03	20987,78	0,232	4,70E-03
4	3,8	22971,46	0,233	3,82E-03	23034,56	0,373	6,10E-03
3	3,8	23992,10	0,251	4,34E-03	24020,40	0,39	6,74E-03
5	3,2	25269,16	0,175	3,59E-03	24953,66	0,291	6,05E-03
4	2,35	26442,91	0,115	3,23E-03	25598,04	0,14	4,06E-03
3	4,5	29799,25	0,165	2,28E-03	27216,50	0,233	3,52E-03
-1	3	35316,84	0,053	1,02E-03	29214,70	0,085	1,99E-03
-2	3	42589,99	0,06	1,11E-03	31660,60	0,071	1,77E-03

Tableau 10: Calcul de l'indice de sensibilité au déplacement relatif θ -Structure 1-



Structure alternative

Niveau	Hauteur(m)	Sens X			Sens Y		
		V _{tot x} (KN)	Δ _{ex} (cm)	Θ _x	V _{tot y} (KN)	Δ _{ey} (cm)	Θ _y
25	3,2	1368,07	0,112	3,77E-04	1598,01	0,42	1,21E-03
24	3,2	2362,73	0,087	1,70E-04	2648,51	0,5	8,70E-04
23	2,35	3351,96	0,096	1,80E-04	3603,61	0,38	6,62E-04
22	3,2	4165,60	0,255	2,82E-04	4351,58	0,506	5,36E-04
21	3,2	5015,62	0,265	2,43E-04	5109,65	0,525	4,73E-04
20	3,2	5771,57	0,406	3,24E-04	5767,47	0,527	4,21E-04
19	3,2	6655,51	0,262	1,81E-04	6379,95	0,525	3,79E-04
18	3,2	7474,22	0,269	1,66E-04	6980,89	0,522	3,45E-04
17	3,2	8262,97	0,273	1,52E-04	7623,94	0,518	3,13E-04
16	3,2	9045,82	0,266	1,36E-04	8337,68	0,514	2,84E-04
15	3,2	9847,84	0,267	1,25E-04	9129,10	0,508	2,56E-04
14	3,2	10674,67	0,288	1,24E-04	9980,69	0,502	2,32E-04
13	3,2	11539,02	0,287	1,15E-04	10878,67	0,495	2,10E-04
12	3,2	12447,43	0,287	1,06E-04	11803,99	0,484	1,89E-04
11	3,2	13394,26	0,287	9,87E-05	12743,43	0,472	1,71E-04
10	3,2	14381,19	0,286	9,16E-05	13680,38	0,457	1,54E-04
9	3,2	15341,66	0,282	8,47E-05	14574,99	0,44	1,39E-04
8	3,2	16323,81	0,279	7,88E-05	15464,26	0,42	1,25E-04
7	3,2	17269,78	0,249	6,64E-05	16325,46	0,368	1,04E-04
6	3,2	18166,08	0,232	5,89E-05	17166,21	0,331	8,89E-05
5	3,2	19000,41	0,208	5,04E-05	17993,13	0,302	7,73E-05
4	3,8	20744,35	0,242	4,53E-05	19747,87	0,43	8,45E-05
3	3,8	21666,04	0,236	4,23E-05	20593,04	0,448	8,44E-05
5	3,2	22819,29	0,162	3,27E-05	21393,14	0,368	7,93E-05
4	2,35	23879,24	0,116	3,05E-05	21945,58	0,162	4,63E-05
3	4,5	26910,18	0,172	2,09E-05	23333,11	0,262	3,68E-05
-1	3	31892,83	0,081	1,25E-05	25046,19	0,1	1,96E-05
-2	3	38460,84	0,080	1,02E-05	27143,10	0,094	1,70E-05

Tableau 11: Calcul de l'indice de sensibilité au déplacement relatif θ - Structure 2-

Les indices trouvés pour chaque niveau sont inférieurs à la valeur limite **0,10**. Donc les effets du second ordre dus aux forces de gravité peuvent être négligés dans notre étude.

e. Stabilité au renversement :

La vérification de la stabilité s'effectue en comparant le moment de renversement dus au chargement sismique (les 30 cas) et le moment stabilisant, les moments étant calculés par rapport aux points critiques A₁, A₂, A₃ et A₄ (moment M_y pour A₁ et A₃, moment M_x pour A₂ et A₄). Les charges considérées pour calculer le moment stabilisant sont les charges permanentes seules plus une fraction des charges d'exploitation ;

$$G + 0,2 \times Q . \text{PS92.6.2.1.}$$

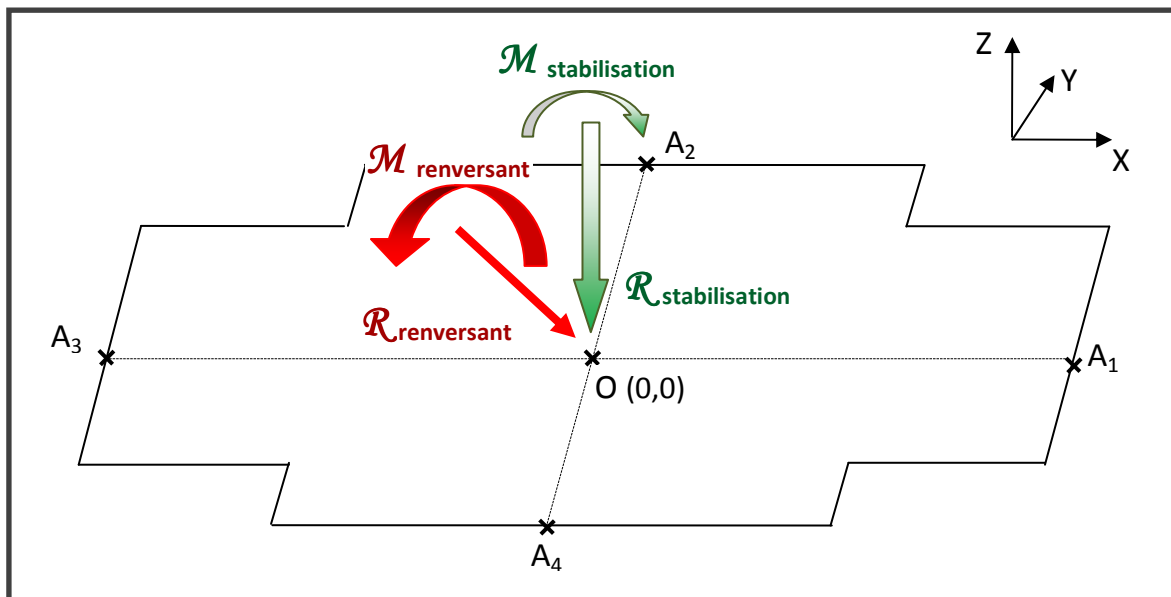


Figure 21: Schéma de vérification de la stabilité d'ensemble

Le logiciel **Robot Millenium** fournit les éléments de réduction des torseurs $\left\{ \begin{matrix} \vec{\mathcal{R}} \\ \vec{\mathcal{M}}_o \end{matrix} \right\}_o$

résultants des différents cas de charges (poids propre, charges permanent, charges d'exploitation...) au point O (0,0). Afin de calculer les moments des torseurs aux différents points A₁, A₂, A₃ et A₄, on utilise la relation de *Varignon*, à savoir :

$$\vec{\mathcal{M}}_A = \vec{\mathcal{M}}_O + \vec{AO} \wedge \vec{\mathcal{R}}$$



Afin de quantifier la stabilité de la tour nous utilisons un coefficient de sécurité qui est égale au moment stabilisant divisé par le moment renversant. Le tableau suivant résume les résultats obtenus pour les des structures étudiées :

Structure originale				
	Point	Moment stabilisant (MN.m)	Moment renversant maximal (MN.m)	Coefficient de sécurité
Stabilité suivant X (Moment M_y)	A1	9330,40	1830,93	5,096
	A3	7820,65	1507,82	5,187
Stabilité suivant Y (Moment M_x)	A2	2267,17	980,22	2,313
	A4	4432,46	1181,51	3,752

Tableau 12: Résultats du calcul de stabilité pour la structure 1

Structure modifiée				
	Point	Moment stabilisant (MN.m)	Moment renversant maximal (MN.m)	Coefficient de sécurité
Stabilité suivant X (Moment M_y)	A1	9421,43	1772,13	5,316
	A3	7929,14	1300,22	6,098
Stabilité suivant Y (Moment M_x)	A2	2309,49	904,89	2,552
	A4	4468,08	1094,14	4,084

Tableau 13: Résultats du calcul de stabilité pour la structure 2

f. Synthèse

Les résultats des vérifications que nous avons effectuées concordent à prouver que les modifications apportées à la structure originale étaient bien raisonnables. Du point de vue structurel, les avantages procurés qui se découleront de la réduction de l'action sismique semble répondre en grande partie à notre objectif, énoncé au début de notre projet, d'optimiser au maximale le système de contreventement de la structure ; l'augmentation de la flèche au sommet n'est pas déterminante si on considère la différence produite et l'écart par rapport à la limite réglementaire.



En fait, les résultats trouvés s'attachent étroitement à la problématique de l'amplification dynamique due à la nature du site d'implantation. Pour une structure fondée sur un sol mou, l'accélération sismique nominale est amplifiée d'autant plus que la structure est flexible, la conception des structures rigides dans ce cas est impérative. Dans l'autre sens, la flexibilité dans les structures fondées sur un sol rigide est privilégiée ; la conception alternative qu'on a proposée s'inscrit dans ce cadre car l'amplification dynamique a été réduite suite à la diminution de la rigidité.

4. Résultats du calcul au vent

a. Déplacements au sommet

Pour vérifier notre structure au vent et en absence d'une norme marocaine qui régleme l'intégralité des effets que peut provoquer le vent, nous avons utilisé quelques recommandations proposées par la littérature.

Dans certains bureaux d'études français, ils limitent la flèche au sommet à **H/1000** (*Calcul pratique des tours en béton armé, Marius DIVER, Dunod 1972*), ce qui donne dans notre cas une valeur limite de **9,5 cm**.

A L'ELS, les maximas des déplacements produits par le vent normal dans les deux directions sont :

- Vent normal dans la direction X : **0,3 cm**
- Vent normal dans la direction Y : **2,7 cm**

On voit que les déplacements sont bien vérifiés.

b. Vérification vis-à-vis de la perceptibilité du mouvement

Source <<Calcul pratique de tours en béton armé>>

Les mouvements pendulaires d'un bâtiment sous l'action du vent peuvent créer des troubles nerveux chez certaines personnes sensibles à ces genres des mouvements. En fait, ces troubles trouvent leur origine dans l'accélération du mouvement pendulaire. Ainsi, les degrés de confort des occupants en fonction de l'accélération :

- au dessous de 0,5%g : Sans perturbation
- entre 0,5%g et 1,5%g : seuil de perceptibilité des mouvements



- entre 1,5%g et 5%g : désagréable
- entre 5%g et 15%g : très désagréable
- au dessus de 15%g : intolérable.

g étant l'accélération de la pesanteur (9,81m/s²)

Le <<règlement national du bâtiment>> du Canada recommande d'appliquer la formule suivante, afin d'évaluer l'accélération des mouvements oscillatoires provoqués par le vent :

$$A = \left(\frac{4. \pi. T}{\beta} \times \sqrt{\frac{K. L. G}{C_e. \Delta'}} \right) . f$$

Avec :

A : l'accélération en m/s²

F : la flèche en m

T : la période propre de vibration

K : facteur dépendant de la rugosité du sol

L : facteur de réduction dépendant du rapport Largueur/Hauteur, de la période propre et de la vitesse du vent.

G : coefficient tenant compte de l'énergie des rafales

C_e : coefficient d'élévation

Δ' : l'amortissement critique, il vaut 0,2

β : coefficient dynamique égal à $1 + S. \sqrt{\frac{K}{C_e} . (B + \frac{L.G}{\Delta'})}$, B facteur de turbulence fonction de la hauteur.

Pour avoir un ordre de grandeur de l'accélération des mouvements de notre bâtiment et suite l'insuffisance des documents fournissant les valeurs exactes de certains paramètres précités, nous avons pris des valeurs recommandées par la référence et qui ont été appliquées à des cas similaires à notre situation.

T_x=1,48s, **S**=4, **K**=0.103, **C_e**=1.3, **B**=0.8, **L**=0.03, **G**=0.13, **Δ'**=0.02 et **β**= 2.12



Pour une flèche $f=0,027m$, $A=0,14m/s^2$ soit **1,36%g**.

Suite aux hypothèses déjà énoncés, la structure est donc **au seuil de la perceptibilité des mouvements**.

c. Comparaison entre le vent et le séisme

Pour déterminer lequel des cas accidentels, vent extrême et séisme de calcul, est le plus dimensionnant à l'état limite ultime, nous avons comparé les efforts résultants des deux cas à la base de la structure. Les paramètres pris pour la comparaison sont l'effort tranchant à la base et les moments résultants suivant les deux sens X et Y.

Cas accidentel	Sens X		Sens Y	
	Fx(MN)	MY(MNm)	Fy(MN)	Mx(MNm)
Vent extrême	2,77	155,43	6,39	-407,69
Séisme	50,1	1367,09	47,05	-996,36

Tableau 14: Efforts résultants à la base du vent extrême et séisme de calcul

Pour le dimensionnement des éléments structuraux, les charges dues au vent ne seront pas considérées, car après comparaison (voir tableau 11) il s'avère clairement qu'elles ne sont pas dimensionnantes par rapport aux charges sismiques.

VI. Dimensionnement des éléments structuraux

La partie suivante est consacrée à l'interprétation des résultats de calcul relatifs aux éléments structuraux, et cela dans le but de les exploiter dans le dimensionnement et la détermination du ferrailage. La manipulation des résultats en éléments finis sur un logiciel de calcul reste un problème assez délicat. Certes une bonne connaissance du logiciel facilite la tâche d'arriver aux résultats qui concernent entre autres les efforts et les moments, mais le passage de ces efforts bruts à une certaine répartition d'armatures devient compliqué dès qu'on s'éloigne des cas simples.

Dans notre cas, nous nous sommes limités notre à l'exploitation des résultats liés au radier de fondation : efforts et cartographies de ferrailage, et au ferrailage type des voiles.

1. Le radier de fondation :

a. Compréhension des résultats graphiques sur ROBOT

Les résultats graphiques fournis par ROBOT sont à prendre avec beaucoup de précaution pour plusieurs raisons ;

i. Directions moments et armatures

La première concerne la convention des moments utilisée par le logiciel. Le moment nommé **Mxx** correspond au moment autour de **Y**.

Les efforts en un point sont définis par unité de longueur, par les moments fléchissant :

- **Mxx** agissant sur les aciers de direction **Ox**
- **Myy** agissant sur les aciers de direction **Oy**

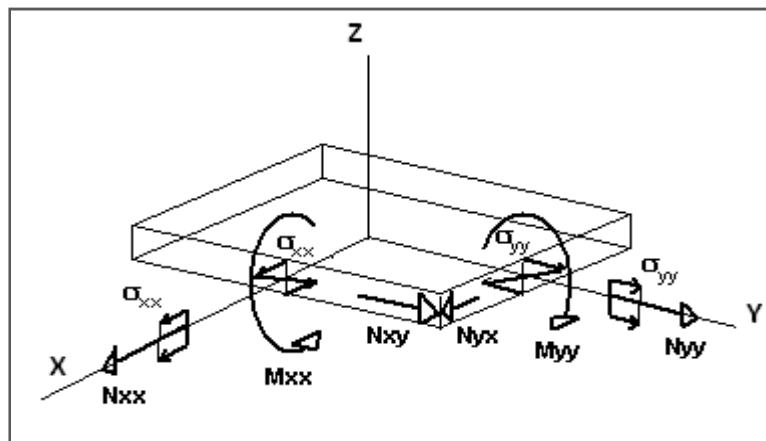


Figure 22: Convention des efforts, contraintes et moments sur ROBOT



Le ferrailage comporte quatre lits d'armatures disposés dans les directions O_x et O_y .

Ax [+] : armatures longitudinales supérieures suivant **X**.

Ay [+] : armatures longitudinales supérieures suivant **Y**.

Ax [-] : armatures longitudinales inférieures suivant **X**.

Ay [-] : armatures longitudinales inférieures suivant **Y**.

Les moments M_{xx} et M_{yy} sont comptés positifs s'ils mettent en tension les armatures supérieures $Ay [+]$ et $Ax [+]$ respectivement.

ii. Cartographie des moments

La représentation par cartographie équivaut à remplir les surfaciques des éléments finis de couleurs distinctes qui correspondent à des valeurs bien précises de moments. Il devient alors aisé de distinguer d'un seul coup d'œil où sont situées par exemple les zones de forte concentration de moments.

iii. Définition des moments M_{max} et M_{min}

$Ay [+]$ et $Ax [+]$ sont dimensionnés en fonction des moments M_{yy} et M_{xx} positifs maximums. Les valeurs de ces moments sont mentionnées au sommet de l'échelle de couleurs de la cartographie étudiée. Ces moments dimensionnent les armatures de flexions entre voiles ou entre poteaux, notamment pour la nappe supérieure. $Ay [-]$ et $Ax [-]$ sont dimensionnés en fonction des moments M_{yy} et M_{xx} négatifs maximum, c'est-à-dire les valeurs en bas de l'échelle colorée. Ces deux moments sont essentiellement dimensionnants sous les poteaux et les voiles pour la nappe inférieure où ils vont mettre en tension les armatures.

Les Moments **max** correspondent aux combinaisons de charges entraînant les moments les plus importants en valeur positive (ELS+, ELU+ ou ACC+).

Les moments **min** sont régis par les combinaisons de charges provoquant les moments les plus importants en valeur négative (ELS-, ELU- ou ACC-).

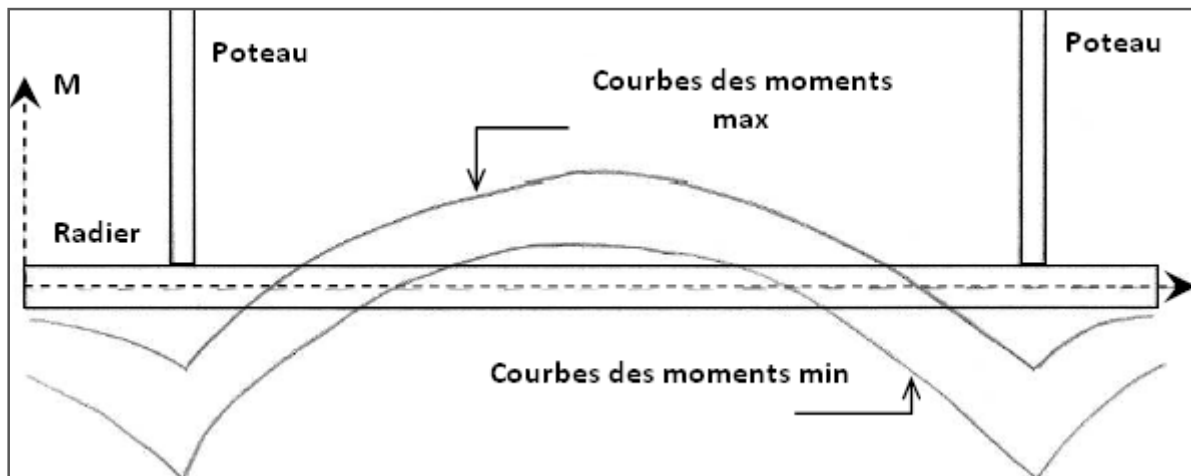


Figure 23: Allure des moments max et min

b. Résultats de la correction du raccourcissement

La correction effectuée pour réduire l'effet du raccourcissement différentiel des éléments porteurs de la structure a principalement contribué au redressement de l'état de sollicitation au niveau des poteaux. En effet, avant cette correction, les poteaux, moins rigides et plus raccourcis que les voiles, laissaient, à ces derniers, supporter plus de charges de ce qu'ils devaient. Selon le cheminement naturel de la descente des charges statiques, cela se répercutait sur le radier de fondation, l'élément censé recevoir l'effet cumulatif de chaque fil de poteaux. Ce que nous avons fait a permis alors de retrouver l'état réel des sollicitations au niveau du radier, chose capitale pour un ferrailage correcte des fondations.

Pour illustrer ce fait, les cartographies ci-dessous représentent la modification des valeurs des moments agissants sur le radier sous **le poids propre**.

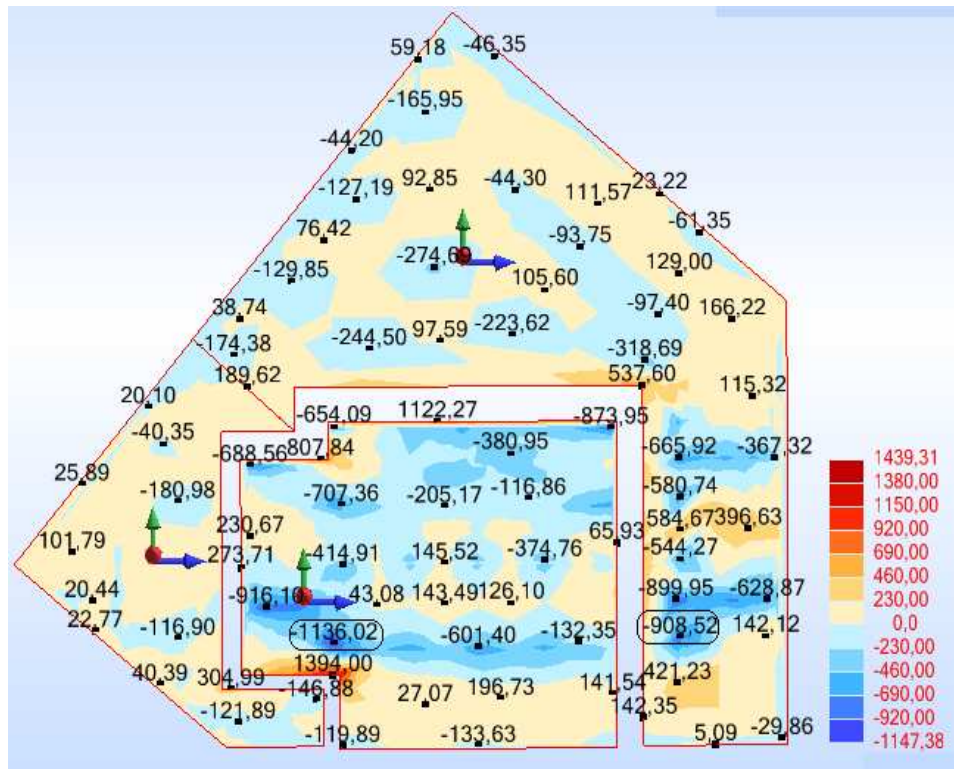
Avant chargement thermique :

Figure 24:Cartographie des moments Myy (KNm/m)

Note : Il est à rappeler que le radier général du bâtiment a été modélisé par deux radiers dénivelés, la jonction étant assurée alors par une coque inclinée. En effet, cette modélisation ne reflète pas bien la réalité du fait que la solution adoptée par le bureau d'étude est de liasonner les deux parties par un massif de béton très stable, dont la section de base repose sur le même niveau que le radier bas. C'est pourquoi, on n'a pas représenté cette partie inclinée dans les cartographies, ses résultats n'ayant aucune importance pratique.

- Après chargement thermique

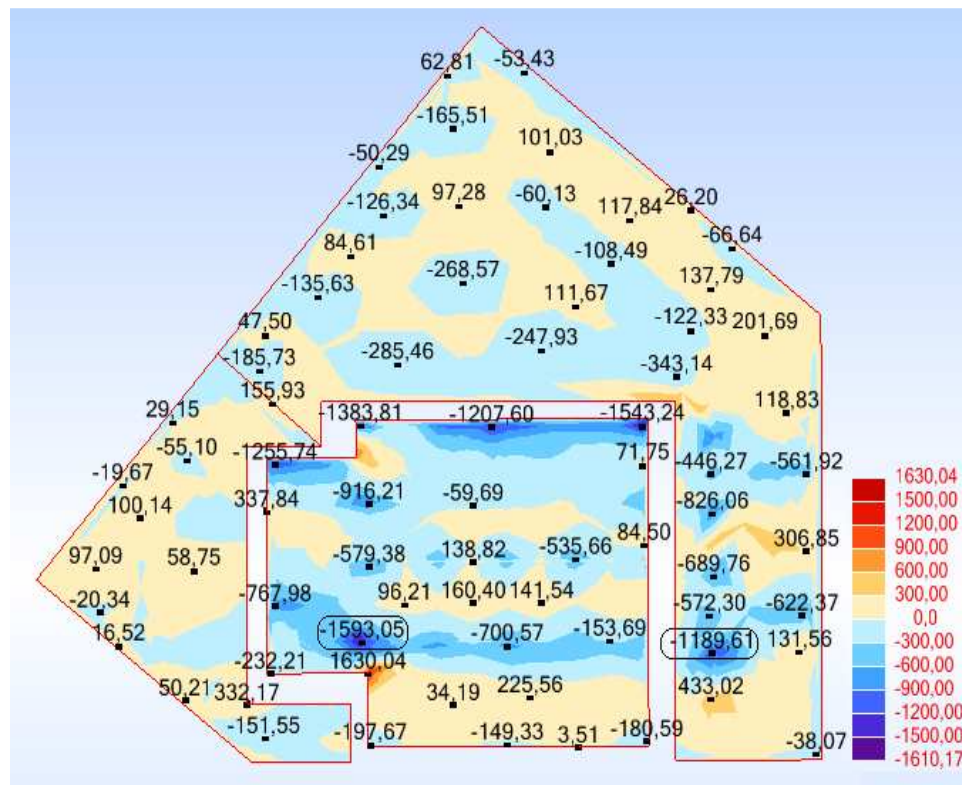


Figure 25: Cartographie des moments M_{yy} (KNm/m)

Une comparaison entre les valeurs des deux cartographies montre que la majorité des moments étaient sous-estimés avant la correction des raccourcissements. Après le chargement thermique, les valeurs des moments dans certains points ont significativement augmenté surtout pour les moments négatifs sous les poteaux.

c. Répartition des moments dans le radier

i. Désignation des moments M_{max} et M_{min}

La méthode rigoureuse consiste à déterminer dans chaque point du radier la combinaison la plus défavorable. C'est la manière suivant laquelle le logiciel procède dans l'élaboration des cartographies du ferrailage. Or dans notre cas on accepte en première approximation que les combinaisons accidentelles soient les plus dimensionnantes, la confrontation des cartographies des différentes combinaisons confirme en grande partie l'hypothèse précédente surtout au voisinage des voiles du noyau. Pour avoir les valeurs

exactes des moments les plus défavorables sous les poteaux, il faut faire sortir l'enveloppe des valeurs dues à toutes les combinaisons.

La figure 26 donne la répartition des moments M_{xx} sous la combinaison ACC- et représente schématiquement un exemple des moments M_{max} et M_{min} .

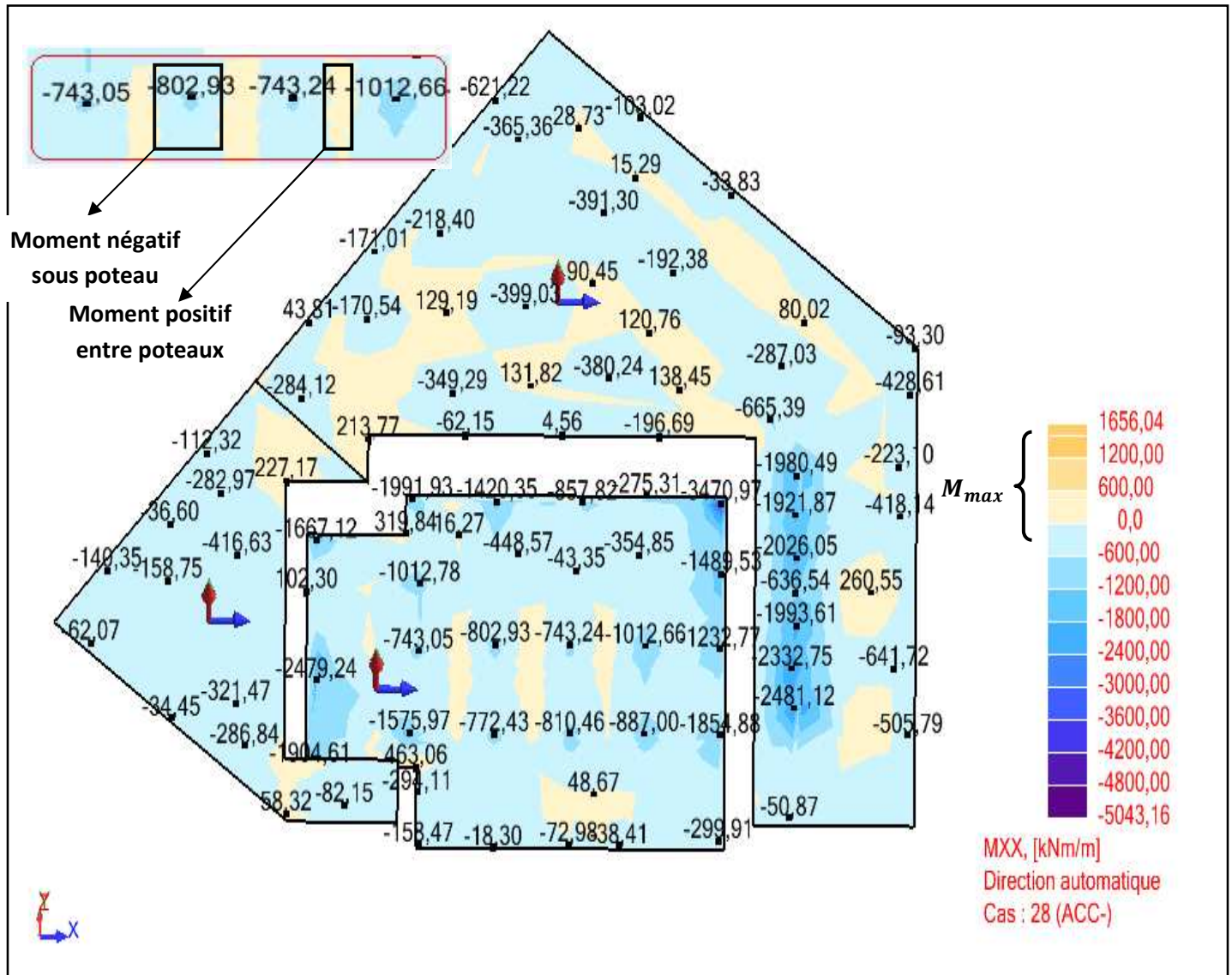


Figure 26: Répartition des moments M_{xx} / ACC-. Exemple de $M_{xx,min}$ dimensionnant

Dans cet exemple, il faut considérer les moments négatifs maximums, dimensionnant les aciers bas dans le sens X, c'est-à-dire les aciers $A_x [-]$. Les aciers hauts $A_x [+]$ reprenant les tensions entre appuis (poteau/voiles) sont à dimensionner par les

moments positifs sous la combinaison **ACC+**. Le raisonnement est le même pour les aciers suivant **Y**.

ii. Coupes dans le radier

Par l'intermédiaire de coupes dans le radier, il est possible avec ROBOT d'obtenir des diagrammes plus faciles à interpréter que les cartographies à zones colorées. Il est possible d'afficher sur ces diagrammes, la courbe de moment de chaque combinaison. Dans l'exemple montré aux **figures 27 et 28**, nous avons pris une coupe dans la direction **X** coïncidant avec la zone mentionnée ci-dessus dans **la figure 26**.

ACC+

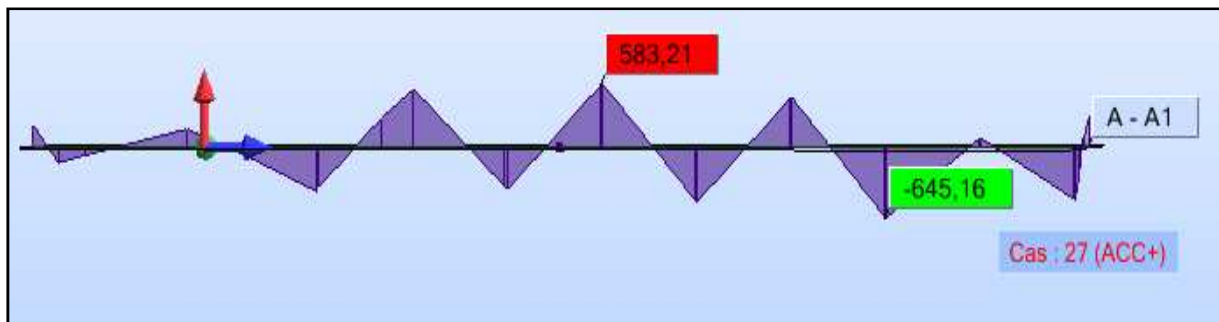


Figure 27: Diagramme des moments M_{xx} (KNm/m)/ACC+

ACC-

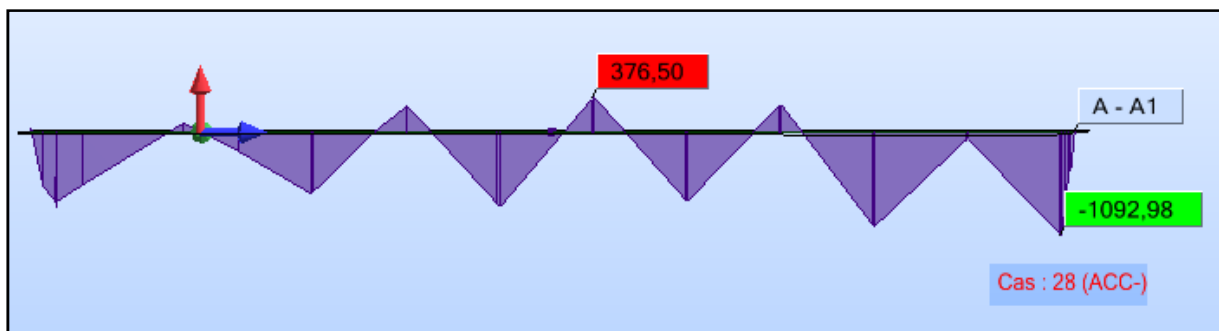


Figure 28: Diagramme des moments M_{xx} (KNm/m)/ACC-

Les diagrammes ainsi obtenus sont plus parlant et confirme bien les hypothèses que nous avons déjà avancé. Sous l'appui de rive (**poteau 964**), le moment négatif est maximal et vaut **1092KNm/m**. Il donnera lieu alors aux aciers de flexion **Ax [-]**. La section d'armature correspondante peut être calculée comme suit :

$$M_u = 1,1 \text{ MN.m}$$

$$f_{bc} = 0,85 (f_{c28} / \gamma_b) = 22,66 \text{ Mpa}$$

$d = h - c = 0,95 \text{ m}$ avec h épaisseur du radier et c l'enrobage des armatures

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = 0,05 \text{ avec } b = 1\text{m de largeur du radier sous l'appui.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,069 \rightarrow \beta = 1 - 4\alpha = 0,72$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d f_e} = 32 \text{ cm}^2$$

d. ferrailage théorique du radier

Le module ferrailage plaque et coque sur ROBOT permet d'afficher les cartographies du ferrailage théorique dès que les données relatives à l'élément étudié et les paramètres réglementaires sont bien définis. Le chemin d'accès au module est la suivante :

Structure → **Paramètres réglementaires** → **Type ferrailage plaque et coque** ensuite le passage au module de ferrailage **Dalles béton armé - ferrailage théorique**

Cartographie des aciers

-Aciers de la nappe inférieure Ax [-]

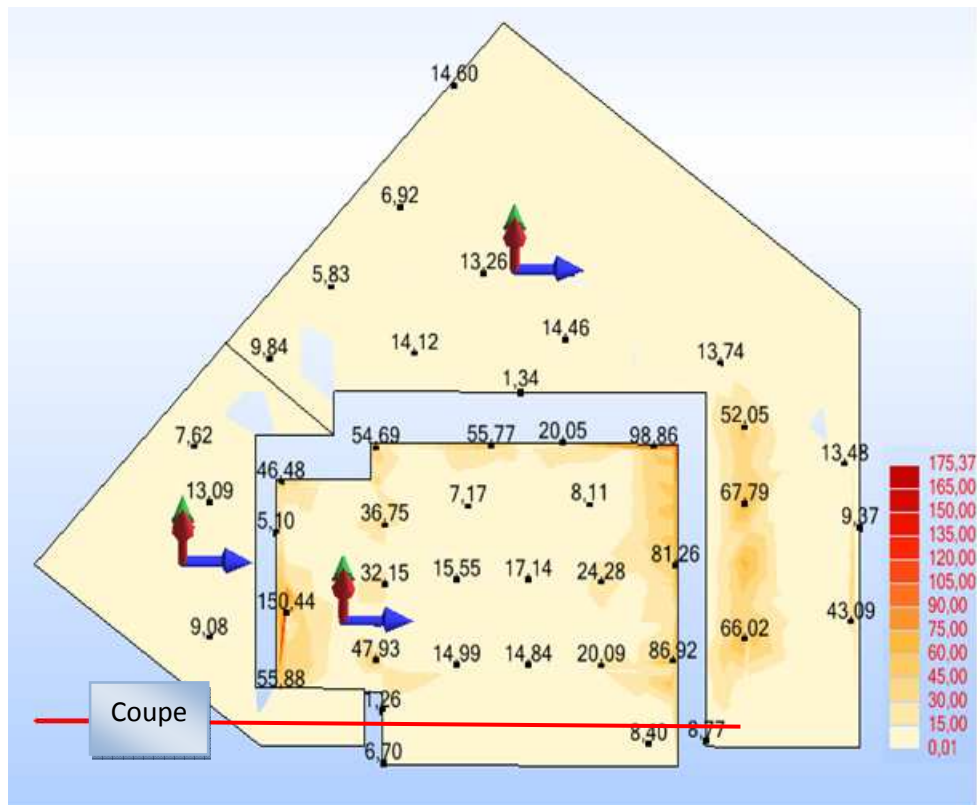


Figure 29:Cartographie de ferrailage Ax [-] en cm2/m à l'ACC

La répartition des aciers A_x [-] est très logique : les grandes sections sont concentrées sous les appuis. La section d'acier sous l'appui de rive calculée par ROBOT est comparable à ce que nous avons trouvé plus haut. Ainsi, avec une bonne interprétation des résultats et à l'aide des cartographies de ferrailage disponible sur ROBOT (voir **ANNEXE 1**), il est possible de réaliser les plans de ferrailage du radier étudié.

2. Dimensionnement d'un voile

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console encastrée parfaitement à sa base. Ses sections sont sollicitées ainsi par un effort normal N , un effort tranchant V et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement. Le ferrailage classique d'un voile est constitué de :

- Armatures concentrées dans les deux extrémités ou dans les ailes pour équilibrer la couple due au moment d'encastrement (armatures de flexion A_f).
- Armatures verticales uniformément réparties (armature de compression A_c).
- Armatures horizontales, elles aussi uniformément réparties (Armature de l'effort tranchant A_t).

A la base du voile, sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

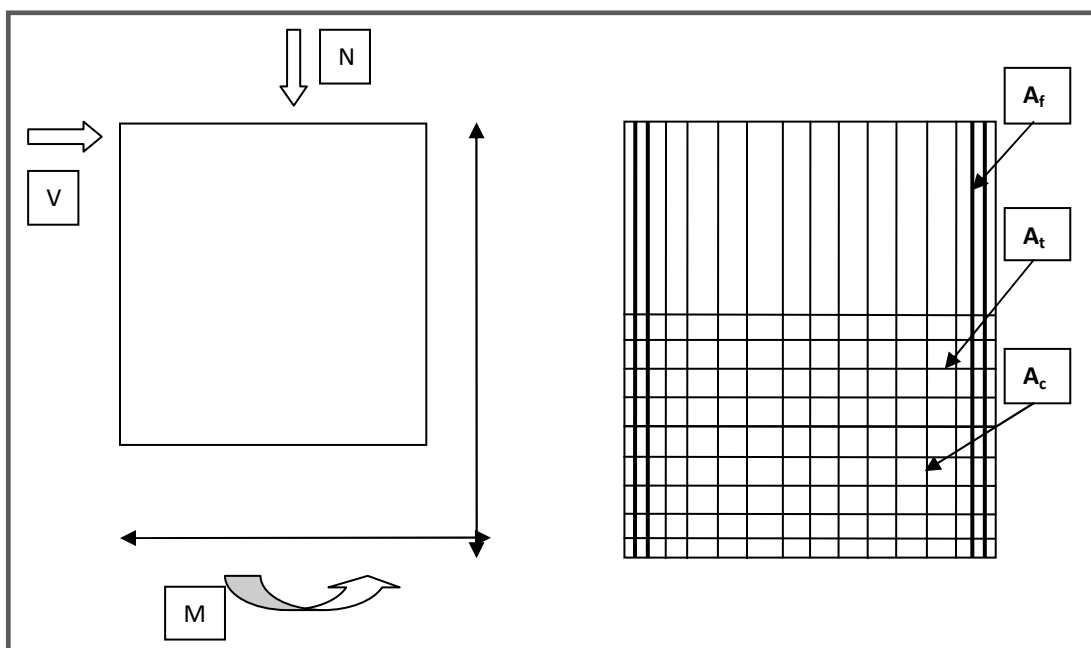


Figure 30: Sollicitations et ferrailage d'un voile



Pour effectuer la vérification de résistance et déterminer le ferrailage nécessaire aux voiles, nous devons au préalable obtenir les sollicitations agissant sur lui. Dans notre cas, les résultats de calcul en éléments finis concernant les panneaux verticaux sont exploitables soit à partir des **cartographies des contraintes** ou bien par **les efforts réduits** appliqués au niveau des coupes prédéfinies. Les valeurs retenues des différentes sollicitations sont celles résultantes des combinaisons de calcul les plus défavorables.

Les calculs seront menés selon le **DTU23.1** et les recommandations du PS92. Les résultats trouvés seront ensuite vérifiées selon les exigences du règlement parasismique marocain.

a. Vérification de la résistance du béton (traction/compression)

La vérification de la capacité portante d'un voile vise à s'assurer que la résistance du béton comprimé ou tendu, selon le cas de chargement appliqué, est suffisante sans que la section éventuelle des armatures de renfort dépasse un taux maximal par rapport à la section transversale du béton. Selon l'R.P.S. 2000, le taux ρ de la section d'acier trouvée (verticale et horizontale) par rapport à la section transversale du voile est limité à **0,2%** comme taux minimal et à **4%** comme taux maximal.

Le diagramme des contraintes est divisé en bandes pour lesquelles la contrainte moyenne ou maximale (pour la compression ou la traction) sont prises. Les armatures réparties sont alors déterminées à partir des contraintes exigées σ_{cmax} et σ_{tmax} sur chaque bande, les contraintes limites ultime de traction et de compression sont :

$$\sigma_{tlim} = \frac{A_s \cdot f_e}{a \cdot b \cdot \gamma_s} \quad \sigma_{clim} = \frac{\alpha}{a \cdot b} \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right)$$

α : Coefficient dépendant de l'élanement mécanique du voile donc de la longueur de flambement (Victor Davidovici « *Formulaire du béton armé* »).

a : Epaisseur du voile.

b : Longueur de la bande.

B_r : Section réduite du béton.

f_{c28} : Résistance du béton à 28 jours.



γ_b et γ_s : Coefficients de sécurité.

A_s : Section d'armatures de renfort pour atteindre $\sigma_{max} \leq \sigma_{lim}$, d'où sur chaque bande

$$A_s = \text{Max} \left(\frac{\sigma_{tmax} \cdot a \cdot b \cdot \gamma_s}{f_e} ; \frac{\gamma_s}{f_e} \left(\frac{\sigma_{cmax} \cdot a \cdot b}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right) \right)$$

b. Application au voile 2446 :

Longueur libre = $3,00 - 0,2 = 2,80 \text{ m}$

Longueur de flambement $L_f = 0,85 \cdot 2,80 = 2,38 \text{ m}$ (Plancher de part et d'autre)

Epaisseur $a = 0,40 \text{ m}$

L'élanement mécanique $\lambda = \frac{L_f \cdot \sqrt{12}}{a - 2(\text{cm})} = 22$

$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,79 ; \lambda \leq 50$

Béton de $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$

Acier HA500, $f_e = 500 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,5$ et $\gamma_s = 1$

i. Ferrailage verticale :

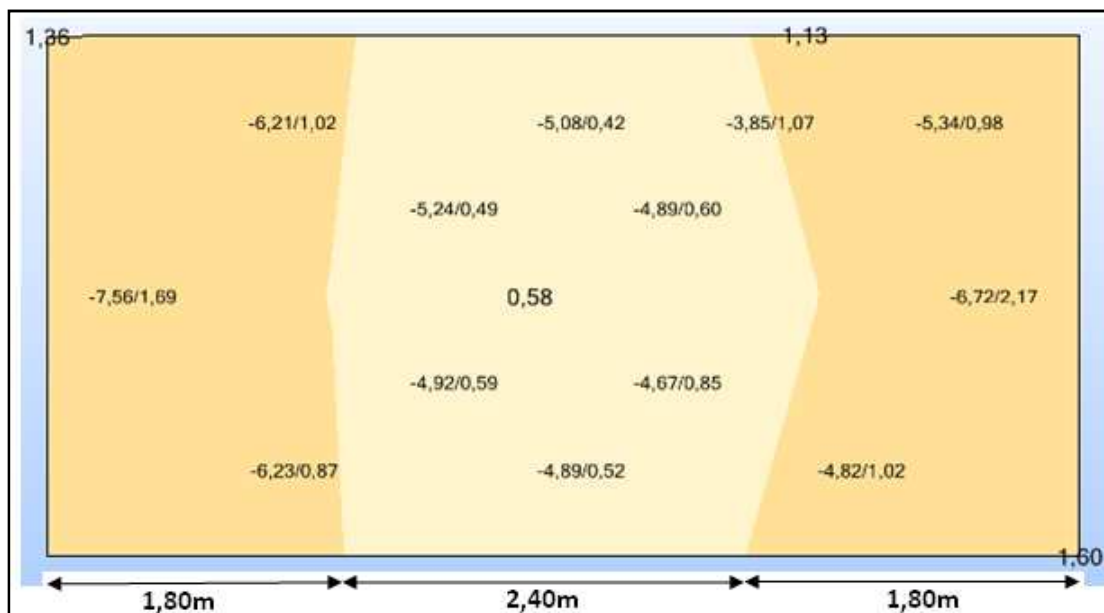


Figure 31: Cartographie des contraintes Syy (MPa)

Bande 1 : $b = 1,8 \text{ m}$; $\sigma_{cmax} = 7,6 \text{ Mpa}$; $\sigma_{tmax} = 1,7 \text{ Mpa}$ → $A_s = 29 \text{ cm}^2$ soit $\rho_v = 4.10^{-3}$



Bande2 : $b=2,4$ m ; $\sigma_{cmax}=5,3$ Mpa ; $\sigma_{tmax}=1,1$ Mpa $\rightarrow A_s=25$ cm² soit $\rho_v=2,5 \cdot 10^{-3}$

Bande3 : $b=1,8$ m ; $\sigma_{cmax}=6,8$ Mpa ; $\sigma_{tmax}=2,2$ Mpa $\rightarrow A_s=37$ cm² soit $\rho_v=5 \cdot 10^{-3}$

La cartographie précédente montre que les contraintes internes de traction sont plus intenses dans les deux bords du voile, ce qui explique bien la mise en flexion du voile par le moment d'encastrement à la base. Avec un béton de **40 MPa**, la résistance du voile non armé est suffisante vis-à-vis aux contraintes de compression, les armatures ainsi trouvées reprennent seulement les contraintes de traction.

ii. ferrailage horizontale

$\rho_h \geq \max\left(\frac{2}{3}\rho_v; 0,001\right) = 3,5 \cdot 10^{-3} > 2 \cdot 10^{-3}$ (R.P.S. 2000). Sur une bande de 1m de hauteur, on aura une section d'armatures de **14cm²**.

iii. Vérification de cisaillement

Il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures d'effort tranchant si la condition suivante est satisfaite :

$$\tau \leq \tau_{lim} \text{ Avec } \tau_{lim} = \max(\tau_2; 0,5f_{tj})$$

- τ : Contrainte de cisaillement maximale due à l'effort tranchant

- $\tau_2 = \tau_1 \cdot (1 + \omega_f) + 0,15 \cdot \sigma_c$: Contrainte limite de résistance à l'effort tranchant après fissuration, compte tenu des armatures longitudinales.

- τ_1 : Contrainte limite de résistance à l'effort tranchant avec $\tau_1 = 0,45 \sqrt{f_{tj}(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_c)}$

- ω_f : Pourcentage des armatures de flexion avec $\omega_f = 100(A_f/a d)$ tels que A_f est la section d'armature de flexion (armatures de bords) et $a d$ est la section transversale du voile.

- σ_c : Contrainte normale de compression

- f_{tj} : Résistance à la traction du béton avec $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$

Si la condition ci-dessus n'est pas vérifiée, il y a lieu de prévoir des armatures d'effort tranchant calculées par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{aS_t} \geq \frac{\tau - \tau_{lim}}{0,9 f_e / \gamma_s}$$

- A_t : Section d'armature d'effort tranchant

- S_t : Espacement entre lits d'armatures A_t

La répartition des contraintes de cisaillement dans le voile étudié est donnée par la cartographie suivante :

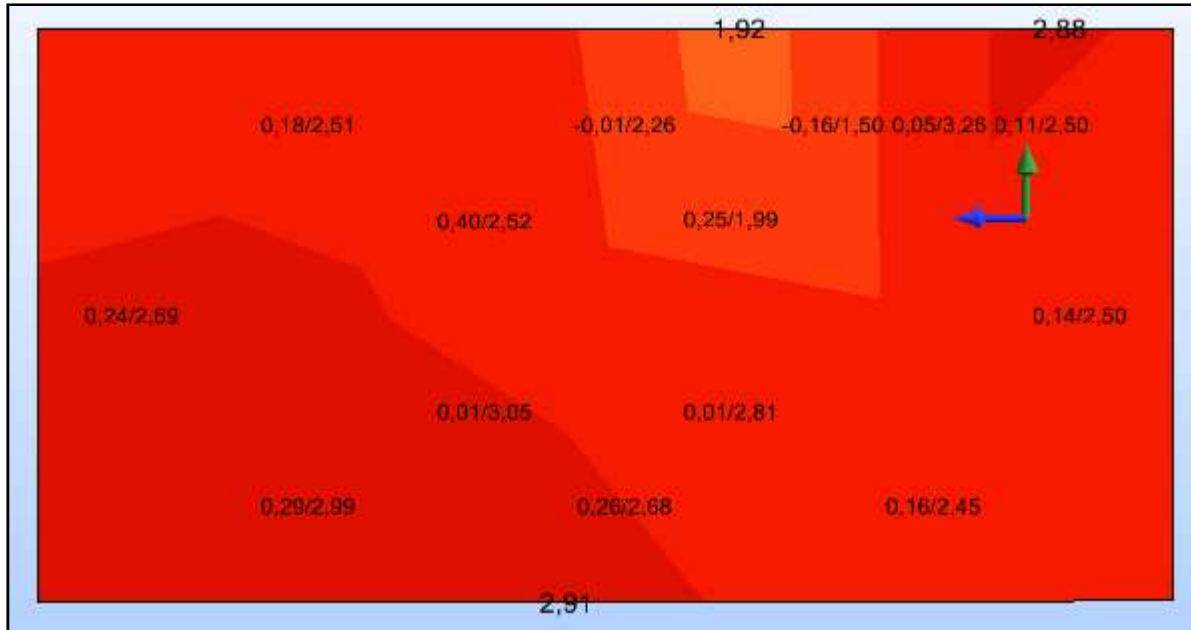


Figure 32: Cartographie des contraintes S_{xy} (MPa)

La contrainte maximale τ est de l'ordre de **3Mpa**, on détermine la contrainte limite τ_{lim} comme suit :

$\varpi_f = 100(29/40.600) = 0,125$; $\sigma_c = 7,6$ Mpa ; $f_{t28} = 3$ Mpa $\rightarrow \tau_1 = 2,2$ Mpa et ensuite $\tau_{lim} = \tau_2 = 3,65$ Mpa. D'où, il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures d'effort tranchant car $\tau < \tau_{lim}$.



c. Organisation du ferrailage (voile 2446) :

i. Armatures verticale de l'âme (bande de 2,4m)

Sur chaque face de la paroi, on aura un ferrailage de $12,5 \text{ cm}^2$ réalisé par **8 HA16** avec un espacement $e = 30 \text{ cm}$. Les armatures transversales sont constituées par des épingles de diamètre $\phi \approx 6 \text{ mm}$ réparties chaque **20 cm**.

ii. Armatures horizontales (hauteur total du voile) :

Nous avons pris une section d'armatures totale de $14 \text{ cm}^2/\text{m}$, Ainsi on prendra un ferrailage de $7 \text{ cm}^2/\text{m}$ répartis sur chaque face de la paroi soit l'équivalent de **5HA14/m** avec $e = 20 \text{ cm}$.

iii. Armatures verticales des bords

Pour les deux bords de largeur $b_f = 1,8 \text{ m}$, on prendra la section maximale $A_s = 37 \text{ cm}^2$ soit **12HA20** pour chaque extrémité.

iv. Schéma de ferrailage du voile 2446

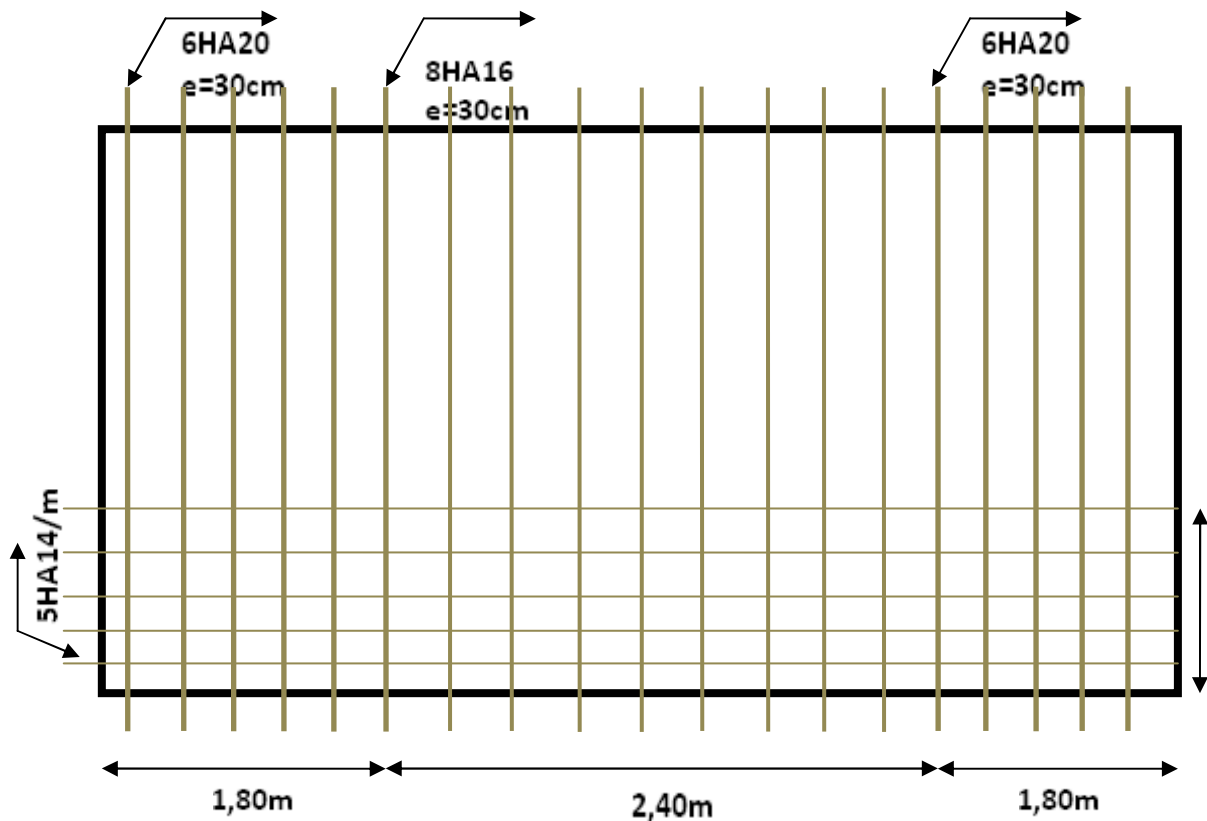


Figure 33:Schéma de ferrailage du voile 2446



Conclusion

On peut dire en conclusion que notre bâtiment est correctement dimensionné pour le respect des normes parasismiques R.P.S. 2000. Les résultats trouvés à la fin justifient bien notre approche critique qui a accompagnée notre travail dès le début : d'une part, la minimisation de la rigidité a permis de réduire l'action sismique dans la structure originale et donc d'optimiser le coût engendré par le système de contreventement conçu, d'autre part, nous avons vu comment procéder à la correction du problème des raccourcissements différentiels, si accentué dans les bâtiments élancés à noyaux décalés, par le recours à une application d'efforts thermiques « artificiels » sur les éléments rétrécis.

Vis-à-vis de la conception, nous avons senti concrètement la nécessité d'une collaboration entre l'architecte et l'ingénieur de structure à l'amont du projet ; cela afin d'aboutir à des solutions optimales unissant à la fois résistance, fonctionnalité et stylisme architectural.

En ce qui concerne la modélisation, trois points méritent d'être mentionnés. Le premier concerne l'utilisation de l'analyse modale suivant les exigences de l' R.P.S. 2000 ; la condition sur le pourcentage de la masse mobilisée n'est pas assez développée pour couvrir tous les cas possibles, faire appel à d'autres règlements est parfois indispensable pour justifier les hypothèses sur les résultats obtenus. Le second point s'intéresse à la modélisation du vent ; il s'avère que, pour des structures plus élancées que la notre, la conception assistée par l'expérimentation semble être de plus en plus exigée notamment pour l'évaluation des effets de certains phénomènes aérodynamiques très nuisibles. Enfin, Il faut signaler que pour ce type de projet, il est préférable, afin de valider les résultats, de travailler avec au moins deux logiciels différents, chose dont on avait l'intention à l'origine. Malheureusement, on n'a pu travailler qu'avec le logiciel en Robot ; le fait d'étudier deux structures en parallèle, en plus du temps considérable qu'a pris la correction des erreurs de maillage ont été très désavantageux.

Quant aux vérifications et au dimensionnement des éléments structuraux, il est à noter que la multiplicité des normes complique énormément le calcul. De plus, l'exploitation des résultats en élément finis et leur interprétation, sur Robot, sont longues et compliquées.



Pour conclure, nous jugeons que cette étude a été très formatrice ; elle nous a permis de trouver une application directe et un approfondissement de plusieurs cours suivis à l'EHTP. En plus, côtoyer d'autres professionnels tels que des ingénieurs et des techniciens a été également très enrichissant.



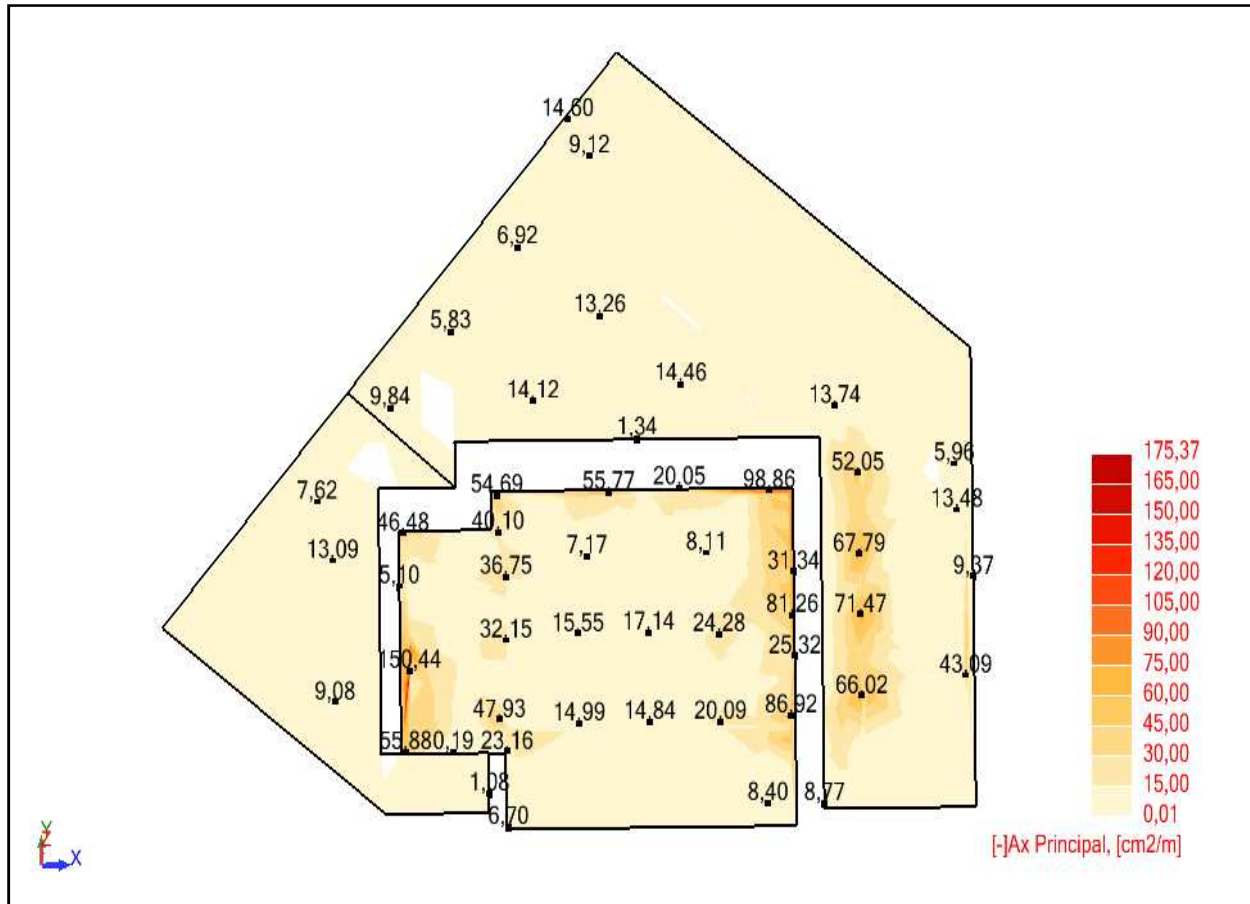
Annexes :



Annexe 1: Cartographies de ferrailage du radier

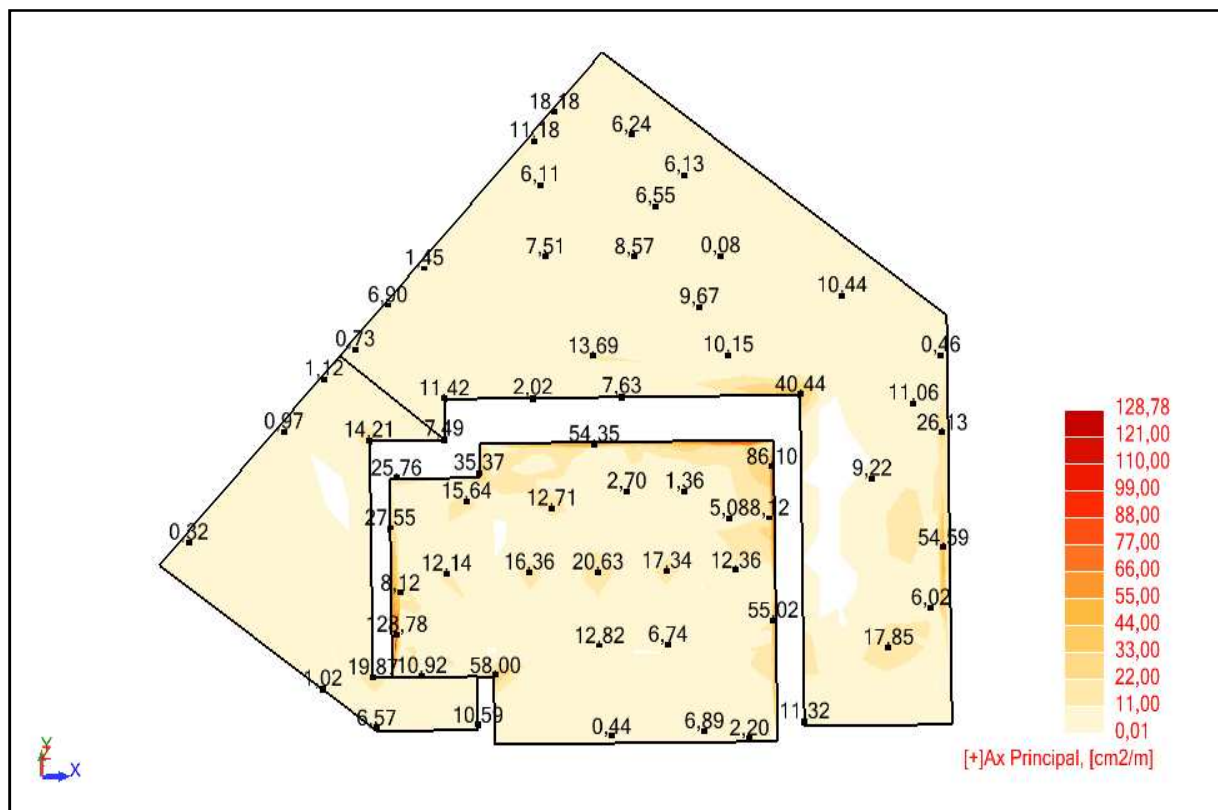


Ax[-] : ferrailages de la nappe supérieure suivant X :



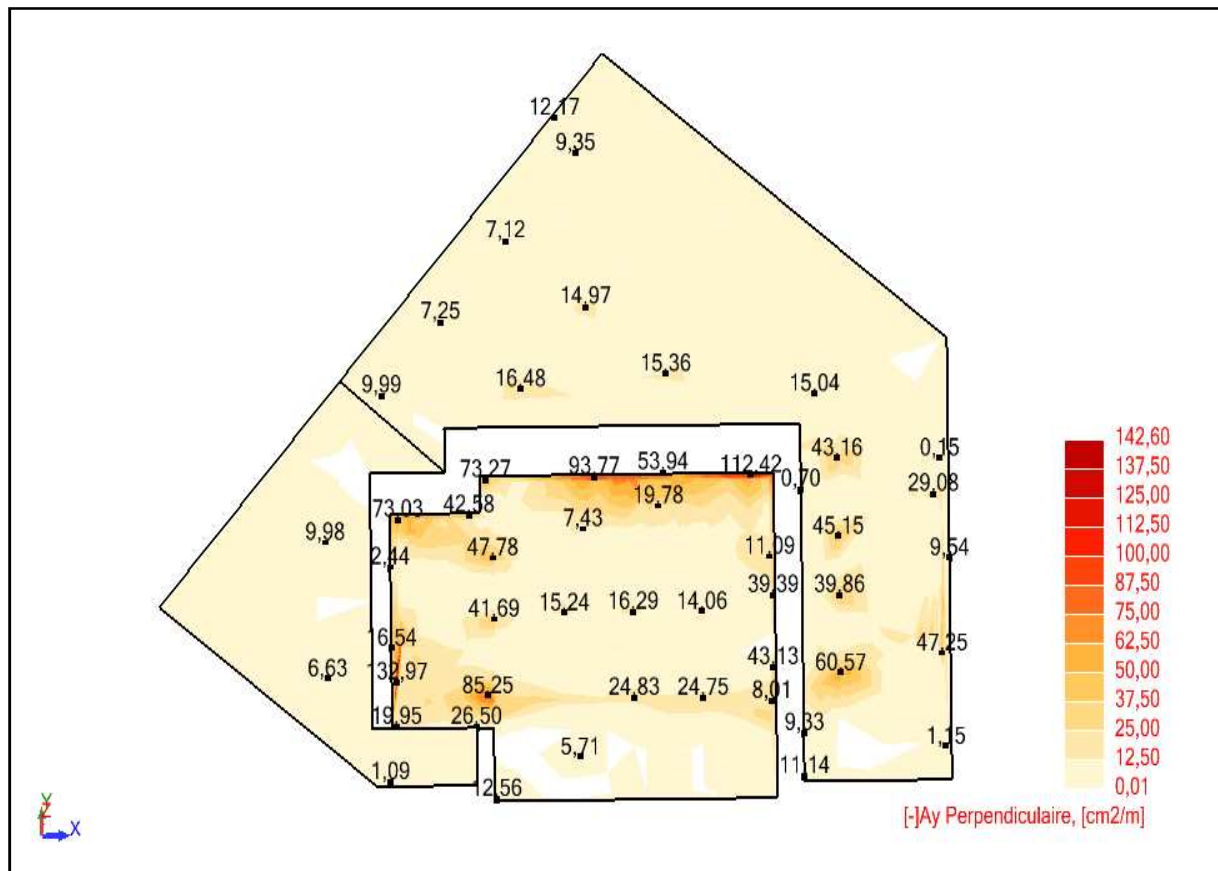


Ax [+] : ferrailage de la nappe supérieure suivant X :



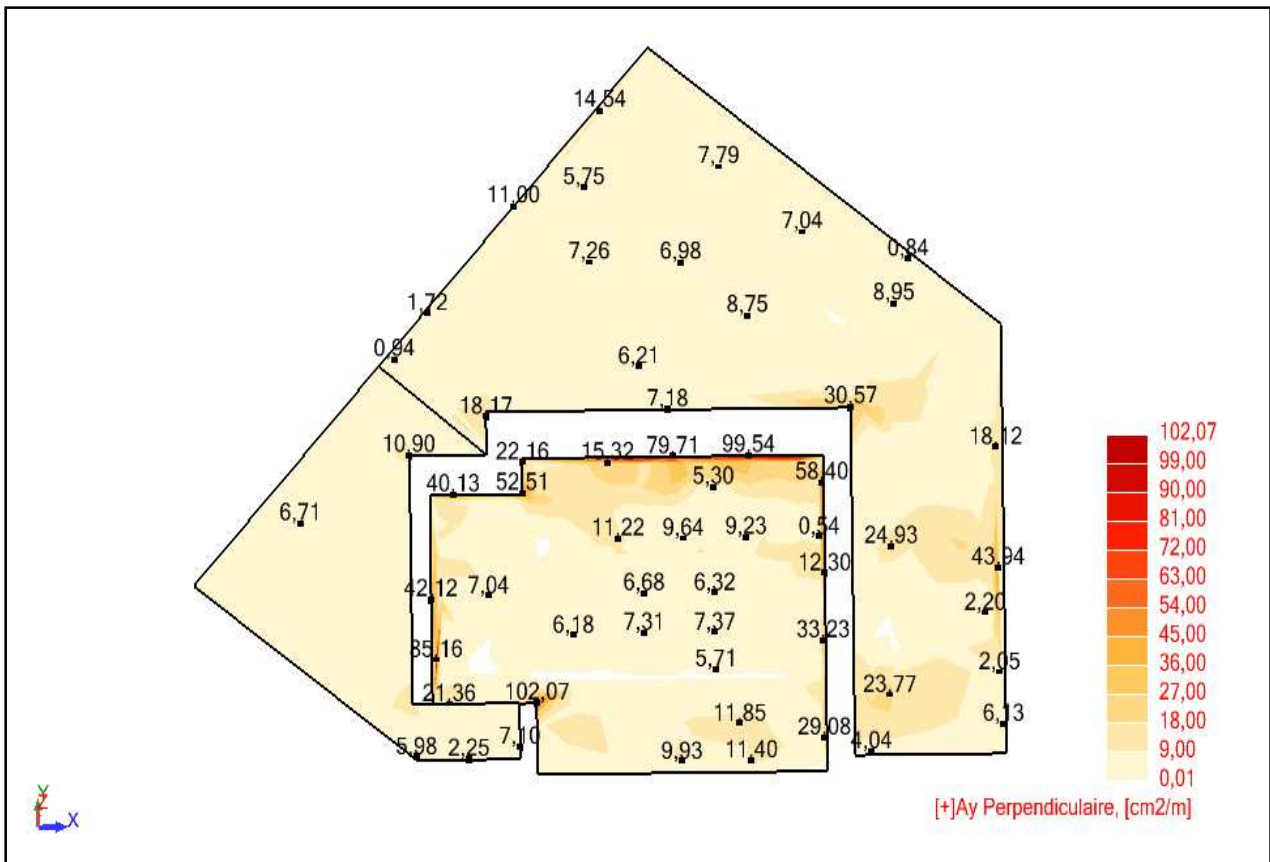


Ay [-] : ferrailage de la nappe inférieure suivant Y :





Ay [+] : ferrailage de la nappe supérieure suivant Y :

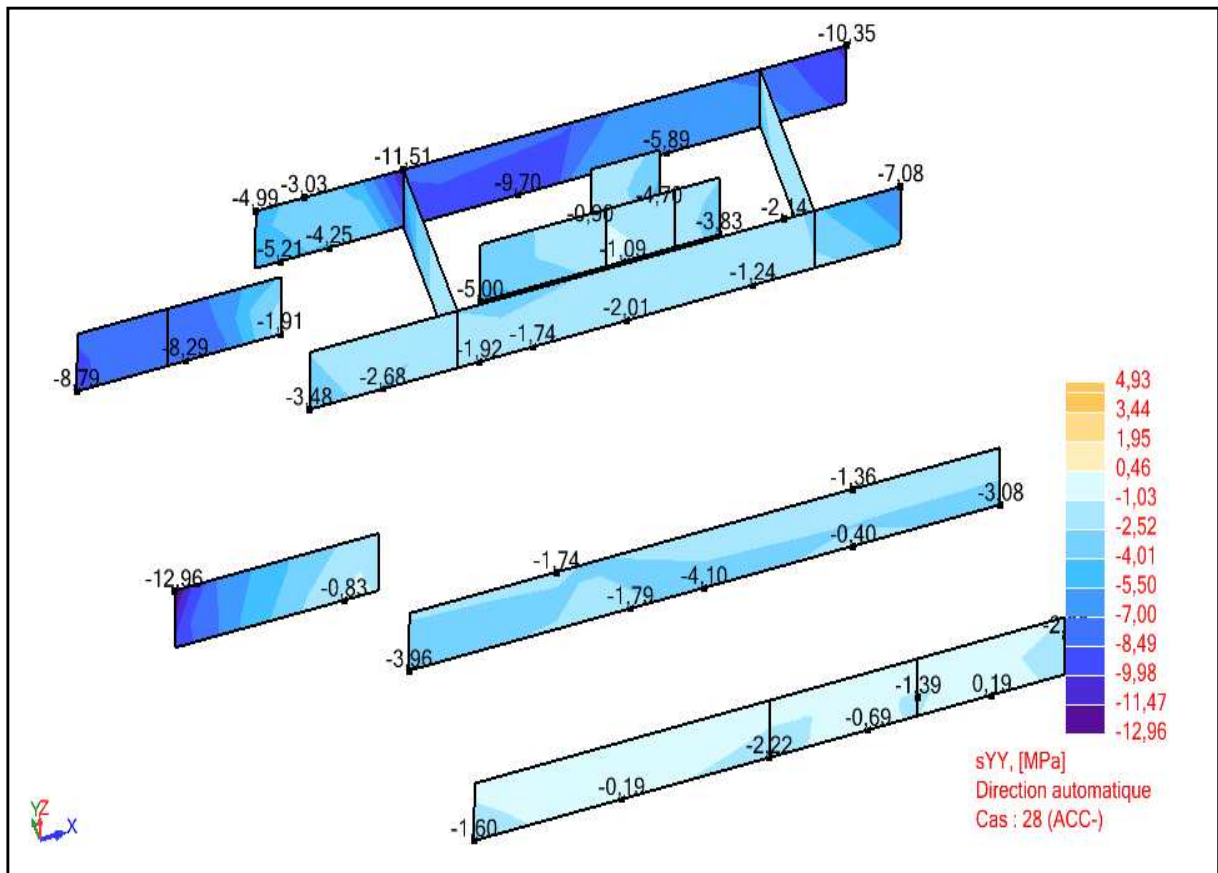
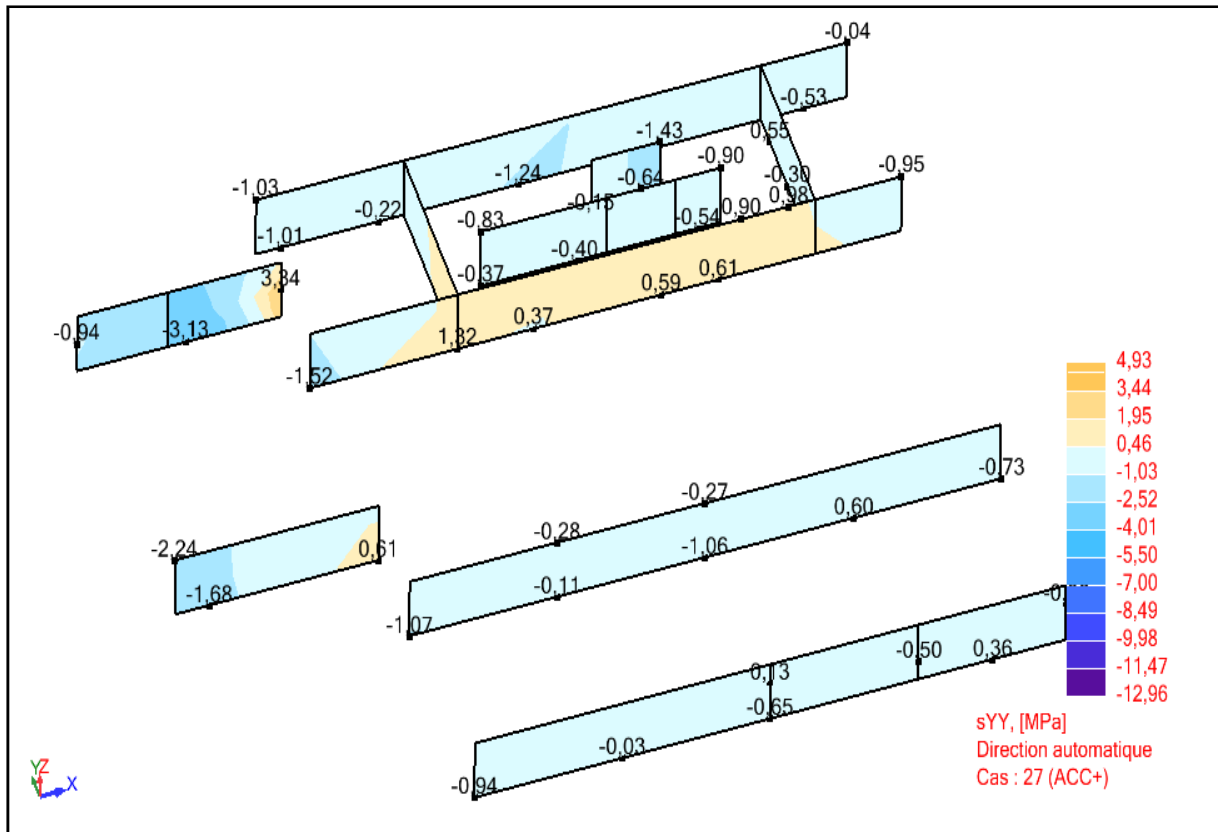




Annexe 2: Cartographies de quelques voiles

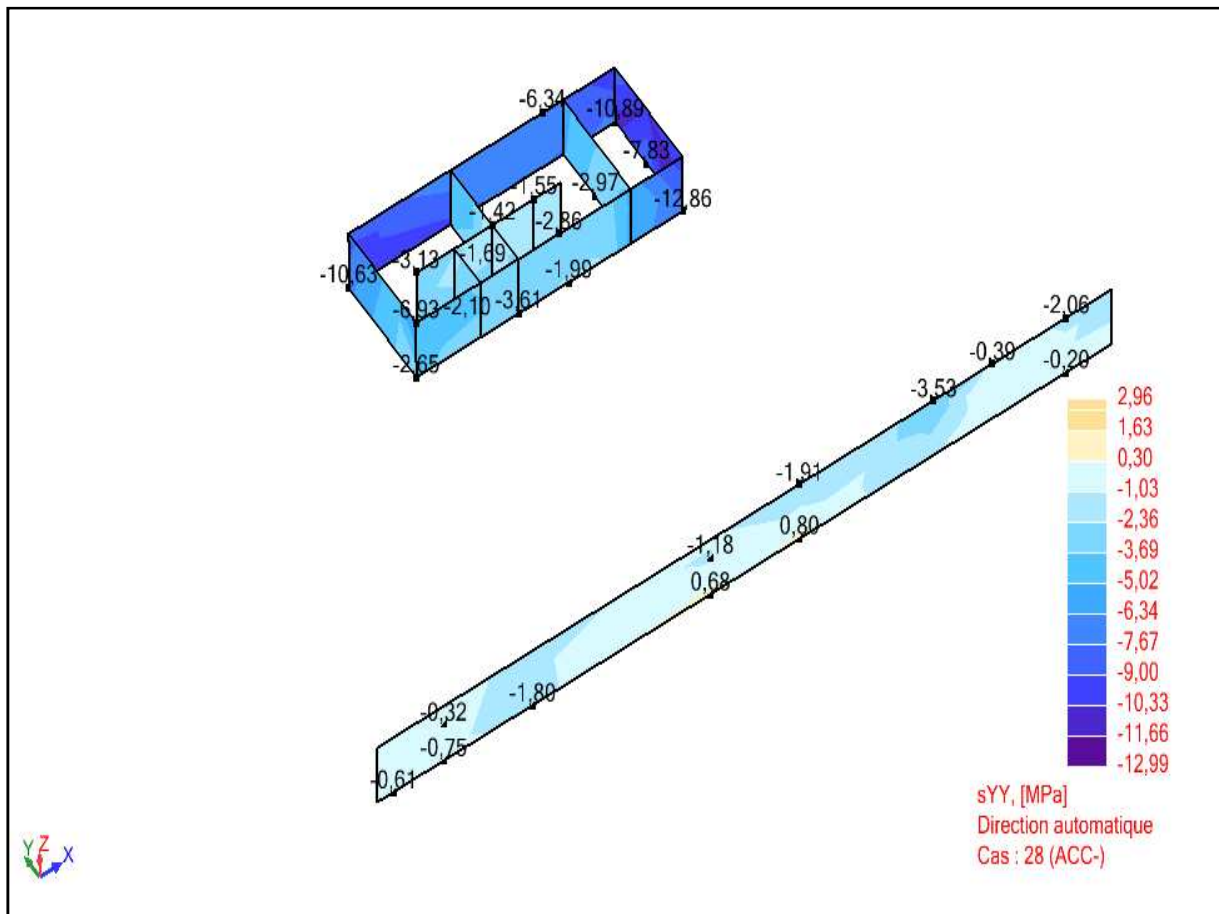
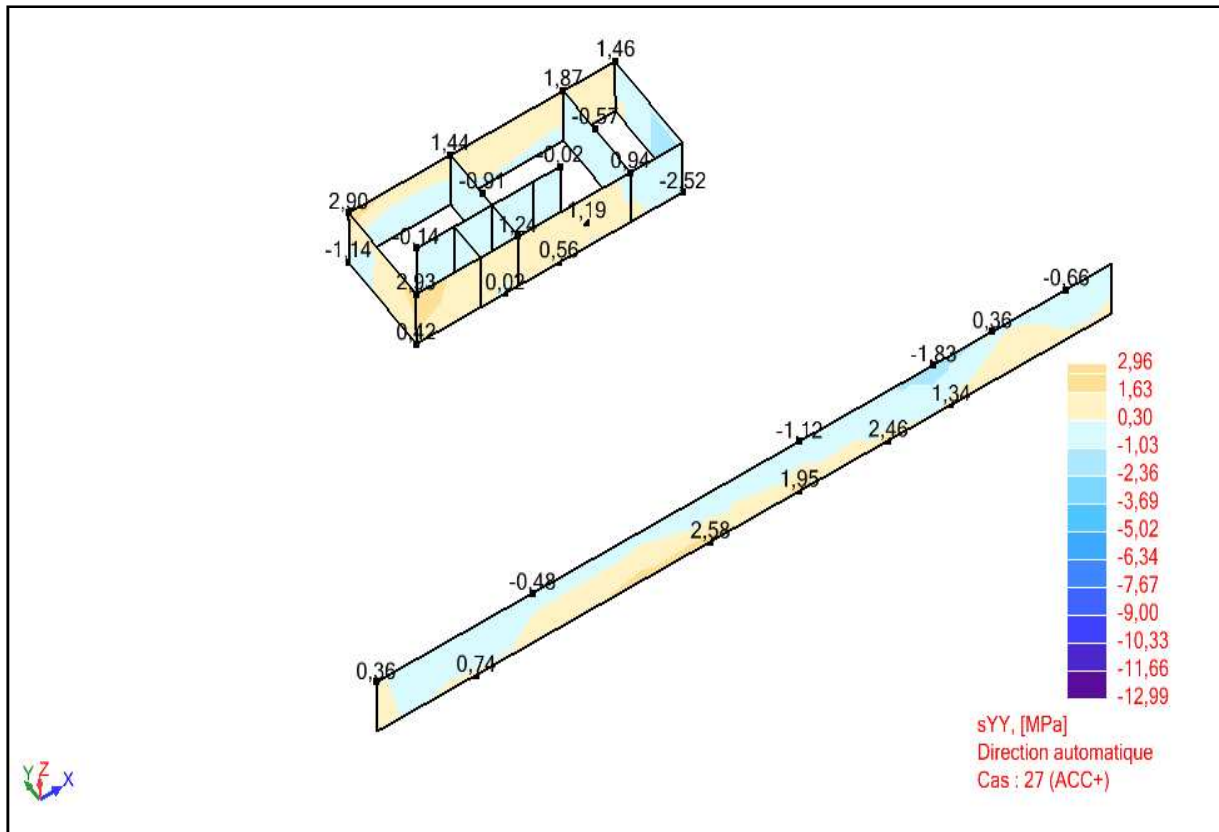


Bache à eau (Niveau bas)



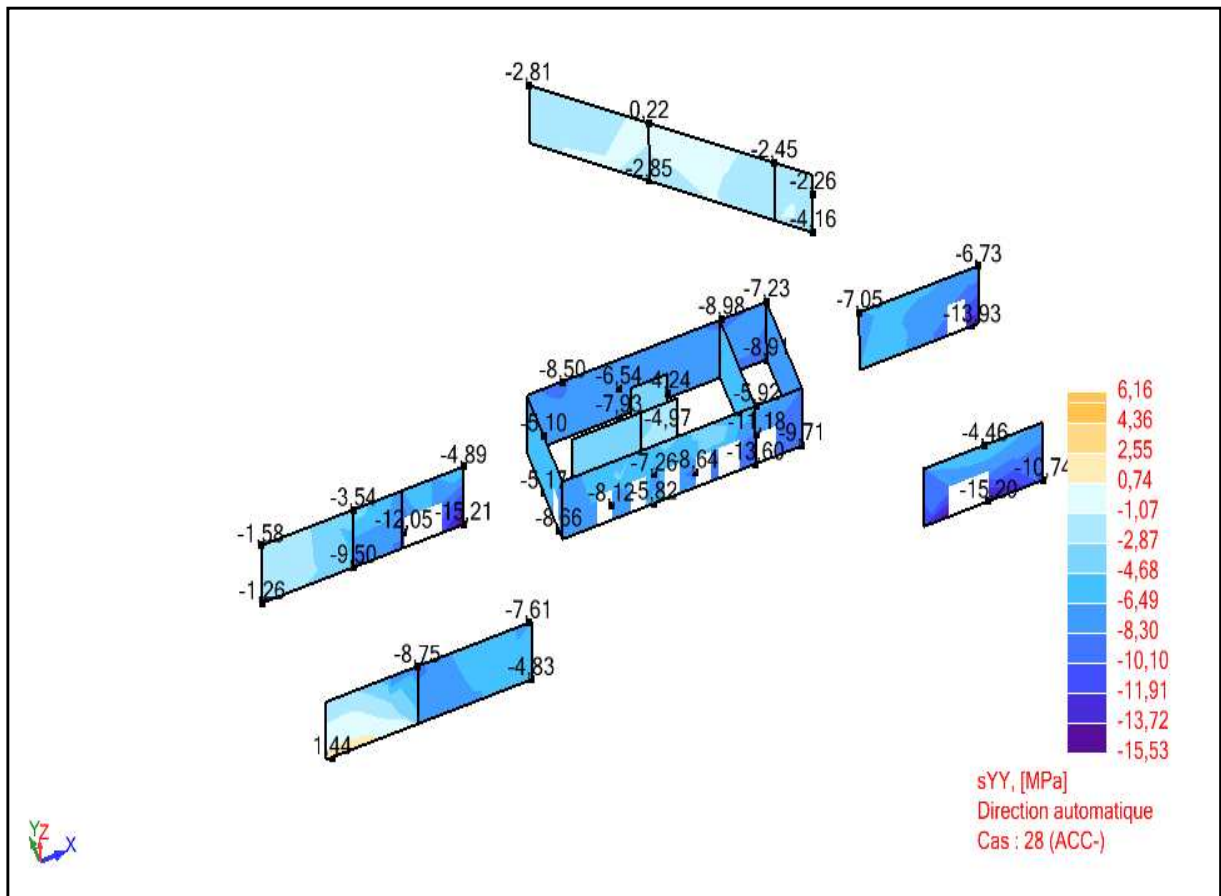
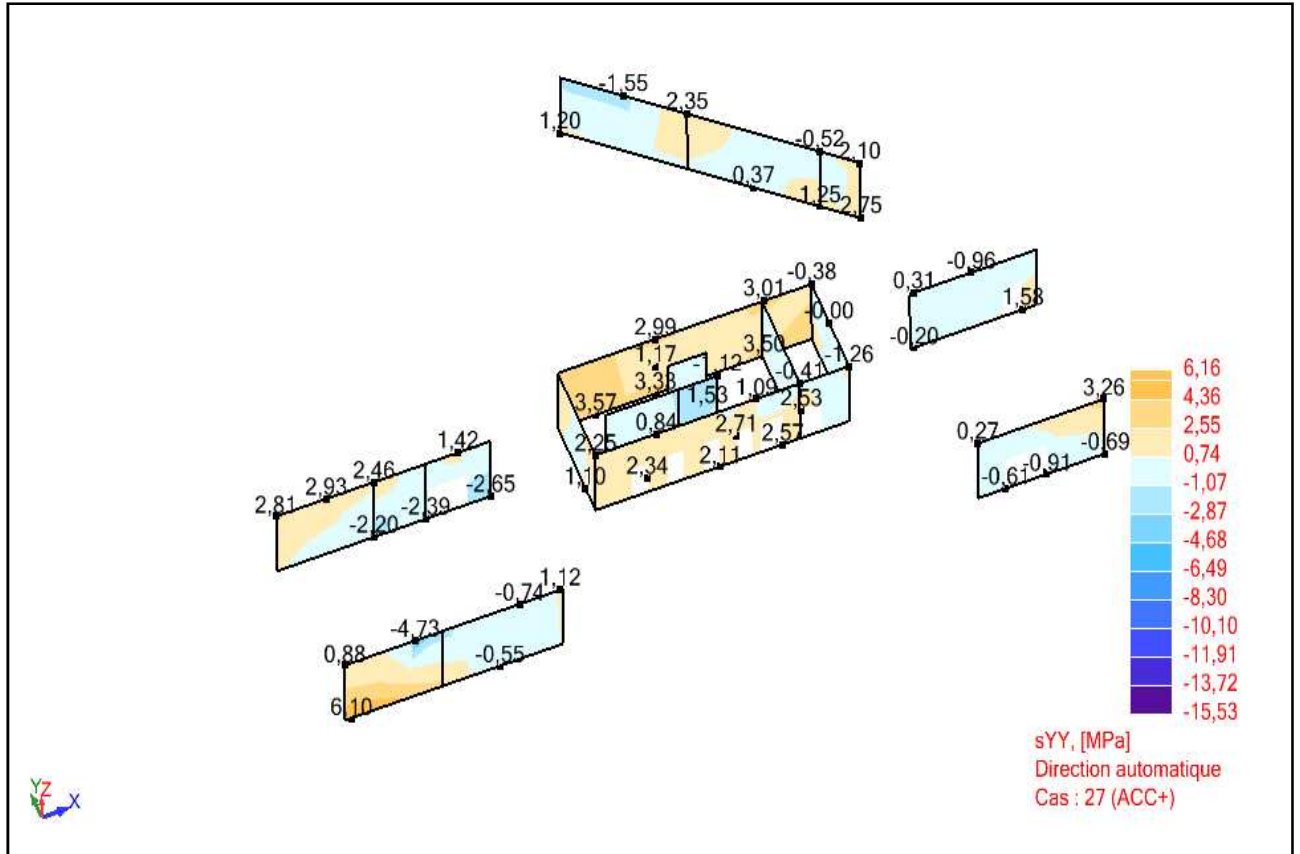


1er sous sol



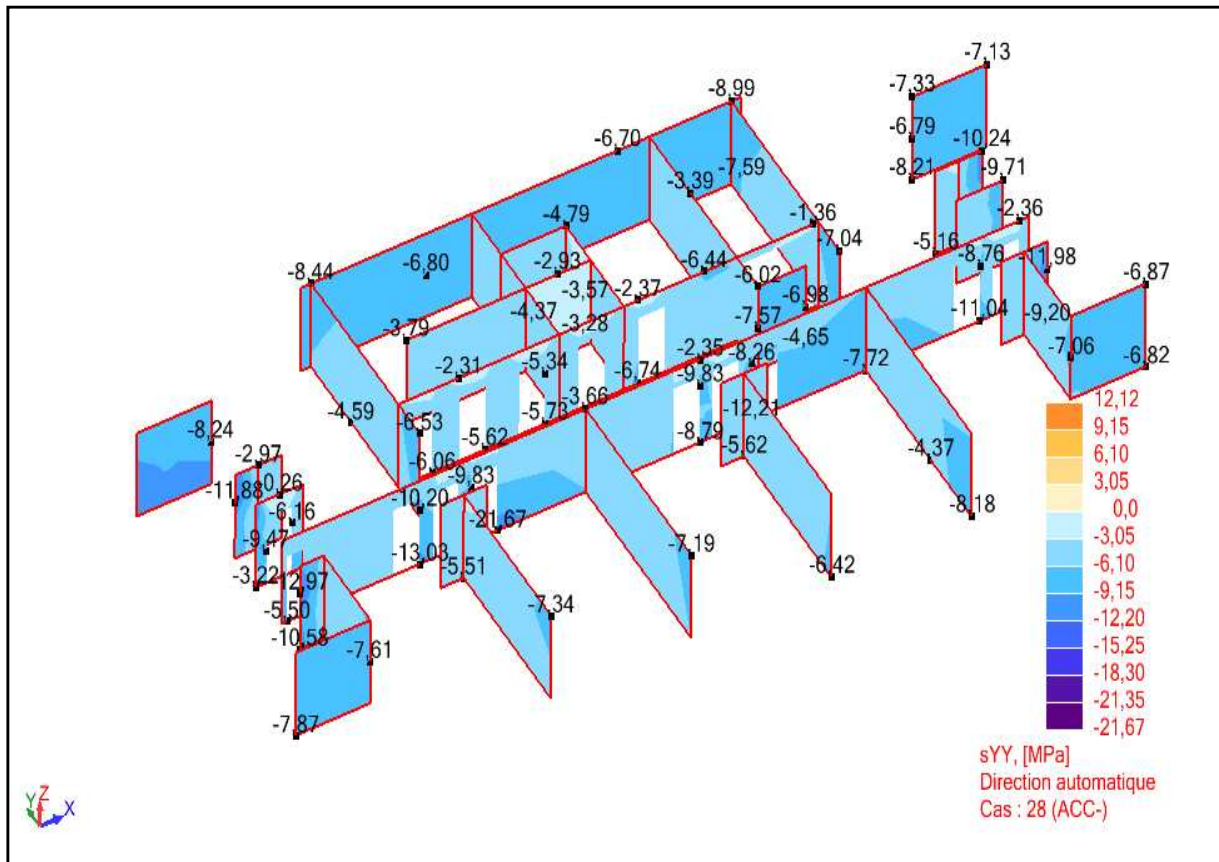
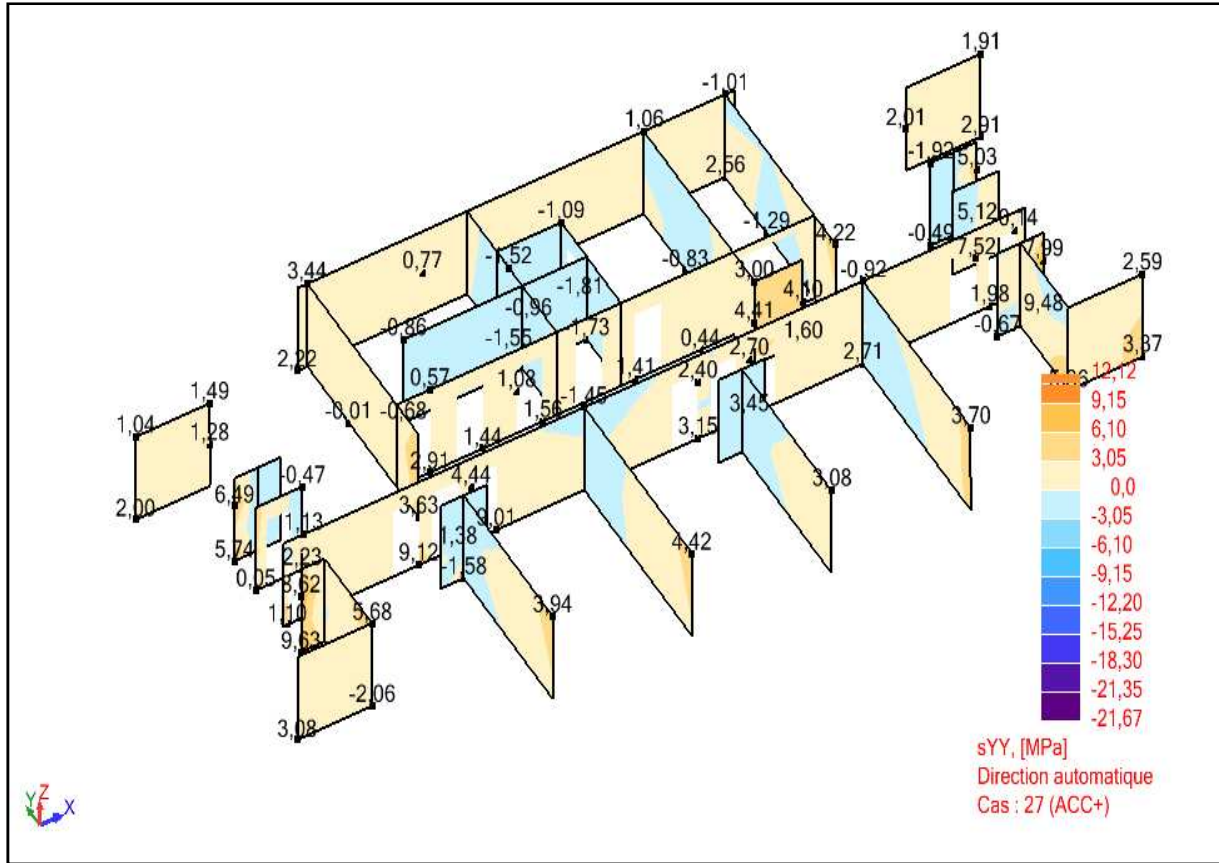


Rez-de-chaussée





Etage d'hébergement (7ème niveau)





Annexe 3: Efforts résultants



Efforts résultants- Structure originale-

Cas/Efforts	FX [daN]	FY	FZ	MX[KN.m]	MY	MZ
Cas	1 - Poids propre					
Somme réactions	633,27	3176,85	34043032,6	182146,97	-810645,69	97,09
Somme efforts	0	0	-34042779,2	-182171,08	810624,38	0
Cas	2 – permanente					
Somme réactions	42,01	458,68	5562610,08	-26610	-186924,67	3,54
Somme efforts	0	0	-5562547,5	26610,78	186919,13	0
Cas	3 - d'exploitation					
Somme réactions	74,18	461,77	4992519,09	67487,02	-130149,99	15,04
Somme efforts	0	0	-4992477,63	-67490,06	130146,35	0
Cas	11 - Sismique R.P.S. 2000 Dir. - masses_X					
Somme réactions	4908916,77	194453,7	154250,84	29791,49	1320184,86	247204,64
Somme efforts	4910685,99	194942,58	154312,21	29811,82	1320089,43	247309,77
Cas	12 - Sismique R.P.S. 2000 Dir. - masses_Y					
Somme réactions	194745,2	4598657,69	229940,85	942791	22565,6	75330,88
Somme efforts	194970,55	4600355,03	229063,44	942977	22577,15	75438,55
Cas	13 - Sismique R.P.S. 2000 Dir. - masses_Z					
Somme réactions	94636,01	156286,88	4956837,32	148144,37	134146,97	12779,89
Somme efforts	102898,22	152716,02	4959543,18	148163,21	134115,84	12697,63
Cas	33-Vent extrême Dir Y+					
Somme réactions	208,59	-638230,93	-79,87	407610,31	4,59	-27715,92
Somme efforts	0	638910,51	0	-407696,57	0	27798,12
Cas	35-Vent extrême Dir X+					
Somme réactions	-277416,38	79,65	1,7	-5,94	-155440,83	-6343,28
Somme efforts	277583,95	0	0	0	155429,97	6367,47



Efforts résultants-Structure alternative-

Cas/Efforts	FX [daN]	FY	FZ	MX [KN.m]	MY	MZ
Cas	1 - Poids propre					
Somme réactions	9,83	-178,55	32664980,3	213681,27	-757111,36	-24,58
Somme efforts	0	0	-32664937,7	-213559,45	757100,53	0
Cas	2 - permanente					
Somme réactions	0,27	-72,43	7415309,4	-71713,57	-270348,2	-10,26
Somme efforts	0	0	-7415286,22	71764,2	270343,24	0
Cas	3 - d'exploitation					
Somme réactions	1,03	-37,71	4979717,4	66469,9	-127754,06	-5,24
Somme efforts	0	0	-4979710,85	-66444,2	127751,82	0
Cas	11 - Sismique R.P.S. 2000 Dir. - masses_X					
Somme réactions	4701405,2	268033,6	230155,13	44891,74	1137522,64	208646,34
Somme efforts	4702628,62	267991,5	230202,94	44935,2	1137318,2	208695,34
Cas	12 - Sismique R.P.S. 2000 Dir. - masses_Y					
Somme totale	4279355,47	7164319,57	162187,11	119,37	30,7	84822,93
Somme réactions	268566,68	4407749,23	185022,4	859433,64	46449,42	66482,22
Cas	13 - Sismique R.P.S. 2000 Dir. - masses_Z					
Somme réactions	154915,02	123556,45	4833128,2	136796,33	153026,19	19338,45
Somme efforts	153425,13	123422,67	4832454,9	136810,71	152957,02	19272,67
Cas	33-Vent extrême Dir -Y+					
Somme réactions	-9523,82	-751418,05	-15,41	442529,18	-2465,86	-30415,05
Somme efforts	9524,13	752380,8	0	-443240,46	2466,75	30548,98
Cas	35-Vent extrême Dir -X+					
Somme réactions	-283662,17	12,64	2,44	-7,82	-174102,55	-6378,64
Somme efforts	283617,88	0	0	0	174072,68	6381,4



Annexe 4: Analyse Modale des structures en équations

La structure d'un bâtiment peut être assimilée à un oscillateur multiple composé de plusieurs masses reliées entre elles et à une base fixe par des ressorts et des amortisseurs. Dans le cas d'une modélisation par éléments finis, les masses sont en, général, considérées concentrées dans les nœuds. Chaque nœud possède au maximum six degrés de liberté : trois translations et trois rotations, mais en pratique on ne considère qu'un nombre réduit. Pour une modélisation M.E.F. en 3D, trois translations pour chaque nœud constituent une approximation plus qu'excellente. C'est d'ailleurs l'approche qu'on utilisera dans cet exposé. Ainsi, pour une structure à N nœuds, on a $3 \times N$ degrés de liberté, entièrement défini par le vecteur $\{v\}$ (à $3 \times N$ termes) des déplacements des masses ponctuelles par rapport au sol.

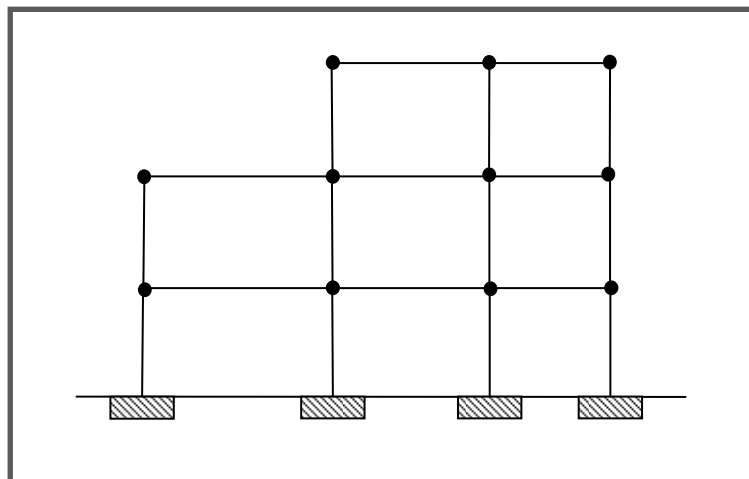


Figure représentant la modélisation oscillateur multiple d'un portique plan

Sous l'action sismique l'oscillateur constitué par la structure est soumis à sa base à un mouvement du sol. La réponse sismique d'une structure est exprimée par la prise en compte de l'équilibre dynamique des forces s'exerçant sur la structure pendant la durée du séisme, et déterminée lorsque ses masses sont soumises aux forces suivantes:

- Les forces élastiques de rappel qui s'opposent aux déplacements des masses et que l'on peut exprimer sous la forme suivante :

$$F_1 = - [K].\{v\}$$



- Des forces de freinage (ou d'amortissement) proportionnelles aux vitesses des masses et qui sont données par:

$$F_2 = - [C].\{\dot{v}\}$$

- Les forces d'inertie développées par les masses dans le sens contraire à l'accélération de l'action sismique ; les forces d'inertie caractérisent la résistance qu'opposent les masses à leur mise en mouvement ou à leur freinage :

$$F = - [M] . \Gamma(t) = - [M] . (\{\ddot{v}\} + \{r_{dir}\} \ddot{v}_g(t))$$

Où l'accélération absolue des masse est égale à la somme de :

- $\{\ddot{v}\}$: vecteur des accélérations des masses par rapport au sol.
- $\{r_{dir}\} \ddot{v}_g(t)$: vecteur accélération du sol. Il s'agit du produit de la fonction scalaire temporelle régissant l'accélération du sol par le vecteur de déplacement unitaire des masses suivant une direction **dir** de l'espace. En réalité \ddot{v}_g dépend aussi du si la direction du séisme considérée est horizontale ou verticale. En guise de simplification, nous allons considérer un seul \ddot{v}_g .

En écrivant l'équilibre des forces on obtient l'équation du mouvement du système :

$$[M] \{\ddot{v}\} + [C] \{\dot{v}\} + [K] \{v\} = \{p(t)\}$$

Avec : $\{p(t)\} = -[M] \{r\} \ddot{v}_g(t)$

$\{r\}$ Dépend de la direction de séisme considérée. Il est constitué par la répétition d'un des 3

vecteurs $\begin{bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$, $\begin{bmatrix} 0 \\ 1 \\ 0 \end{bmatrix}$ et $\begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 1 \end{bmatrix}$ qui correspondent respectivement aux 3 cas sismiques suivant X, Y

et Z.



On calcule les n premiers modes de vibration $\{\varphi_i\}$ et pulsations propres ω_i relatives (n étant très inférieur au nombre de modes existants $3 \times N$) pour le problème de vibration libre non amortie :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{v\} = \{0\}$$

Les modes propres de vibration de la structure constituent une base de $\mathbb{R}^{3 \times N}$. La réponse de la structure $\{v\}$ peut être décomposée dans cette base $\{v\} = \sum_{i=1}^{3 \times N} y_i(t) \{\varphi_i\}$ avec une particularité ; contrairement aux coordonnées géométriques (dans la base canonique de $\mathbb{R}^{3 \times N}$), les coordonnées, dits généralisées, y_i vérifient des équations différentielles découplées indépendantes.

On obtient les n équations différentielles de mouvement indépendantes relatives à chaque mode :

$$\ddot{y}_i + 2 * \xi_i \omega_i \dot{y}_i + \omega_i^2 y_i = \frac{\{\varphi_i\}^T [M] \{r\}}{\{\varphi_i\}^T [M] \{\varphi_i\}} * \ddot{v}_g(t) = -\frac{\mathcal{L}_i}{M_i} \ddot{v}_g(t)$$

Les y_i sont donnés par les équations suivantes :

$$y_i = \frac{\mathcal{L}_i}{M_i} V_i(t)$$

Avec :

$$V_i(t) = -\frac{1}{\omega_{Di}} * \int_0^t \ddot{v}_g(\tau) e^{-\xi \omega (1-\tau)} \sin \omega_{Di}(1-\tau) d\tau$$

$$\omega_{Di} = \omega_i \sqrt{1 - \xi^2}$$

Intégrale de Duhamel.



Ainsi, la solution du problème est donnée par l'expression suivante :

$$\{v\} = \sum_{i=1}^n \frac{\mathcal{L}_i}{M_i} V_i(t) \{\varphi_i\} = [\Phi] \begin{bmatrix} \frac{\mathcal{L}_1}{M_1} V_1(t) \\ \vdots \\ \frac{\mathcal{L}_n}{M_n} V_n(t) \end{bmatrix}$$

Avec : $[\Phi] = [\{\varphi_1\} \quad \dots \quad \{\varphi_n\}]$

Les déplacements de la structure déterminés, on peut en déduire les forces de rappel, c.-à-d. les efforts dans la structure :

$$\begin{aligned} \{f_s\} &= [K]\{v\} \\ \{f_s\} &= [K] [\Phi] \begin{bmatrix} \frac{\mathcal{L}_1}{M_1} V_1(t) \\ \vdots \\ \frac{\mathcal{L}_n}{M_n} V_n(t) \end{bmatrix} = [M] [\Phi] \begin{bmatrix} \frac{\mathcal{L}_1}{M_1} \omega^2_1 V_1(t) \\ \vdots \\ \frac{\mathcal{L}_n}{M_n} \omega^2_n V_n(t) \end{bmatrix} \\ &= \sum_{i=1}^n [M] * \omega^2_i \frac{\mathcal{L}_i}{M_i} V_i(t) \{\varphi_i\} \end{aligned}$$

On remarque que :

- Chaque mode participe aux efforts développés par la structure aux nœuds avec une grandeur égale à : $[M] * \omega^2_i \frac{\mathcal{L}_i}{M_i} V_i(t) \{\varphi_i\}$. C'est comme si les efforts élastiques (dus aux déplacements) étaient assimilables à des forces d'inertie dues à la mise en accélération, pour chaque mode, des nœuds par une quantité de

$$\omega^2_i \frac{\mathcal{L}_i}{M_i} V_i(t) \{\varphi_i\} = \omega^2_i * \{v_i\} \quad , \{v_i\} \text{ représentant les déplacements du mode } i.$$

Cette accélération est nommée pseudo-accélération.



- La réponse globale par rapport au sol de la structure dans une direction donnée est exprimée par la relation :

$$V_0(t) = \{r\}^T \{f_s\} = \sum_{i=1}^n \{r\}^T [M] \{\varphi_i\} * \omega_i^2 \frac{\mathcal{L}_i}{M_i} V_i(t) = \sum_{i=1}^n \frac{\mathcal{L}_i^2}{M_i} \omega_i^2 V_i(t)$$

On retrouve toujours que l'effort est la somme de produits d'une masse ($\frac{\mathcal{L}_i^2}{M_i}$) par une accélération ($\omega_i^2 V_i(t)$). Chaque terme de la somme est constitué par la participation du mode de vibration à la réponse de la structure.

On peut montrer facilement que la masse totale du bâtiment est égale à : $M_{tot} = \sum_{i=1}^{3N} \frac{\mathcal{L}_i^2}{M_i}$

- La masse $\frac{\mathcal{L}_i^2}{M_i}$ est appelée **masse modale effective relative au mode i** et le pourcentage

$\frac{\mathcal{L}_i^2}{M_i} / M_{tot}$ constitue un indicateur très significatif pour évaluer la part de la masse totale

répondant, dans une direction donnée, au chargement sismique et par conséquent l'importance du mode. D'ailleurs, afin de vérifier si on a retenu un nombre **n** de modes suffisant pour que la réponse calculée soit représentative du comportement réel de la structure, on compare la somme $\sum_{i=1}^n \frac{\mathcal{L}_i^2}{M_i}$ à la masse totale du bâtiment M_{tot} pour chacune des directions X,Y, et Z. D'après le P.S. 92, Il faut cumuler au moins 90% de la masse totale.

- Lorsqu'on travaille avec un spectre d'accélération de calcul (cas du R.P.S. 2000). Les quantités $\omega_i^2 V_i(t) = -\frac{\omega_i}{\sqrt{1-\xi^2}} * \int_0^t \ddot{v}_g(\tau) e^{-\xi\omega(1-\tau)} \sin \omega_{Di}(1-\tau) d\tau$ (en pratique le signe «-» n'a pas de signification physique) sont remplacées par l'accélération $S_a(\omega_i)$ du spectre qui correspond à la pulsation ω_i du mode.



Bibliographie :

- « *La Construction en Zone Sismique* », Victor DAVIDOVICI, Editions Le Moniteur », 1999.
- « *Calcul dynamique des Structures en Zone Sismique* », Alain CAPRA, Victor DAVIDOVICI, EYROLLES 1982.
- « Conception Parasismique des Bâtiments », Milan ZACEK, cours de l'ISBA TP.
- Manuel d'utilisation ROBOT Bat.
- « *Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures* »; Eduard L. Wilson; Computers and Structures, Inc. 2002.
- Projet de fin d'études : « *Conception et Dimensionnement de Deux Tours Jumelles de R+25 avec ETABS et ROBOT Millenium* », A. BLIHA, A. DERRAZ, Juin 2008.
- Projet de fin d'études : « *Conception et Calcul d'un Immeuble de Grande Hauteur en Béton Armé : Analyse Parasismique et Analyse au Vent* », A. SEKKAT, A. ZARAT, Juin 2008.
- « *Calcul Pratique des Tours en Béton Armé* », Marius DIVER, Dunod 1972.
- « *Formulaire Du Béton Armé* », Victor DAVIDOVICI, éditions LE MONITEUR.
- Cours « Dynamique des structures » de l'EHTP, Mme M. AZMI.
- « Buildings et bâtiments de grande hauteur : un défi pour les structures », Philippe Bisch, texte de la 553e conférence de l'Université de tous les savoirs donnée le 23 octobre 2004.
- EUROCODE : EN 1990-1998 : 2003
- Règlement Parasismique Marocain « R.P.S. 2000 ».