



Conception et dimensionnement d'un immeuble de grande hauteur (R+14)

**Mémoire du Travail de Fin d'Etude pour l'obtention
du diplôme d'Ingénieur d'Etat de l'EHTP**



Présenté par :

- EL BASSIL Meryam (IB)
- LOTFI Halima (IB)

Dirigé par :

- M. CHERRABI (EHTP)
- M. TARZI (BETEC)

Casablanca-2009

Dédicaces

-A celui qui m'a toujours épaulée et orientée, à mon cher père ;

*-A celle qui a attendu avec patience les fruits de sa bonne éducation,
à ma chère mère ;*

-A ceux qui m'ont toujours soutenue, à mes chers frères ;

-A ma chère amie, binôme, Meryam Et Bassil. ;

-A tous mes amis et camarades ;

Je dédie le fruit de ces inoubliables années d'études.

Halima Lotfi

*-A mes chers parents qui ont toujours suivi mes pas de près et à qui je
dois la réussite de mon parcours ;*

-A mes chères sœurs et à mon frère qui m'ont toujours encouragée,

-A ma chère amie, binôme, Halima Lotfi ;

-A tous mes amis et camarades ;

Je dédie mon travail de fin d'étude.

Meryam Et Bassil

Remerciements

Que tous ceux qui ont eu la bonté et la patience de satisfaire notre curiosité et de nous aider dans notre travail par les précieux conseils, réponses et recommandations dont ils nous ont fait part trouvent ici l'expression de nos plus sincères remerciements.

Nous tenons à remercier tout d'abord **M. Dalil GUENDOZ**, le directeur de l'Ecole Hassania des Travaux Publics. Cette personne qui nous inspire le plus grand respect.

Nous remercions par la même occasion, **M. EL AOULI**, le président directeur général de BETEC pour nous avoir offertes l'opportunité d'effectuer ce stage dans les meilleures conditions.

Notre attention se portera aussi plus particulièrement sur notre encadrant externe **M. TARZI**, le directeur général de BETEC. Cet homme qui nous a fortement impressionnées par sa grande expérience et sa concrète contribution au bon déroulement de ce travail.

A notre encadrant interne, **M. CHERRABI**, nous adressons notre plus profonde reconnaissance pour son bon encadrement et pour les conseils fructueux qu'elle n'a cessé de nous prodiguer.

Nous remercions également **M. NACIRI**, technicien à Robobat pour nous avoir accueillies et pour nous avoir fournies de précieux conseils et recommandations.

Nous adressons par la même occasion nos remerciements à **M. JAWAD**, ingénieur structure à BETEC, qui n'a épargné ni temps ni effort pour nous aider et répondre à nos questions.

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

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

Résumé

Le PFE a pour objet l'étude d'une structure en béton armé de 14 étages située en zone sismique II. La modélisation dans un logiciel de calcul aux éléments finis intégrant un module d'analyse modale a permis l'évaluation du comportement de la structure vis-à-vis les charges accidentelles.

La validation du prédimensionnement des éléments en béton armé tels les voiles, poteaux, planchers et radier a été effectuée sur les éléments les plus sollicités. Les ratios ainsi que les schémas de ferrailage ont été établis.

Sommaire

Introduction	9
I. Présentation du projet.....	10
A. Le projet Casa-Marina	10
B. La structure étudiée	10
II. Généralités sur les IGH.....	11
A. Conception des IGH	11
a. Portiques	12
b. Refends linéaires.....	12
c. Structures mixte refends-portiques	12
d. Noyau central.....	12
e. Structure mixte noyau central-façade	13
B. Résistance au feu des IGH	13
a. Classifications :.....	14
b. Systèmes porteurs en béton armé :	14
d. Règles constructives par catégorie d'éléments.....	15
e. Conclusion :	17
III. Conception et prédimensionnement	17
A. Contraintes architecturales	18
B. Contreventement de la structure	18
C. Le plancher	19
D. Les fondations.....	19
E. Prédimensionnement des éléments structuraux	20
b. Les voiles :.....	20
c. Les poteaux :.....	20
d. Les chapiteaux des poteaux :	20
e. Dimensions retenues :	23
IV. Modélisation.....	23
A. Le logiciel CBS Pro.....	23
B. Modélisation de structure	24
C. Modélisation des éléments non structuraux.....	24
D. Modélisation de l'interaction sol-structure	24
E. Modélisation de la masse	25

F.	Modélisation des charges du vent	25
G.	Modélisation par rapport au séisme	26
V.	L'effet du vent.....	26
A.	Généralités	26
a.	Profils des vitesses	27
b.	Turbulence du vent	28
c.	Effet dynamique du vent.....	28
B.	Calcul de la structure au vent	29
a.	Pressions dynamiques de base.....	29
b.	Pressions dynamiques corrigées.....	30
c.	Actions statiques exercées par le vent.....	34
d.	Actions dynamiques exercées par le vent	37
VI.	L'effet du séisme	40
A.	Généralités	40
a.	Comportement des bâtiments vis-à-vis un séisme :.....	40
b.	Règlement parasismique marocain :	43
c.	Conception parasismique :	43
B.	Calcul sismique :.....	44
a.	Irrégularité du bâtiment :.....	44
b.	Nécessité d'une approche dynamique:	48
c.	Paramètres sismiques :	49
d.	Résultats du calcul modal :.....	50
VII.	Comparaison vent/séisme	52
VIII.	Vérifications.....	53
A.	Vérification des déplacements.....	53
a.	Les déplacements latéraux inter-étages.....	53
b.	Le déplacement latéral total du bâtiment	54
B.	Stabilité au renversement	54
C.	Viabilité	56
D.	retrait et effet de la température :.....	56
IX.	Dimensionnement et ferrailage des éléments structuraux.....	58
A.	Voiles	58
a.	Méthode de calcul :.....	58
b.	Ferrailage du voile 0-1 :.....	62

B. Dalles	67
a. Méthode de calcul :	67
b. Ferrailage des planchers :	70
C. Radier	73
a. Généralités et méthode de calcul :	73
b. Ferrailage du radier	75
X. Estimation de prix	82
Conclusion.....	84
Références bibliographiques	86
<i>Annexes</i>	87
<i>Annexe1 : plans architecturaux</i>	88
<i>Annexe2 : résultats de l'analyse modale</i>	96
<i>Annexe3 : cartographie</i>	100
<i>Annexe4 : ferrailage des éléments</i>	103
<i>Annexe5 : charges permanentes et charges d'exploitation</i>	112

Liste de figures

Figure 1 : plan de situation de la structure.....	11
Figure 2 : la tour de l'Île Verte à Grenoble.....	12
Figure 3: la Tour Nobel à Puteaux.....	13
Figure 4: World Trade Center.....	13
Figure 5 : poteaux et chapiteaux.....	21
Figure 6: modélisation de l'effet du vent sur la structure.....	26
Figure 7: Profils de vitesses moyennes sur trois types de terrain pour un vent de 100 miles à l'heure. 27	
Figure 8: Enregistrement typique effectué avec un anémomètre à tube pressurisé.....	28
Figure 9: règle R-III-2 du règlement NV65, coefficient de réduction des pressions dynamiques.....	32
Figure 10: courbe de variation de δ selon la hauteur.....	32
Figure 11: décrochements en élévation.....	35
Figure 12: modes de ruine des constructions sous l'effet du séisme.....	41
Figure 13: Processus d'élaboration d'un spectre de réponse.....	42
Figure 14: Spectre de réponse normalisé.....	42
Figure 15: Spectre de réponse en déplacement.....	43
Figure 16: Forme en plan du RDC.....	45
Figure 17: mode1 ; sens X.....	51
Figure 18: mode 3 ; sens-Y.....	52
Figure 19: Le comportement du voile est similaire à celui d'une console.....	58
Figure 20: Instabilité latérale des murs.....	59
Figure 21: modèle d'un voile sollicité en flexion composée.....	59
Figure 22: Ferrailage du voile 0-9.....	66
Figure 23: décomposition d'une dalle champignon en portique.....	67
Figure 24: demi-bandes en travée et sur appuis d'une dalle champignon.....	68
Figure 25 : répartition des moments entre les bandes.....	69
Figure 26: ferrailage du plancher haut du 9ème étage.....	72
Figure 27: interférence des semelles.....	73
Figure 28: le radier plan épais.....	74
Figure 29 : le radier plan nervuré.....	74
Figure 30: répartition des contraintes sous un radier.....	74
Figure 31: radier du noyau central.....	75
Figure 32: les panneaux constitutifs du radier.....	78
Figure 33: coupe A-A.....	81
Figure 34: coupe B-B.....	81

Liste des tableaux

Tableau 1: la température en °C selon l'enrobage et la durée d'exposition au feu.....	15
Tableau 2 : dimension minimale de la cote du poteau selon les critères d'exigence.....	16
Tableau 3 : épaisseur minimale d'un mur porteur et enrobage selon les critères d'exigences.....	16
Tableau 4: enrobage minimal d'une dalle isostatique selon les critères d'exigences.....	16
Tableau 5: les dimensions retenues.....	23

Tableau 6: Les pressions dynamiques de base des vents dans les différentes régions marocaines	30
Tableau 7: variation du coefficient K_h selon la hauteur.....	31
Tableau 8: les coefficients des sites	31
Tableau 9: variation de δ selon la hauteur.....	33
Tableau 10: pressions dynamiques maximales	33
Tableau 11: pressions dynamiques calculées.....	33
Tableau 12: les pressions dynamiques normales et extrêmes selon les étages	34
Tableau 13: l'action statique résultante par unité de longueur pour un vent normal	37
Tableau 14: l'action statique résultante par unité de longueur pour un vent extrême	37
Tableau 15: l'action dynamique résultante par unité de longueur pour un vent normal frappant la façade ouest	39
Tableau 16: l'action dynamique résultante par unité de longueur pour un vent extrême frappant la façade ouest	39
Tableau 17 : l'action dynamique résultante par unité de longueur pour un vent normal frappant la façade sud	40
Tableau 18: l'action dynamique résultante par unité de longueur pour un vent extrême frappant la façade ouest	40
Tableau 19: Vérification des critères de régularité en plan	44
Tableau 20: les distances e_x et e_y ainsi que les rapports r_x et r_y pour chaque étage	46
Tableau 21: vérification des conditions no 1 et no 2	47
Tableau 22: paramètres sismiques.....	50
Tableau 23: les moments à la base du bâtiment sous l'action du vent et du séisme.....	53
Tableau 24: déplacements latéraux inter-étages.....	54
Tableau 25: déplacements latéraux totaux.....	54
Tableau 26: indice de renversement.....	55
Tableau 27: N_{ulim} et α selon le type du mur.....	60
Tableau 28: sections et dispositions des armatures verticales et horizontales d'un voile	61
Tableau 29: efforts réduits appliqués au voile 0-9.....	62
Tableau 30: les moments fléchissants sollicitant les traverses.....	69
Tableau 31: les efforts normaux à l'ELS et à l'ELU	75
Tableau 32: épaisseur minimale du radier donnée par la condition du non poinçonnement	76
Tableau 33: sens de portée des différents panneaux.....	78
Tableau 34: moments en travée et sur appuis.....	79
Tableau 35: moments en travée et sur appuis des panneau P1 et P7.....	79
Tableau 36: les sections de ferrailage calculées.....	80
Tableau 37: ferrailage des différents panneaux du radier	80
Tableau 38: Bibliothèque de ratios d'acier	82
Tableau 39: prix des matériaux de construction (mise en œuvre comprise)	82
Tableau 40: tableau récapitulatif du coût estimatif.....	83

Introduction

Le Maroc est un pays en pleine effervescence grâce à des chantiers répartis aux quatre coins du pays. Plus que de simples chantiers mais plutôt de véritables projets, grandioses par leurs enveloppes et par leurs effets d'entraînement sur l'ensemble de l'économie.

Le projet CASA-MARINA en fait parti puisqu'il s'étalera sur environ 25 hectares et offrira donc à la côte casablancaise un nouveau visage digne de la métropole économique du pays. Des immeubles à grandes hauteur grandioses et prestigieuses, conçus pour participer au renforcement du potentiel de la ville dans différents domaines, ont été confiés à des B.E.T. marocains alors qu'il y a quelques années de cela, l'étude des immeubles de grande hauteur était souvent faite par des B.E.T. étrangers.

Notre mission consistait à l'étude d'un IGH situé dans la zone A5 du secteur PORTES OCEANES. Conception, dimensionnement et vérifications ont été tous faits en essayant d'allier élégance, confort et sécurité.

Le bâtiment est une structure en béton armé s'étalant sur une emprise qui dépasse les 2000m² et culminant à une cinquantaine de mètres au dessus du sol. Il se situe dans une zone exposée de sismicité moyenne (zone II) et comporte : un sous-sol pour parkings et locaux techniques, un rez-de-chaussée pour commerces et 14 étages dédiés principalement à accueillir des bureaux paysagers.

Le présent rapport résume toutes les phases d'étude de cette structure. Nous commencerons d'abord par la phase conception et prédimensionnement qui se fera en tenant compte des exigences en termes de sécurité incendie, des contraintes architecturales et des dispositions parasismiques. La phase des calculs portera ensuite sur la modélisation de la structure sur le logiciel CBS-Pro, le calcul sismique et le calcul au vent. Une étude comparative viendra ultérieurement afin de déterminer lequel des deux phénomènes est le plus défavorable pour le bâtiment. Nous procéderons après à la vérification de notre structure et au dimensionnement des éléments structuraux (dalles, voiles, fondations...) avant de fournir un coût estimatif du projet.

I. Présentation du projet

A. Le projet Casa-Marina



Ce projet s'inscrit dans le cadre des stratégies nationales de développement urbain et social. Il permettra de doter la métropole économique d'un pôle multifonctionnel ouvert sur la mer et contribuera au renforcement du potentiel de la ville dans les domaines du tourisme et de l'hôtellerie, des loisirs et des commerces ainsi que des infrastructures tertiaires en matière de plateformes de bureaux destinées à des activités très diversifiées. Il a une valeur de symbole au regard de son implantation exceptionnelle à proximité du port de Casablanca, de la gare ferroviaire de Casa Port, de la Grande Mosquée Hassan II et de la Médina

Ce projet, qui s'étale sur une longueur de 1,5 km, se développe sur une emprise foncière de près de 26 hectares, dont 10 hectares gagnés sur la mer grâce à de gigantesques travaux d'extension et de protection maritime, et comporte quatre séquences :

- La Marina : Dédiée aux activités de tourisme, animation et loisirs.
- Les Ramblas : Regroupe les vocations affaires, loisir et commerces.
- Les Portes Océanes : Un nouveau centre d'affaires intégré, avec des espaces bureaux et du résidentiel.
- Les Jardins de la mosquée : La zone est entièrement dédiée aux espaces verts aménagés en balades piétonnes, avec un aquarium et un équipement culturel.

Le projet porte sur une superficie totale d'environ 450 000 m², répartie comme suit :

- Résidentiel : 30%
- Centre d'affaires et Bureaux : 33%
- Hôtels : 11%
- Centre commercial et Commerces : 15%
- Equipements (parc, aquarium, palais des congrès, marina) : 10%

L'investissement global du projet dépassera les cinq milliards de dirhams.

B. La structure étudiée

La structure étudiée est un immeuble R+14 avec sous-sol situé dans la zone A5 du secteur Portes Océanes de la Marina de Casablanca. Ce bâtiment est dédié principalement à recevoir des bureaux haut standing.

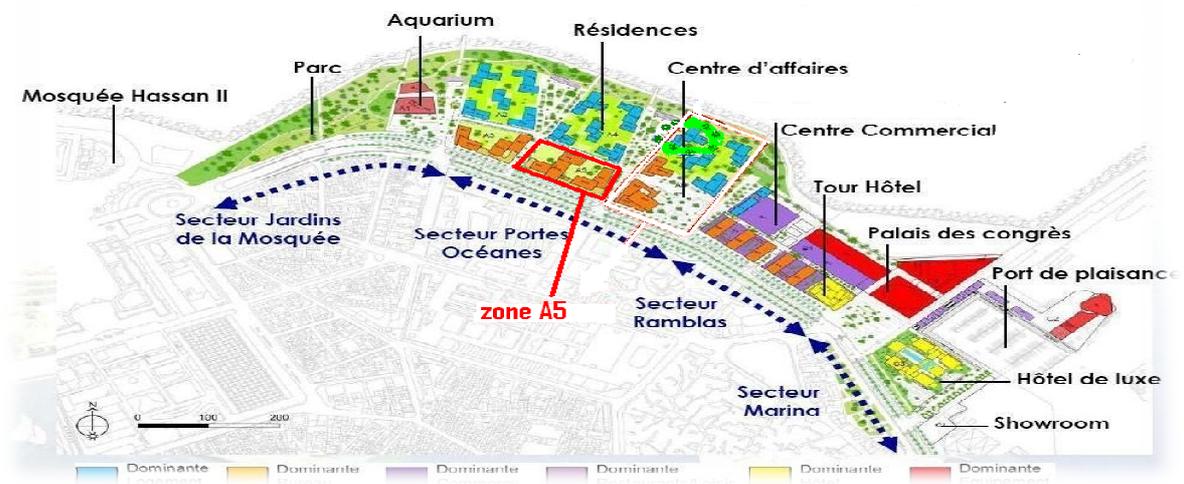


Figure 1 : plan de situation de la structure

Les différents niveaux se répartissent comme suit :

- le sous-sol qui comporte des locaux techniques et un parking
- Le rez-de-chaussée : il est dédié à recevoir des commerces
- Le premier étage : il joue le rôle d'une zone de stockage
- Les autres niveaux sont dédiés à recevoir des bureaux paysagers haut standing

Le bâtiment étudié représente une certaine irrégularité au niveau de la forme, ainsi qu'au niveau du décalage des étages.

II. Généralités sur les IGH

A. Conception des IGH

L'essor des bâtiments de grande hauteur en béton armé est étroitement lié au développement des connaissances théoriques de l'ingénieur, provoqué en grande partie par la pression constante des architectes et maîtres d'ouvrage en quête de formes inédites.

L'évolution dans le concept des IGH a été accompagnée de l'évolution générale de la technique de calcul, marquée d'une manière spectaculaire par l'apparition d'ordinateurs puissants et de logiciels

très perfectionnés en termes de modélisation et de calcul. Dans ce qui suit, nous ferons le point de la situation concernant la structure de résistance des IGH, et nous donnerons quelques exemples de bâtiments-tours exécutés à l'étranger.

a. Portiques

Les portiques en béton armé, utilisés fréquemment entre les deux guerres mondiales, ont connu un essor remarquable après la découverte de méthodes de calcul simplifiées (par exemple, la méthode de Cross). Cette structure continue d'être utilisée pour des immeubles de faible et moyenne hauteur ; cependant elle devient onéreuse et de conception lourde pour des bâtiments de plus de 10 à 15 niveaux.

b. Refends linéaires

Au fur et à mesure que la nécessité de construire des immeubles de plus en plus hauts se faisait sentir, les portiques ont commencé à être remplacés par des refends disposés au droit des cages d'escalier et des ascenseurs. Les refends linéaires se sont avérés satisfaisants de point de vue économique pour des immeubles ne dépassant pas 20 à 25 niveaux. Une des premières méthodes de calcul de refends appliquée sur grande échelle a été la méthode de MM. Albiges et Goulet, publiée en France en 1960. Au début des années 70, M. Despeyroux a élaboré une méthode générale de calcul des refends linéaires.

Un exemple typique de bâtiment-tour à refends linéaires est indiqué ci-dessous, il s'agit de l'un des premiers bâtiments-tours à usage d'habitation en France, la tour de l'Île Verte à Grenoble (Figure2).



Figure 2 : la tour de l'Île Verte à Grenoble

c. Structures mixte refends-portiques

Dans certains cas où les refends ne suffisent plus à assurer le contreventement, une liaison avec des portiques permet d'augmenter leur capacité de résistance. Le calcul manuel est laborieux mais les avancées informatiques ont rendu possible l'étude d'exécution de telles structures. Les difficultés d'exécution dues à la complexité de la structure de résistance confèrent à ce type de construction un caractère assez limité.

d. Noyau central

Les limites des structures comprenant des refends se sont fait sentir dès que les bâtiments-tours ont été conçus pour l'usage de bureaux. Les premiers à chercher de nouvelles structures ont été les ingénieurs américains, obligés par les architectes à dégager l'espace utile des immeubles. Pour ce faire, les américains ont pensé à concentrer les services (ascenseurs, escaliers, toilettes) dans un noyau central, laissant un grand espace libre sans cloisons, et muni d'une installation d'air conditionné. On obtient la structure type « Noyau central », celui-ci assurant le contreventement du bâtiment, tandis que les poteaux, sur la périphérie, ne sont destinés à transmettre aux fondations que des charges verticales. Un exemple de ce type de structure est la Tour Nobel à Puteaux (Figure3).

Toutefois, les structures à noyau central continuent d'avoir un emploi limité en Europe à cause de l'appréhension qu'ont les architectes européens à augmenter les dimensions en plan, la limite de hauteur étant parfois imposée par la déformation du sommet.

En tout état de cause, le noyau central reste économique jusqu'à 50-60 niveaux ; son exécution est aisée grâce au coffrage glissant.



Figure 3: la Tour Nobel à Puteaux

e. Structure mixte noyau central-façade

Une augmentation très importante de la capacité de résistance des bâtiments-tours est obtenue en faisant participer la façade au contreventement (voir figure 4).

La façade devient un élément structural, généralement composé de pièces préfabriquées en béton armé ou en acier . Dans certains cas, une façade structurale permet, grâce à sa rigidité importante, d'équilibrer plus de la moitié des efforts produits par le vent (ou le séisme). Aux Etats-Unis, L'ex -World Trade Center a été conçu suivant ce principe (Figure4).

D'un point de vue économique, les limites de ce type de structure sont atteintes vers 100-120 étages



Figure 4: World Trade Center

B. Résistance au feu des IGH

Selon l'article R122-2 du Code de la construction et de l'habitation, « constitue un immeuble de grande hauteur, [...] tout corps de bâtiment dont le plancher bas du dernier niveau est situé, par rapport au niveau du sol le plus haut utilisable pour les engins des services publics de secours et de lutte contre l'incendie... » ; Soit, à 50 mètres pour les immeubles à usage d'habitation et à plus de 28 mètres pour tous les autres immeubles.

Les IGH doivent alors satisfaire à des exigences particulières en termes de sécurité contre l'incendie. L'article R 122-9 du Code de la construction et de l'habitation du Canada précise des principes de sécurité bien déterminés :

- « permettre de vaincre le feu avant qu'il n'ait atteint une dangereuse extension », notamment en compartimentant l'immeuble en secteurs capables d'éviter la propagation de l'incendie de l'un à l'autre, et en limitant les sources de matériaux combustibles ;
- assurer une évacuation aisée des occupants, notamment par la présence d'au moins deux escaliers par compartiment ;

- assurer une détection rapide de l'incendie, et mettre à disposition des moyens efficaces de lutte contre l'incendie ;
- empêcher le passage des fumées d'incendie de la zone sinistrée aux secteurs encore indemnes ;
- empêcher l'incendie d'un IGH par propagation d'un incendie frappant le voisinage de ce bâtiment.

a. Classifications :

- Les matériaux sont classés selon leur réaction au feu

-**MO** : incombustible le matériau n'alimente pas l'incendie

-**M1** : le matériau est combustible mais non inflammable. Il peut alimenter Le feu mais ne favorisera pas sa propagation.

-**M2 - M3 - M4** : les matériaux sont combustibles et inflammables.

L'inflammabilité augmente de M2 à M4.

- La Résistance au feu se décline en trois classes

-« Stabilité au feu » (**SF**) ou « résistance au feu » (**R**) : Capacité mesurée en minutes d'un élément de structure à assurer son rôle dans le bâtiment.

-« pare flammes » (**PF**) remplace, suivant les produits, par « étanchéité » (**E**) ou « résistance et étanchéité » (**RE**) : aptitude d'une paroi à s'opposer au passage des flammes ou de gaz chauds qui pourrait entraîner la propagation de l'incendie.

-« coupe-feu » (**CF**) qui devient « étanchéité et isolation » (**EI**) ou « résistance-étanchéité-isolation » (**REI**) : l'aptitude d'une paroi à maintenir une isolation suffisante pour que la température sur la face non-exposée au feu ne dépasse pas certaines valeurs (140 °C en moyenne), dangereuses pour des occupants ou susceptibles de rallumer l'incendie.

b. Systèmes porteurs en béton armé :

En cas d'incendie, le béton armé se comporte relativement bien. Jusqu'à des températures de 1500°C, l'acier et le béton se dilatent dans la même mesure. A partir de cette température, la dilatation du ferrailage est notablement plus importante. Il s'ensuit le phénomène connu de l'écrasement et de l'éclatement du béton. A partir de 4500°C, le ferrailage perd sa rigidité.

Du point de vue de la résistance au feu, le dimensionnement des systèmes porteurs en béton dépend des dimensions des éléments (sections) et du recouvrement par le béton (enrobage). Plus le recouvrement est important, plus le temps de protection du ferrailage contre l'augmentation de la température est long.

En règle générale, la stabilité au feu des éléments de la structure des IGH (poteaux, poutres, planchers, etc.) doit être au moins de degré 2 heures (ou encore R 120). Dans les locaux qui présentent des risques particuliers d'incendie, on peut exiger, pour les éléments porteurs et les parois, des degrés de résistance au feu plus élevés, proportionnés aux risques. En effet, pour les locaux servant de parking, on exige parfois une résistance au feu de 4 heures, soit le double de la résistance au feu des autres types de locaux.

Dans la norme SIA 262 « Construction en béton » et dans le Répertoire suisse de la protection incendie AEAI, au chapitre « Parties de construction admises sans certificat d'examen », l'interdépendance entre la résistance au feu et le recouvrement du ferrailage est fixée comme suit :

- 60 (icb) : 20 mm
- R 90 : 30 mm
- R 180 : 50 mm plus armature complémentaire

La norme SIA exige un enrobage minimal par le béton de 20 mm, pour des raisons de Construction (protection contre la corrosion). Cela signifie, si les dimensions sont respectées, que les constructions en béton offrent déjà une résistance R 60 (icb).

Selon SIA, des épaisseurs moindres de recouvrement par le béton sont admises pour les éléments en béton industriels préfabriqués. Indépendamment de cela, les valeurs mentionnées plus haut doivent être respectées pour la protection incendie.

c. Dispositions générales selon DTU FB (P92-701)

▪ Dispositions de ferrailage :

- L'augmentation de l'enrobage est favorable pour la stabilité au feu. Le tableau suivant donne la température en °C selon l'enrobage et la durée d'exposition au feu.

u (cm)	Durée d'exposition au feu			
	1/2 h	1 h	1h1/2	2 h
1,5	410 à 350	600 à 550	700 à 660	770 à 730
3	280 à 240	490 à 430	610 à 540	690 à 620
4,5	120 à 90	340 à 300	480 à 410	580 à 500

*Le premier chiffre est donné pour une épaisseur de béton de 18 cm, le second pour une épaisseur de béton de 50 cm.

Tableau 1: la température en °C selon l'enrobage et la durée d'exposition au feu

-Lorsque la distance utile des aciers principaux est supérieur à 7 cm, il faut prévoir un grillage de protection enrobé de 1,5 cm de béton avec une maille inférieure à 10 cm.

-Les dalles et poutres doivent comporter des armatures sur toute la longueur de la face exposée au feu.

-Les aciers nécessaires à la stabilité d'une section doivent être éloignés des parois et des angles saillants.

-les aciers qui ne sont pas nécessaires à la justification de stabilité doivent être placés au voisinage des parois exposées.

▪ Dispositions de joint de dilatation :

Les joints de dilatation séparant en deux un élément pare-flammes ou coupe-feu doivent être étudiés en tenant compte des variations dimensionnelles à attendre.

Pour s'opposer au passage des flammes et à l'émission de gaz inflammables On peut utiliser par exemple :

_ Soufflet métallique ancré dans l'ossature de part et d'autre du joint ;

_ appui feuillure entre deux éléments raidis, avec interposition d'une mousse.

d. Règles constructives par catégorie d'éléments

▪ Poteaux :

Ces règles simples concernent les poteaux soumis a une compression simple dont l'élançement est au plus égal à 35 et pour lesquels les aciers n'ont pas été pris en compte pour l'estimation de la charge portante ultime dans le calcul à froid. Le tableau suivant donne, pour les durées F - exprimées en heures - des critères d'exigence coupe-feu ou stabilité au feu, la dimension minimale a (cm) de la cote du poteau :

F		1/2 h	1 h	1 h1/2	2 h	3 h	4 h
a (cm)	Poteau carré	15	20	24	30	36	45
	Poteau carré exposé 1 face au feu	10	12	14	16	20	26
	Poteau b = 5a	10	12	14	16	20	26

* les poteaux ronds sont traités comme des poteaux carrés de même surface.

Tableau 2 : dimension minimale de la cote du poteau selon les critères d'exigence

▪ Mûrs porteurs :

Les règles ci-après concernent les murs porteurs d'élanement au plus égal à 50 et sont valables pour un feu d'un ou des deux cotés du mur. Les durées F - exprimées en heures - des critères d'exigence (coupe-feu et stabilité au feu) sont réputées obtenues lorsque les valeurs minimales de a et u données dans le tableau ci-dessous sont respectées.

F		1/2 h	1 h	1h1/2	2 h	3 h	4 h
a (cm)		10	11	13	15	20	25
u (cm) :	cas des aciers au pourcentage	néant					
	cas des aciers pris en compte dans les calculs	1	2	3	4	6	7

Tableau 3 : épaisseur minimale d'un mur porteur et enrobage selon les critères d'exigences

▪ Planchers :

Les planchers ne doivent pas présenter, une fois construits, de sections susceptibles de constituer un point faible. Parmi les causes principales d'affaiblissement:

- L'isostatisme des pièces, car la continuité sur appui intervient dans la transmission des efforts à l'aide des aciers supérieurs qui sont moins affectés au cours d'un incendie.
- les talons trop grêles et les parois trop minces : L'examen des courbes de température dans une section droite montre en effet que les parties les plus chaudes sont les angles saillants, et que la température affecte d'autant plus un élément qu'il est plus élancé.

Dalles isostatiques :

Les durées - exprimées en heures - des critères d'exigence (coupe-feu et stabilité au feu) sont réputées obtenues pour les dalles lorsque les dispositions minimales prévues dans le tableau ci-après sont observées :

Durée de résistance au feu F		1/2 h	1 h	1h1/2	2 h	3 h	4 h
Épaisseur minimale h + e (cm)		6	7	9	11	15	17,5
Sans aciers sur appuis	u (cm)	1	2	3	4	6	8
	$(l_{sw} + l_{se})/l$	0	0	0	0	0	0
Avec aciers sur appuis avec consoles	u (cm)	1	1,5	2	2,5	3,5	4,5
	$(l_{sw} + l_{se})/l$	0,25	0,3	0,4	0,5	0,55	0,6

Tableau 4: enrobage minimal d'une dalle isostatique selon les critères d'exigences

Avec :

h : épaisseur de la dalle en cm

e : épaisseur de la chape et de son revêtement en cm

M₀ : moment isostatique sous les charges permanentes et les charges variables

M_w et **M_e** : moments de flexion équilibrés par les aciers sur appuis de longueur libre à l'intérieur de la travée considérée **l_{sw}** et les

Dalles hyperstatiques :

Les règles précédentes sont appliquées :

- Soit en tenant compte des moments de continuité hyperstatiques quand les aciers sur appui sont des ronds lisses de classe Fe E 215 ou Fe E 235 ne comportant aucune barre de répartition soudée sur eux sauf au voisinage immédiat de leurs extrémités.

-soit en ne tenant pas compte de ces moments de continuité hyperstatique dans les autres cas.

*Par application des dispositions précédentes, le fait d'utiliser la ligne « sans aciers sur appuis » du tableau suppose que les aciers en travée ont été calculés à froid à partir du moment **M₀**, ce qui ne dispense pas, malgré cela, du calcul des aciers de continuité nécessaires au bon comportement de l'ouvrage à froid

e. Conclusion :

- Pour notre structure, la stabilité au feu des éléments porteurs doit être au moins égale à **2 heures (R120)** vu qu'il s'agit d'un immeuble à grande hauteur. Cette condition est vérifiée en considérant un enrobage de **enr=40 mm** pour tous les éléments porteurs (poteaux, planchers...). Pour le sous-sol, on exigera un enrobage supérieur, vu qu'il contient des parkings et des locaux technique, soit un **enr=80 mm**.
- Les poteaux des différents étages doivent avoir un diamètre supérieur à la valeur minimale donnée par le tableau2 et qui est de l'ordre de **φ_{min}=34 cm**. Ceux du sous-sol, doivent vérifier la condition : **φ ≥ φ_{min}=51 cm**
- les voiles doivent avoir une épaisseur supérieure à l'épaisseur minimale **e_{min}=15cm**. ceux du sous-sol une épaisseur **e ≥ e_{min}=28 cm**
- quant aux planchers, on exigera une épaisseur minimale de **e_{min}=17.5 cm** pour le sous sol -ce qui correspond bien à une R240- et de **e_{min}=11 cm** pour les autres niveaux (R120).

Remarque: Le coût des mesures de sécurité concernant les IGH lors de leur construction (résistance au feu des structures, équipements de détection et d'alarme incendie, équipements facilitant l'intervention des pompiers...) puis pendant toute la vie de l'immeuble (contrôles réguliers et mise à jour des équipements de sécurité, présence permanente d'une équipe de sécurité incendie financée par les utilisateurs de l'immeuble...), tend à limiter les IGH aux activités générant le plus de rentabilité locative, soit, concrètement, aux immeubles de bureaux de prestige.

III. Conception et prédimensionnement

Avant d'être exécuté, tout bâtiment doit tout d'abord être étudié techniquement. Une telle étude a pour objectif évaluer le comportement du bâtiment vis-à-vis des différents efforts auxquels il sera probablement soumis, et par suite le dimensionner afin qu'il puisse y résister.

L'étude technique comporte généralement trois phases :

- conception de l'ouvrage et prédimensionnement de la structure afin de vérifier la faisabilité technique du projet
- dimensionnement des différentes éléments et vérification de la phase précédente afin de sortir les éléments nécessaire au bordereau du prix tels que les quantités de béton, d'acier...

- Vérification et justification du dimensionnement retenu et élaboration des plans de coffrage et de ferrailage.

A. Contraintes architecturales

Dans un premier temps il s'agit d'adapter la conception à l'architecture technique retenue, tout en répondant et aux exigences de stabilité et de résistance, et aux contraintes architecturales de viabilité de sécurité et d'esthétique.

La conception a été ainsi réalisée en collaboration avec l'architecte .les conditions architecturales prises en considération se résument à:

- Eviter d'avoir des poteaux qui débouchent au hasard dans les commerces du rez-de-chaussée.
- Assurer un dégagement de l'espace vu qu'il s'agit d'un bâtiment destiné aux bureaux paysagers.
- Eviter de grandes retombées susceptibles de limiter le nombre d'étages.

B. Contreventement de la structure

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme...), on distingue deux types de structures :

-Structures auto-stables ou auto-contreventées qui, de part leur conception vis-à-vis des charges gravitaires, sont également stables sous l'action des charges horizontales. C'est par exemple le cas des constructions comportant des portiques dans les deux directions principales, ainsi que celui des structures dites « spatiales » ou « tridimensionnelles » (coques, treillis 3D...)

-Structures contreventées qui comportent un ensemble d'éléments de construction appelé contreventement, dans le but d'assurer la stabilité et la rigidité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales.

Le contreventement a donc principalement pour objet :

-D'assurer la stabilité des constructions non auto-stables vis-à-vis des charges horizontales, donc de transmettre ces charges jusqu'au sol

-De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont sources de dommages aux éléments non structuraux

Dans le cas d'une construction parasismique, le contreventement comporte obligatoirement deux familles d'éléments : le contreventement horizontal (diaphragme) et le contreventement vertical (voiles, treillis, portiques).

Notons que les contreventements par panneaux rigides, notamment les voiles, sont plus rigides que ceux des autres catégories.

Nous optons alors pour un **contreventement par voiles** concentrés au milieu du bâtiment : il s'agira donc d'une **structure à noyau centrale**. Ce système de contreventement procure souvent la solution la plus économique et permet aussi de dégager plus d'espace puisqu'on concentre au milieu du bâtiment tous les dispositifs de communication verticale (ascenseurs, escaliers, gaines et réseaux divers) ainsi que certains services (sanitaires, espaces de rangement etc.). Le rôle et l'emplacement des équipements de communication, des gaines de transport et de fluides, des services, sont quasiment immuables durant la vie de l'immeuble. Il est donc logique de rassembler dans un espace figé les cages d'escalier et autres ascenseurs ainsi que certains locaux de services, et d'enserrer cet espace dans une structure rigide en béton armé dont la fonction, sur le plan structural, est de reprendre toutes les

sollicitations horizontales et une partie des charges verticales s'exerçant sur le bâtiment puis de les transmettre aux fondations.

C. Le plancher

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure destinés à reprendre les charges d'exploitation ou autres charges permanentes (cloisons, chapes, revêtements...) et à les transmettre aux éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs...). Plusieurs types de planchers se présentent au concepteur qui doit faire son choix en fonction d'un nombre de considérations et de contraintes. On distingue par exemple :

- plancher-dalle, sans poutres ni nervures ou plancher-champignon
- Plancher à poutres dans une direction et dalles portant dans la direction perpendiculaire
- Plancher à poutres croisées et dalle portant dans deux directions
- Plancher à poutres parallèles dans une direction, nervures (ou poutrelles) perpendiculaires aux poutres, et dalle portant dans la direction perpendiculaire aux nervures

Vu les contraintes architecturales déjà citées, nous avons opté pour des **plancher-champignons**. Cette variante se présente en tant que plancher à sous-face horizontale, sans aucune retombée pour les poutres et s'appuyant directement sur les poteaux avec un épanouissement de ces derniers en forme de chapiteaux ; ils sont alors dénommés planchers-champignons. On peut également disposer d'une retombée locale au droit du poteau pour accroître sa résistance à la flexion et à l'effort tranchant.

Cette conception nous permet d'éviter des retombées de poutre de l'ordre de 80cm et donc de dégager plus d'espace pour la mise en place des faux-plafonds et des faux-planchers-techniques. Cette solution nous permet alors de gagner environ 8m en hauteur ce qui est équivalent à 2 étages environ.

D. Les fondations

Le rapport géotechnique effectué par le laboratoire LPEE contient les résultats d'une vingtaine de sondages qui ont été réalisés avec des profondeurs allant jusqu'à 50m. Ces sondages carottés ont été effectués avec des essais pressiométriques.

Tous les sondages montrent qu'on a une coupe homogène avec un remblai qui surmonte le substratum en schiste.

L'épaisseur du remblai est variable de 3 à 8m, en effet, si on relève la côte du substratum par rapport au NGM, on trouve le rocher à un niveau pratiquement constant avec un léger pendage vers la mer. La côte du rocher varie de +2NGM coté terre à -2NGM coté mer.

Le niveau de l'eau, qui d'après les piézomètres sur place, dépend du niveau de la mer, se trouve parfois dans le rocher et parfois hors rocher.

Compte tenu qu'il est prévu des sous-sols, le rapport géotechnique recommande de faire un terrassement généralisé jusqu'au toit du rocher. Tous les remblais sont à enlever. L'eau ne doit pas gêner les travaux puisque son niveau est soit sous le rocher soit légèrement au dessus (1 à 1,5m). Le rattrapage des niveaux bas se fera par la mise en place d'un ballast concassé.

Deux types de fondations sont retenus au niveau de CASA-MARINA :

- Fondations sur radier et dans ce cas ils peuvent reposer soit sur le rocher soit sur le ballast de rattrapage et on optera pour des taux élevés de 8 bars pour les deux cas.

- Fondations superficielles travaillant aussi à 8 bars reposant sur le rocher sinon on rattrape le niveau hors eau avec du gros béton au lieu du ballast et ceci pour les bâtiments légers (R+4 à R+10).

Les tassements dans les deux cas restent faibles et inférieurs au cm et donc on pourra prendre comme module 8 Bar/cm.

E. Prédimensionnement des éléments structuraux

a. Le plancher :(Article E.4.8.5 BAEL 91)

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la formule suivante : $e = L/33$ à $L/30$

L étant la portée maximale entre nus d'appuis $L = \min [L_{\max}(\text{sens } x); L_{\max}(\text{sens } y)]$

Nous adoptons alors une épaisseur de plancher constante de **25 cm**. (pour le plancher haut du sous-sol, on adoptera une épaisseur de 30 cm compte tenu des exigences particulières en termes de protection incendie).

b. Les voiles :

Selon le RPS2000, l'épaisseur minimale du voile est fonction de la hauteur nette h_e de l'étage.

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

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

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

Les dimensions adoptées des voiles varient entre **20** et **35 cm**.

c. Les poteaux :

Nous optons pour des poteaux circulaires bien répartis avec des portées de 8.10 m. le prédimensionnement de ces éléments se fait en prenant en compte les charges permanentes et les surcharges données par la NF-06-001 et la NFP-06-004 (voir annexe5).

Compte tenu du fait que dans les bâtiments à étages il n'est pas à prévoir que les surcharges sont appliquées simultanément avec l'intensité maximale, on définit alors des surcharges réduites. On réduit de 0.10 S par étage jusqu'à la valeur 0.50 S qui sera conservée pour les étages inférieurs. Notons aussi que cette dégression n'intervient pas dans le cas des locaux commerciaux et parkings.

Les dimensions obtenues à partir de la formule $\phi = 2\sqrt{Nu/12\pi}$ avec $Nu=1.35G+1.5Q$ varient entre 50 et 130 cm.

d. Les chapiteaux des poteaux :

Le chapiteau d'un pilier intérieur est un tronc de pyramide ou un tronc de cône dont la petite base est la section supérieure de la partie prismatique du pilier. La hauteur h_2 du chapiteau est la distance du plan de la petite base à la face inférieure du plancher.

Dans les calculs de résistance, on ne retient, comme volume utile du chapiteau, que la partie comprise à l'intérieur du tronc de pyramide ou du tronc de cône construit sur la petite base du chapiteau et défini par des plans ou des génératrices faisant un angle de 45° avec le plan horizontal.(Figure5)

Si la grande base du volume utile est constituée par un rectangle de dimensions a et b, on doit avoir : $A < 0,4 l_x$ Et $B < 0,4 l_y$

où l_x et l_y désignent les dimensions de celui des quarts panneaux entourant le pilier considéré qui a la plus faible surface ou, si elles sont pour tous les mêmes, les dimensions desdits panneaux.

Dans le calcul des dimensions des chapiteaux, nous avons tenu compte de :

- raisons de symétrie ; on a ($l_x=l_y=8,1m$) pour la plupart des panneaux considérés, on a choisi donc de prendre une même valeur pour la largeur du chapiteau ainsi que sa longueur ($a=b$).
- en général le chapiteau a le même aperçu que le poteau c'est-à-dire que les chapiteaux seront circulaires comme les poteaux. Cependant pour faciliter le coffrage et la mise en place des armatures nous avons opté pour une forme carrée.
- On évite les angles droits pour ne pas atteindre les contraintes de rupture. ($\alpha=135^\circ$).

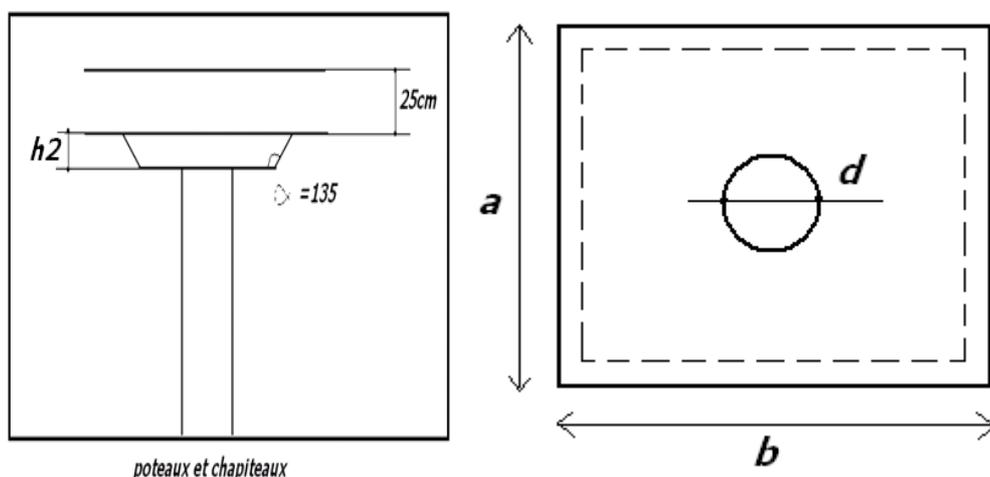


Figure 5 : poteaux et chapiteaux

- Vérification au poinçonnement :

On choisit le cas le plus défavorable pour dimensionner les chapiteaux :

Etage bureaux (les charges sont plus élevées), présence d'un porte-à-faux à 2 façades donc mur rideau 500kg/ml d'une longueur de 8,1+8,1m en plus des charges permanentes. Le calcul sera réalisé pour une section minimale du poteau $D=50cm$.

Sous l'action de force localisée, il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

Dans le cas d'une charge localisée éloignée des bords de la dalle, on admet qu'aucune armature d'effort tranchant n'est requise, si la condition suivante est satisfaite :

$$Q_u \leq 0.045 U_c h F_{cj}/Y_b$$

Expression dans laquelle on désigne par :

- Q_u : charge de calcul vis-à-vis E.L.U
- H : épaisseur totale de la dalle.
- U_c : le périmètre du contour défini au niveau du feuillet moyen

On admet qu'une force appliquée sur une aire à contour convexe à la surface d'une dalle agit uniformément sur une aire du feuillet moyen dont le contour est parallèle à la projection du contour de l'aire d'application de la charge sur ce feuillet et distant de cette projection de la demi-épaisseur de la dalle.

Si la force localisée est appliquée à la surface d'un revêtement de la dalle, on applique la même règle, la distance entre contours parallèles étant augmentée de l'épaisseur du revêtement si ce dernier est constitué de béton ou d'un matériau analogue, et des trois quarts de l'épaisseur de ce revêtement s'il est moins résistant (asphalte coulé, béton bitumineux, enrobés par exemple).

Le périmètre U_c est donc défini par la relation suivante : $U_c = (D + h_c + e) \cdot \pi$.

h_c et e étant respectivement l'épaisseur du chapiteau et l'épaisseur de la dalle

La résolution de l'équation donnée par la condition du non poinçonnement donne une valeur de $h_c = 0,18m$. Nous avons choisi donc une épaisseur de chapiteau égale à 20cm.

- Vérification vis-à-vis l'effort tranchant ;

Pour donner des dimensions aux chapiteaux on doit vérifier l'effort tranchant au niveau des appuis afin d'éviter des valeurs excessives insupportables par le béton.

On considère donc le cas le plus défavorable, c'est le cas du plancher réalisé avec porte-à-faux et dans l'étage à usage de commerce. La charge répartie linéairement a pour valeur $q = 16t/m$

L'effort tranchant maximum dû à cette charge répartie est au niveau des appuis : $T = 64,8t$

Puisqu'on utilisera des armatures d'effort tranchant d'âme droites associées ou non à des barres relevées équilibrant au plus la moitié de T :

$$Z_u = \min(0,13 F_{c28} ; 4Mpa)$$

D'où on tire une valeur de la résistance du béton au cisaillement : $Z_u = 3,9 MPA$.

La justification de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente conventionnelle prise égale à : $Z_u = T / (a \cdot d)$

Donc on trouve une valeur de $a = b = 1,2m$ avec une valeur de $d = 45cm$.

- Vérification vis-à-vis du moment sollicitant ;

La fissuration est considérée peut nuisible dans le dimensionnement de la dalle donc on fait les calculs selon l'état limite ultime. Au niveau des chapiteaux on ne veut pas avoir des armatures de compression donc il est nécessaire que le moment vérifie la formule suivante :

$$M_u / (b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}) \leq 0,186$$

Et puisqu'on sait la valeur du moment dû à la charge répartie linéairement : $M_u = 131,22 t.m$ alors il reste de déterminer la largeur du chapiteau $b = 2,40 m$

Avant de prendre cette valeur comme valeur définitive il faut d'abord vérifier les conditions suivantes :

- $a = b < 0,4 l_x = 3,24m$ (vérifiée).

-Pour l'évaluation de la résistance de la dalle aux moments sur appuis on prend une largeur de $l'y=b/2+\text{épaisseur de la dalle}$.

-Il faut que $l'y$ ne dépasse pas $ly/4=2m$ ce qui est vérifié on a trouvé une valeur de $l'y=1,45m$.

Conclusion :

Les chapiteaux des piliers ont pour dimensions :

- Une épaisseur $h= 20\text{ cm}$
- Une largeur $a=$ longueur $b= 2,4m$

e. Dimensions retenues :

étage	Diamètre-poteau ϕ (cm)	Epaisseur-voile (cm)
Sous-sol	130	35
RDC	130	35
R+1	130	35
R+2	120	30
R+3	120	30
R+4	120	30
R+5	100	25
R+6	100	25
R+7	100	25
R+8	80	20
R+9	80	20
R+10	70	20
R+11	70	20
R+12	50	20
R+13	50	20
R+14	50	20

Tableau 5: les dimensions retenues

IV. Modélisation

A. Le logiciel CBS Pro

Nous avons choisi de faire le calcul à l'aide du module CBS Pro parce qu'il permet à la fois une génération facile du modèle de la structure, la définition des charges, y compris les charges sismiques, un calcul estimatif de la structure et le dimensionnement des éléments en béton armé.

La présente version du logiciel utilise trois méthodes d'analyse des charges appliquées à la structure :

-**Surface d'influence** : l'utilisateur retrouve plus facilement une approche manuelle des calculs. Elle convient surtout pour les bâtiments avec des dalles de type rectangulaires. Les dalles sont divisées en zones qui transfèrent les charges sur les appuis.

-**Éléments finis partiels** : cette approche, plus réelle, convient très bien aux dalles quelconques. Dans cette méthode, les calculs sont effectués étage par étage. Sur chaque étage sont extraits les dalles avec

les éléments d'appui (parois, poteaux, poutres) et les charges verticales appliquées à ces dalles. Les réactions obtenues après la résolution de MEF sont transférées aux éléments d'appui comme charges.

-**Méthode globale** : traduit le comportement réel du bâtiment, elle consiste à créer un modèle en éléments finis MEF complet et permet notamment la prise en compte des remontées de charges, dalles de transfert, voile suspendu. De plus, cette méthode est indispensable dès qu'un calcul sismique est nécessaire.

Les hypothèses de prédimensionnement nous permettent d'avoir, après analyse, un quantitatif très précis (volume de béton, poids d'acier, surface de coffrage...).

En plus d'un calcul statique, il est possible d'effectuer des analyses dynamiques suivant les règlements PS92, RPA99 modifié 2004, RPS2000.

B. Modélisation de structure

Généralement la modélisation des ouvrages en béton armé est faite à base d'éléments en membrane, de plaque, de coque à 4 nœuds et plus rarement d'éléments en volume. Le temps de calcul et surtout l'interprétation des résultats sont bien sûr plus faciles pour les éléments de type membrane, plaque et coque. Il s'agit donc de faire un choix entre divers types d'éléments finis en fonction de la nature ou de la qualité des résultats désirés.

Dans notre cas on modélise les dalles et les voiles en tant que coque.

Les éléments de type coque sont obtenus par simple superposition des éléments de type membrane et de type plaque.

Les hypothèses habituellement retenues dans les modèles coques sont les suivantes :

- L'épaisseur reste faible par rapport aux autres dimensions même dans le cas des coques dites épaisses
- Les déformations dans la direction normales par rapport à la coque ne sont pas prises en compte.
- Les contraintes normales varient linéairement sur l'épaisseur de la coque
- Les contraintes de cisaillement varient paraboliquement sur l'épaisseur de la coque.
- Les normales à la coque restent normales et orthogonales au feuillet moyen dans le cas des coques dites minces
- La composante normale de la rotation n'est pas prise en compte ni dans l'élément de la membrane ni dans l'élément de plaque. En conséquence, un modèle de coque possède à priori 5 degrés de libertés.

C. Modélisation des éléments non structuraux

D'une manière générale, les éléments non structuraux sont ceux qui ne contribuent pas à la résistance de l'ouvrage : éléments de remplissage, divers équipements, liquides contenus, etc.

Pour l'analyse dynamique, ces éléments augmentent la raideur et dans le cas d'éléments structuraux importants des nœuds supplémentaires sont ajoutées pour tenir compte de leur rigidité.

L'effet de ces éléments sur le modèle permet de les classer en deux catégories :

- Ceux qui suivent le mouvement, ils ne sont représentés que par leur masse.
- Ceux dont la raideur est intégrée dans le modèle, on modélise leurs masses et leurs raideurs afin de participer au comportement dynamique de la structure.

Dans notre cas, la modélisation des éléments non structuraux n'est pas prise en compte parce que les éléments non structuraux ne participent pas à la résistance de l'ouvrage.

D. Modélisation de l'interaction sol-structure

La réponse de la structure reste soumise aux propriétés du sol. Dans le cas des ouvrages courants et des méthodes de calcul simplifiées, on élimine l'ISS en considérant l'ouvrage parfaitement encastré dans le sol. De manière générale, on peut négliger l'ISS pour des bâtiments rigides construits sur des sols durs (roches ou sols de bonne résistance mécanique).

Dans le cas de sols mous ou moyennement mous, l'ISS intervient de façon significative.

Ces conséquences principales sont les suivantes :

- augmentation de l'amortissement
- allongement de la période de vibration qui est souvent un point positif.

Pour modéliser l'ISS, on considère que le sol est homogène assimilable à un bloc et que les ondes qui parviennent sur la structure sont des ondes de volume se propageant verticalement.

On utilise surtout deux méthodes :

- Modélisation du sol par des éléments finis
- Modélisation du sol par des ressorts

La deuxième méthode est la plus utilisée.

Modélisation par un système de ressorts amortis :

On cherche à connaître les caractéristiques des ressorts. C'est une démarche qui comprend plusieurs étapes :

- on calcule de manière approchée les raideurs du sol
- on calcule la fréquence de la structure avec ces raideurs
- Une méthode dite de Deleuze permet d'accéder aux nouvelles raideurs
- Ce processus fournit les valeurs des raideurs après 3 ou 4 itérations.

Dans notre cas, la modélisation de l'interaction sol structure n'est pas prise en compte parce que le sol est de type rocheux.

E. Modélisation de la masse

Dans la réalité les structures sont composées d'un certain nombre de masses oscillantes, dont certaines sont concentrées en divers niveaux, et d'autres sont réparties sur toute la hauteur de la structure.

Suivant le type de la structure, les masses réparties sur la hauteur peuvent être soit traitées comme telles, soit remplacées par des masses concentrées suffisamment rapprochées. Dans le cas général, le problème est rarement soluble sous sa première forme, et l'on se trouve contraint de recourir à la décomposition en masses discrètes. Avec un système porteur vertical et les planchers horizontaux, la plus grande part de la masse totale est concentrée au niveau des planchers. On accepte d'habitude comme modèle dynamique un système où la totalité de la masse de l'étage est concentrée au niveau du plancher.

F. Modélisation des charges du vent

La modélisation des actions du vent sur le logiciel CBS-Pro se fait comme suit :

On suppose que les charges dues au vent passent par les parties exposées de la dalle pour être ensuite acheminées vers les voiles du noyau central. Ceci dit, on suppose que la dalle reprend la moitié de la

charge surfacique appliquée à la paroi en dessous d'elle et la moitié de celle appliquée à la paroi d'en-dessus.

Ces charges surfaciques sont ensuite multipliées par la mi-hauteur des parois d'en-dessous et d'en-dessus afin d'obtenir la somme des charges linéaires à appliquer.

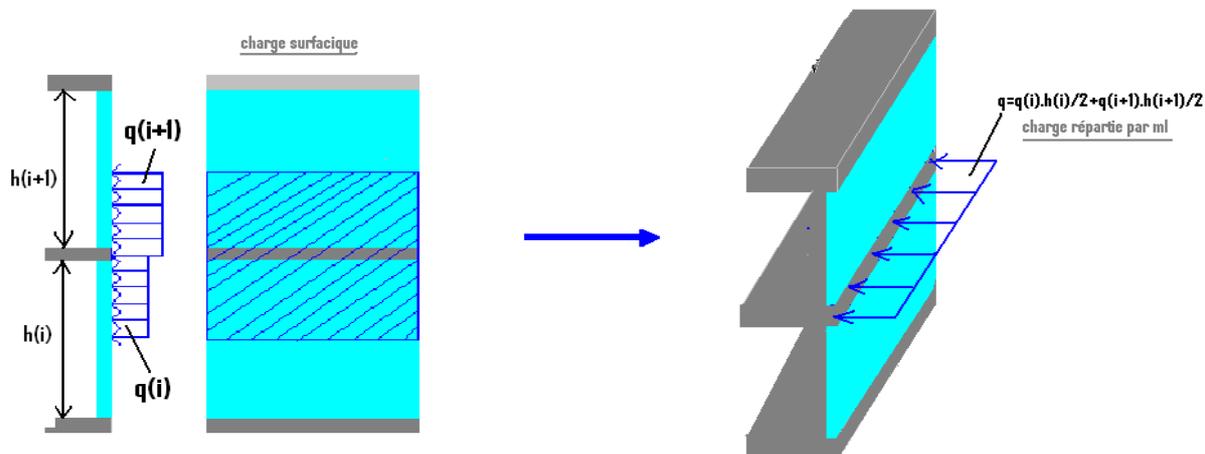


Figure 6: modélisation de l'effet du vent sur la structure

G. Modélisation par rapport au séisme

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle, introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique, permet la détermination de ses modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

Deux types de modèles peuvent être envisagés :

- 1) Modélisation par éléments finis ;
- 2) Modélisation à masse concentrées et raideurs équivalentes (modèle brochettes).

Dans notre étude on a usé du premier modèle pour les raisons suivants :

- Bonne évaluation des efforts sismiques.
- Irrégularité du bâtiment et par suite le risque qu'il y ait des modes de torsion imprévisibles avec une simple modélisation de brochette.

V. L'effet du vent

La réalisation de constructions de grande dimension sont presque toujours limitées par les incidences climatiques. Parmi l'ensemble des risques naturels, les effets du vent concernent tout particulièrement les structures élancées et audacieuses rendues réalisables grâce à une meilleure connaissance du comportement des structures vis-à-vis du vent. L'étude de l'effet du vent sur les structures fait l'objet des règles NV 65 et annexes qui définissent les effets de la neige et du vent sur les constructions.

A. Généralités

Autrefois on avait recours à des moyens très simples pour estimer les surcharges quand on établissait les plans des maisons. De nos jours, les surcharges comme le vent, la neige, les tremblements de terre

et les charges imposées aux planchers font l'objet d'une attention beaucoup plus grande laquelle coïncide d'ailleurs avec le fait que des analyses de structure plus précises sont maintenant possibles.

Les surcharges de vent ont pris une importance particulière à cause des immeubles très élevés qu'on construit de nos jours. D'autres facteurs, néanmoins, ont contribué à donner beaucoup d'importance au vent dans les calculs, comme les toits légers à pente douce, les murs-rideaux et les "formes aérodynamiques" de certains ouvrages. On essaiera dans ce qui suit de mieux connaître les caractéristiques des charges dues au vent et de comprendre leurs effets sur les bâtiments.

a. Profils des vitesses

La rugosité de la surface de la terre qui ralentit le vent transforme une partie de l'énergie du vent en turbulence mécanique. Étant donné que la turbulence est provoquée à la surface, la vitesse du vent à la surface est très inférieure à la vitesse du vent aux altitudes élevées. La turbulence comprend les mouvements verticaux et horizontaux de l'air, aussi l'effet du ralentissement à la surface par friction est-il propagé vers le haut. La turbulence mécanique et l'effet du ralentissement par friction décroît graduellement avec la hauteur et au niveau du "gradient" (environ 1000 à 2000 pieds soit environ 305 à 610 m) l'effet de friction est négligeable.

La forme du profil vertical des vitesses des vents violents dépend principalement du degré de la rugosité de la surface, c'est-à-dire de l'effet total de ralentissement des bâtiments, des arbres et autres obstacles qui s'opposent à l'écoulement du vent à la surface. Trois profils typiques de vitesse du vent sont indiqués à la figure 8 où l'effet de la rugosité variable de la surface sur les vitesses de vent moyennes est indiqué pour un vent de gradient dont la vitesse est arbitrairement fixée à 100 milles à l'heure (environ 160 km/h).

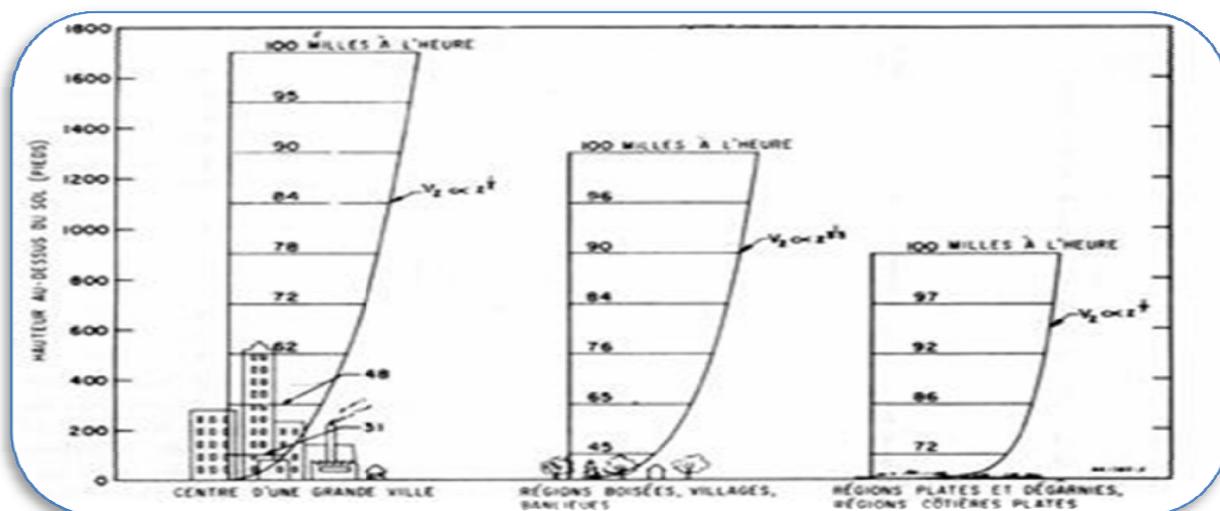


Figure 7: Profils de vitesses moyennes sur trois types de terrain pour un vent de 100 milles à l'heure

Les profils de vitesse ont été déterminés en établissant des courbes correspondant aux vitesses de vent observées à plusieurs niveaux. Il suffit de décrire ces profils par une loi de puissance de la forme :

$$V_h = V_r \left(\frac{h}{h_r} \right)^k$$

Où :

- V_h , est la vitesse du vent moyen à une hauteur h au dessus du sol,
- V_r la vitesse moyenne à la hauteur de référence h_r au-dessus du sol,
- k l'exposant de la meilleure courbe.

Une hauteur de référence de 10 mètres (environ 30 pieds) est recommandée dans tous les pays du monde comme étalon et les anémomètres sont généralement installés à cette hauteur. Les exposants pour les vitesses de vent moyennes varient d'environ $1/7$ pour les régions dégagées et plates à environ $1/2$ pour les centres des grandes villes

b. Turbulence du vent

Le profil de vitesse ne décrit qu'un aspect du vent aux niveaux les plus bas. Des rafales de vent se surimposent en créant des déviations. Ces déviations ont une répartition irrégulière sur une gamme très étendue de fréquences et d'amplitudes à la fois dans le temps et dans l'espace. On peut voir clairement à la figure 9 la nature instable des vitesses de vent mesurées par un anémomètre. Les rafales résultent fréquemment de l'introduction dans des couches où l'air se déplace assez lentement, de particules d'air plus rapides provenant des hautes altitudes. Cette turbulence est due à la rugosité des surfaces et à l'instabilité thermique.

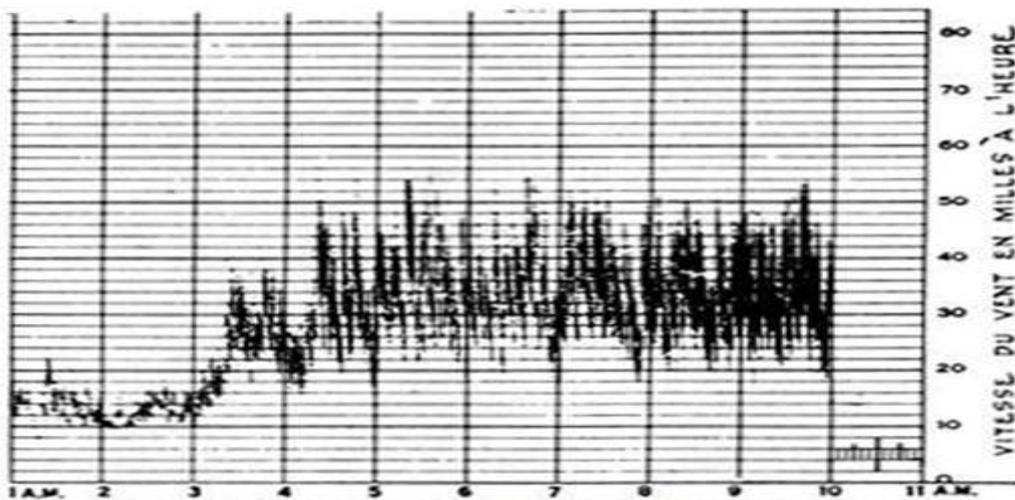


Figure 8: Enregistrement typique effectué avec un anémomètre à tube pressurisé

La turbulence provoquée par la rugosité des surfaces est semblable à l'écoulement irrégulier de la couche limite aux parois des tuyaux. Le courant près de la surface rencontre de petits obstacles qui changent la vitesse du vent et qui introduisent des composantes de vitesses irrégulières, verticales et horizontales, perpendiculairement à la direction principale de l'écoulement d'air. La turbulence provoquée par des obstacles peut persister dans le sens du vent à partir de projections ayant jusqu'à 100 fois leur hauteur.

Les caractéristiques du relief ne sont pas incluses dans la rugosité de surface susmentionnée. Cependant, ces caractéristiques affectent l'écoulement de l'air et il y a lieu d'en tenir compte d'une façon très spéciale dans les calculs. Par exemple, le vent est généralement beaucoup plus violent au sommet d'une colline ou d'une arête parce que les courants convergent sur l'obstacle et pour qu'une même quantité d'air puisse passer une vitesse plus rapide est nécessaire. Les grandes vallées ont un effet d'entonnoir qui augmente la vitesse du vent.

La stabilité thermique de l'air a un effet considérable sur l'intensité de la turbulence. L'air des surfaces froides tend à supprimer la turbulence mécanique; l'air des surfaces chauffées tend à s'élever et à augmenter la turbulence. Quand le vent est violent l'air près de la surface est très brassé et la stabilité thermique devient neutre. Dans ces conditions les différences de températures sont telles qu'elles n'arrêtent pas mais n'augmentent pas non plus la turbulence mécanique provoquée par la rugosité de la surface.

c. Effet dynamique du vent

Chaque ouvrage a une fréquence naturelle de vibration et si une charge dynamique devait se produire sur lui ou près de lui des ruptures de charpente pourraient se produire lesquelles seraient disproportionnées par rapport à l'importance de la charge. Par exemple des ponts capables de supporter des charges plus grandes que le poids d'une compagnie de soldats se sont effondrés sous la charge dynamique d'hommes marchant au pas.

De même, certaines rafales périodiques dans le large spectre des rafales de vent peuvent entrer en résonance avec la fréquence de vibration naturelle d'un bâtiment et quoique la force totale provoquée par cette fréquence particulière de rafale soit bien inférieure à celle de la charge statique calculée pour le bâtiment, des oscillations dangereuses peuvent se produire. Ceci s'applique non seulement à l'ouvrage dans son ensemble mais aussi à des éléments comme les panneaux des murs-rideaux, les vitres, etc. Un second effet dynamique est provoqué par l'instabilité de l'écoulement autour de certains ouvrages. Les longs ouvrages étroits comme les cheminées et les ponts suspendus sont particulièrement sensibles à ce genre de charge. Dans de tels cas l'instabilité dynamique de l'écoulement peut se produire lorsque des tourbillons se séparent d'abord d'un côté puis de l'autre côté de l'objet, ce qui donne lieu à une répartition alternée de tourbillons qui se forment dans son sillage. Une poussée latérale est ainsi exercée sur l'objet de la même façon que la poussée qui s'exerce sur un plan aérodynamique et du fait que cette poussée alterne en direction une vibration petite qui s'en résulte. Ce phénomène se retrouve lorsqu'on fait passer une baguette droite dans l'eau, laquelle se met à vibrer. Un autre exemple est fourni par les lignes de transport de courant qui "galopent" et qui donnent beaucoup d'ennuis aux compagnies d'électricité.

Peut-être que l'exemple le plus dramatique de la sensibilité des ouvrages à l'instabilité dynamique de l'écoulement a été la rupture du pont suspendu de Tacoma Narrows. Des vents très modérés ont provoqué des oscillations allant jusqu'à 1,35 m en amplitude tandis que des vents très violents avaient peu d'effet. Lorsque la rupture de la travée centrale de 854 m s'est produite en novembre 1940 la vitesse du vent n'était que de 70 km/h et pendant deux heures, auparavant, un vent régulier de 60 km/h avait soufflé.

B. Calcul de la structure au vent

La structure étudiée est une structure de grande hauteur présentant les caractéristiques suivantes :

- Le bâtiment étudié est une construction à **densité normale de paroi** (Voir commentaire III-1,511 du NV 65), supposé implantée en région I dans un **site exposé**.
- La hauteur du bâtiment est **H = 55.07 m** (flèche non comprise).
- La structure est en béton armé et le contreventement est assuré par des voiles.

Pour le calcul, on considère que la direction d'ensemble moyenne du vent est horizontale ; ceci est bien justifié par le fait que le terrain ne présente pas des dénivellations importante sachant que les grands courants aériens suivent les mouvement du terrain et par conséquent parallèle au sol.

Afin de déterminer l'action du vent sur une construction, on distingue d'une part, les caractéristiques du vent et, d'autre part, les dispositions de la construction. Cette action, tout en la considérant normale à l'élément étudié, est fonction de plusieurs paramètres :

- la vitesse du vent ;
- la catégorie de la construction et de ses proportions d'ensemble ;
- l'emplacement de l'élément considéré dans la construction et de son orientation par rapport au vent ;
- des dimensions de l'élément considéré (coefficient de réduction suivant dimensions) ;
- La forme de la paroi (plane ou courbe) à laquelle appartient l'élément considéré.

a. Pressions dynamiques de base

Les pressions dynamiques de base normales et extrêmes sont celles qui s'exercent à une hauteur de 10m au-dessus du sol, pour un site normal sans effet de masque sur un élément dont la plus grande dimension est égale à 0.5m. Ses valeurs varient selon les zones.

Le tableau suivant donne les valeurs des pressions dynamiques de base normales et extrêmes en fonction des différentes régions indiquées selon la répartition de la carte du Maroc. Les pressions dynamiques de base pour la région 1 sont : $q_{10}(\text{normal})=53.5\text{daN/m}^2$ et $q_{10}(\text{extrême})=93.63\text{daN/m}^2$

Région	Pression dynamique de base normale (daN/m ²)	Pression dynamique de base extrême (daN/m ²)
Région 1	53,5	93,63
Région 2	68	119
Région 3	135	236,25

Tableau 6: Les pressions dynamiques de base des vents dans les différentes régions marocaines

b. Pressions dynamiques corrigées

Elle est donnée par la formule :

$$q = q_{10} k_h k_s k_m \delta$$

Avec :

- Effet de la hauteur au-dessus du sol :

La variation de la vitesse du vent avec la hauteur H dépend de plusieurs facteurs : le site, la vitesse maximale du vent et le freinage dû au sol. Pour H compris entre 0 et 500 m, le rapport entre q_H et q_{10} est défini par la formule :

$$\frac{q_H}{q_{10}} = 2,5 \frac{H + 18}{H + 60}$$

Avec :

- q_H : la pression dynamique agissant à la hauteur H au-dessus du sol exprimée en mètres.
- q_{10} : la pression dynamique de base à 10 m de hauteur.
- H : La hauteur comptée à partir du sol environnant supposé sensiblement horizontal dans un grand périmètre en plaine autour de la construction.

Vu que notre structure est en bordure immédiate du littoral, la norme exige de considérer une pression constante entre 0 et 10 m égale à celle régnant à 10 m.

étage	H	K_h
RDC	3,97	0,859
R+1	7,47	0,944
R+2	10,97	1,021
R+3	15,17	1,103
R+4	18,67	1,165
R+5	22,87	1,233
R+6	26,37	1,284
R+7	29,87	1,332
R+8	33,37	1,375

R+9	37,57	1,424
R+10	41,07	1,461
R+11	44,57	1,496
R+12	48,07	1,528
R+13	51,57	1,559
R+14	55,07	1,588

Tableau 7: variation du coefficient K_h selon la hauteur

- Effet du site :

A l'intérieur d'une région à laquelle correspondent des valeurs déterminées par des pressions dynamiques de base, il convient de tenir compte de la nature du site d'implantation de la construction. Le tableau suivant donne les valeurs correspondantes à chaque région et pour chaque site (Art III-1,242 du NV65) :

K_s	Région 1	Région 2
Site protégé	0,8	0,8
Site normal	1	1
Site exposé	1,35	1,3

Tableau 8: les coefficients des sites

L'implantation de la construction étudiée au voisinage de l'océan nous oblige de considérer le site comme site exposé et donc de prendre un coefficient de site égal à **1.35**

- Effet de masque :

Il y a effet de masque lorsqu'une construction est masquée partiellement ou totalement par d'autres constructions ayant une grande probabilité de durée. Cet effet peut se traduire :

- soit par une aggravation des actions du vent, lorsque la construction située derrière le masque se trouve dans une zone de sillage turbulent
- soit par une réduction des actions du vent dans les autres cas. Dans ce dernier cas, Les pressions dynamiques de base peuvent alors être réduites de 25 %.

Les surfaces intéressées doivent remplir simultanément les deux conditions suivantes :

- Être abritées entièrement par le masque pour toutes les directions du vent dans le plan horizontal.
- Être situées au-dessous de la surface décrite par une génératrice ayant une pente de 20 % vers le sol, dirigée vers l'intérieur du masque et prenant appui sur le contour apparent des constructions protectrices.

Dans le cas de notre structure, ces conditions n'étant pas vérifiées, on prend $K_m=1$

- Effets des dimensions :

Le coefficient de réduction δ tient compte de la variation de la pression dynamique moyenne du vent en fonction de la dimension de la surface frappée ; en effet la structure du vent n'étant pas uniforme, les tourbillons locaux influencent les pressions dynamiques moyennes qui, toutes choses égales par ailleurs, sont plus faibles sur les grandes surfaces que sur des surfaces réduites.

Le coefficient δ est fonction de la plus grande dimension (horizontale ou verticale) de la surface offerte au vent, et de la côte H du point le plus haut de cette surface est donné par l'abaque suivant :

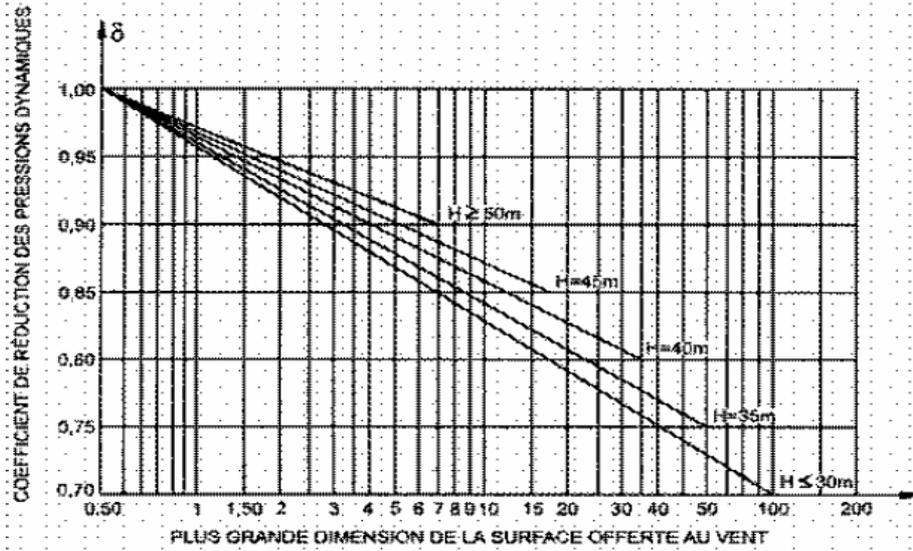


Figure 9: règle R-III-2 du règlement NV65, coefficient de réduction des pressions dynamiques

Notons que C_e coefficient garde, entre les cotes 0 et 30 m, une valeur constante correspondant à celle de la cote H_b de la base de la construction. Il varie ensuite linéairement jusqu'à une valeur correspondant, soit à celle de la cote H_s du sommet de la construction, soit à celle de la cote $H_s = 50$ m au-dessus de laquelle il reste constant et égal à cette dernière valeur.

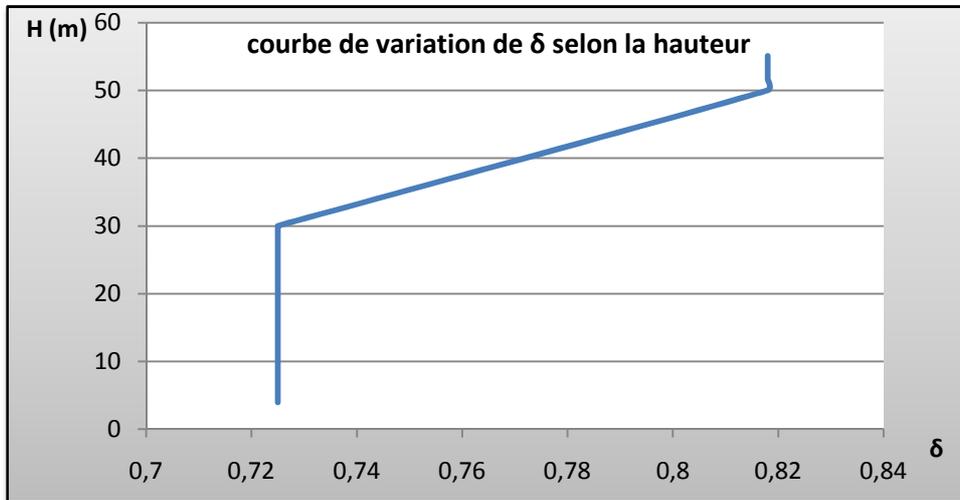


Figure 10: courbe de variation de δ selon la hauteur

δ	H_{sp}
0,725	3,97
0,725	7,47
0,725	10,97
0,725	15,17

0,725	18,67
0,725	22,87
0,725	26,37
0,725	29,87
0,725	30,00
0,741	33,37
0,760	37,57
0,776	41,07
0,793	44,57
0,809	48,07
0,818	50,00
0,818	51,57
0,818	55,07

*La plus grande dimension de la construction est par hypothèse la largeur a du maître-couple.

Tableau 9: variation de δ selon la hauteur

- Vérification de la réduction maximale de la pression de base :

Pour les constructions définitives, la totalité des réductions autorisées par les règles de la NV65 (Art 1,245 NV65) concernant « l'Effet de masque » et « l'Effet des dimensions » ne doit, en aucun cas, dépasser 33 %.

Avec $K_m=1$ et $\delta_{min}=0,725$, on a bien $K_m * \delta_{min}=72.2\% > 67\%$

- Vérification de la pression dynamique maximale :

Quelle que soit la hauteur H, la nature du site, l'effet de masque et l'effet des dimensions, les valeurs de la pression dynamique corrigées sont limitées (Art III-1,246 NV65).

	Valeurs maximales	Valeurs minimales
Pression dynamique normale corrigée	170 daN/m ²	30 daN/m ²
Pression dynamique extrême corrigée	297,5 daN/m ²	52,5 daN/m ²

Tableau 10: pressions dynamiques maximales

Avec :

	$q_{normale}$ (daN/m ²)	$q_{extrême}$ (daN/m ²)
Le minimum	44,959	53,724
Le maximum	93,79	112,075

Tableau 11: pressions dynamiques calculées

- Récapitulatif des résultats :

Note : Du fait que notre structure est située au voisinage de l'océan, la pression est prise constante de 0 m à 10 m de la hauteur de la construction.

	q/q_{10}	$q_{\text{normale}}(\text{daN/m}^2)$	$q_{\text{extrême}}(\text{daN/m}^2)$
RDC	0,840	53,437	63,854
R+1	0,924	53,437	63,854
R+2	0,999	53,437	63,854
R+3	1,080	57,765	69,027
R+4	1,141	61,019	72,915
R+5	1,207	64,561	77,148
R+6	1,257	67,250	80,361
R+7	1,303	69,729	83,323
R+8	1,346	72,022	86,063
R+9	1,424	76,168	91,018
R+10	1,499	80,223	95,863
R+11	1,568	83,890	100,245
R+12	1,636	87,511	104,571
R+13	1,703	91,088	108,846
R+14	1,753	93,790	112,075

Tableau 12: les pressions dynamiques normales et extrêmes selon les étages

c. Actions statiques exercées par le vent

On distingue deux types d'actions : les actions intérieures et les actions extérieures.

Actions extérieures : Quelle que soit la construction, la face extérieure de ses parois est soumise à :

- des succions, si les parois sont sous le vent.
- des pressions ou des succions, si les parois sont au vent.

Ces actions sont dites des actions extérieures et sont caractérisées par un coefficient C_e

Actions intérieures : Les parois intérieures peuvent être en état de surpression ou de dépression selon l'orientation des ouvertures par rapport au vent et leur importance relative. Ces actions sont dites des actions intérieures et sont caractérisées par un coefficient C_i .

Afin de pouvoir estimer ces actions, on doit tout d'abord déterminer les deux coefficients : le rapport de dimensions λ et le coefficient γ_0 .

On est dans le cas d'un bâtiment prismatique à base rectangulaire : on appliquera alors les règles correspondantes de la NV65 (R-III-2,1). Cette considération est bien justifiée vu qu'à partir du 4ème niveau, la forme de la dalle est rectangulaire et que même au niveau des étages inférieurs, sa forme est trapézoïdale mais assimilable à un rectangle.

On examinera alors selon les règles en vigueur, deux cas de figures : vent frappant la façade ouest et vent frappant la façade sud tout en considérant que la direction du vent est normale à la façade.

Signalons aussi que les dimensions diffèrent selon les étages, cependant quel que soit les dimensions considérées, on trouve la même valeur.

Le coefficient γ_0 relatif à l'une des façades est lu sur le diagramme de la figure R-III-5 en fonction du rapport de dimensions correspondant à cette façade. Dans les deux cas, façade sud ou façade ouest, on trouve $\gamma_0=1$

Actions extérieures : (Voir III-2,131 du NV 65)

Nous sommes dans le cas de vent normal frappant des parois verticales et nous rappelons que $\gamma_0 = 1$. Selon les règles NV65, on a :

Face au vent : $C_e = + 0.8$ (quel que soit γ_0)

Face sous le vent : $C_e = - (1.3 * \gamma_0 - 0.8) = - 0.5$

Actions intérieures :

Une paroi a une perméabilité au vent de $\mu\%$ si elle comporte des ouvertures de dimensions quelconques dont la somme des aires représente $\mu\%$ de son aire totale.

L'immeuble étudié est un bâtiment à usage d'e bureaux donc il peut être considéré comme une construction fermée c'est-à-dire que $\mu \leq 5\%$. (Voir commentaire III-1,313 page 68 du NV 65).

Par suite, les actions intérieures exercées sont :

Une surpression : $C_i = + 0.6 * (1.8 - 1.3 * \gamma_0) = + 0.3$

Une dépression : $C_i = - 0.6 * (1.3 * \gamma_0 - 0.8) = - 0.3$

Décrochements en élévation : (Voir III-2,41 du NV 65)

Pour une direction du vent normale aux parties verticales des décrochements, les parties horizontales sont soumises aux mêmes actions extérieures que les parties verticales sur une longueur égale à la hauteur du décrochement supérieur. Le raccordement avec la dépression se fait, s'il y a lieu, sur une longueur égale à la demi-hauteur.

Pour une direction du vent parallèle aux parties verticales des décrochements, les surfaces horizontales doivent être calculées avec la valeur C_e lue sur le diagramme de la figure R-III-6 pour $\alpha = 0$, et les surfaces verticales avec une valeur de $C_e = - (1,3 \gamma_0 - 0,8)$.

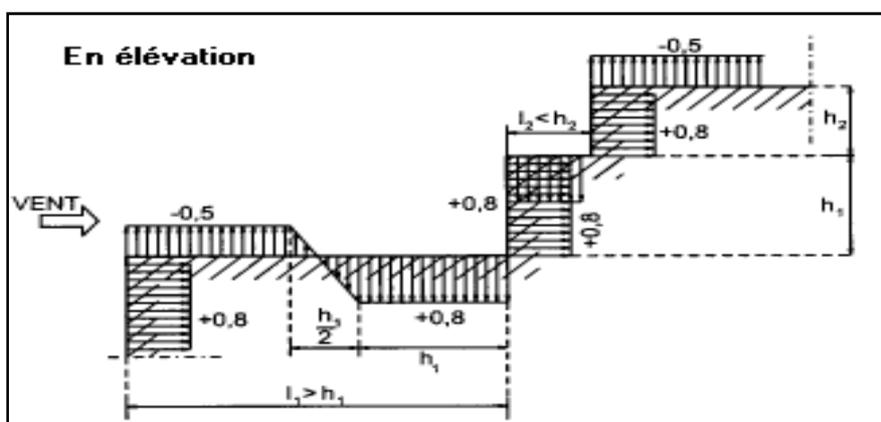
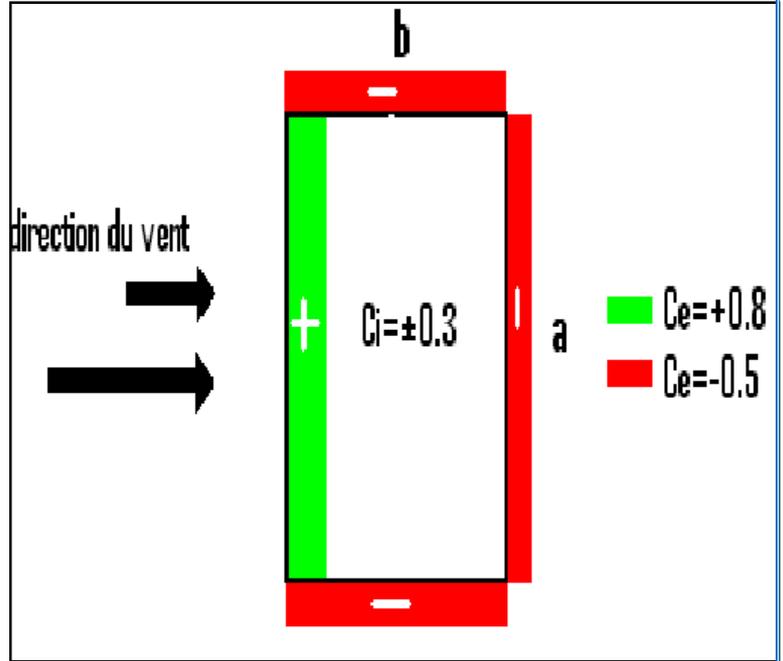
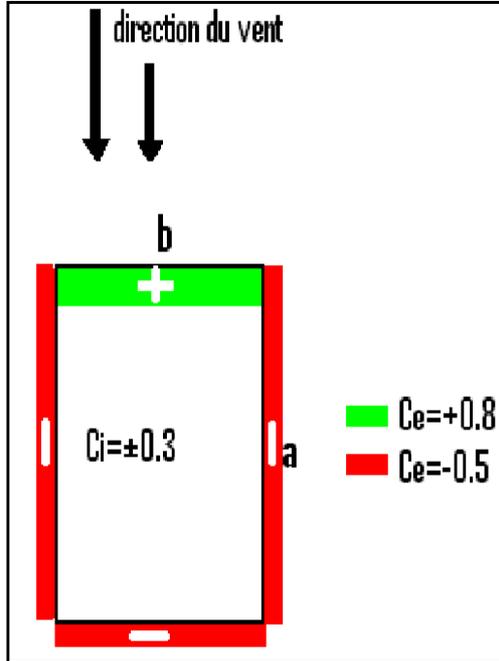


Figure 11: décrochements en élévation

Dans le cas de la structure étudiée, tous les décrochements ont une longueur inférieure à la hauteur du décrochement supérieur. Les parties horizontales seront donc soumises aux mêmes actions extérieures que les parties verticales sur toute la longueur.

Résultats :



On a donc : $C_e - C_i = 0.8 - (-0.3) = 1.1$ pour les face au vent et $C_e - C_i = (-0.5) - 0.3 = -0.8$ pour les faces sous le vent.

Rappelons que :

- $q'_r(i) = 0.5(q_r(i).h(i) + q_r(i+1).h(i+1))$ en daN/m²
- $p_r(i) = q'_r(i).(C_e - C_i)$ en daN/m

le tableau suivant donne l'action statique résultante par unité de longueur appliquée sur les parties exposées du plancher haut de chaque niveau pour les face au vent (+) et les faces sous le vent (-)

Vent normal	$q_{statiques}$ (daN/m ²)	q'_r (daN/m)	$p_r(+)$ (daN/m)	$p_r(-)$ (daN/m)
RDC	53,437	106,072	116,679	-84,857
R+1	53,437	187,028	205,731	-149,623
R+2	53,437	214,821	236,303	-171,857
R+3	57,765	228,091	250,900	-182,473
R+4	61,019	242,363	266,599	-193,890
R+5	64,561	253,266	278,593	-202,613
R+6	67,250	239,713	263,685	-191,771
R+7	69,729	248,065	272,872	-198,452
R+8	72,022	285,993	314,592	-228,794
R+9	76,168	300,343	330,378	-240,275
R+10	80,223	287,198	315,918	-229,758
R+11	83,890	299,952	329,947	-239,961

R+12	87,511	312,548	343,803	-250,038
R+13	91,088	323,537	355,891	-258,830
R+14	93,790	164,133	180,546	-131,306

Tableau 13: l'action statique résultante par unité de longueur pour un vent normal

Vent extrême	$q_{\text{statique}}(\text{daN/m}^2)$	$q_r(\text{daN/m})$	$q_r(+)(\text{daN/m})$	$q_r(-)(\text{daN/m})$
RDC	63,854	126,751	139,426	-101,401
R+1	63,854	223,490	245,839	-178,792
R+2	63,854	256,701	282,371	-205,361
R+3	69,027	272,558	299,814	-218,046
R+4	72,915	289,612	318,573	-231,690
R+5	77,148	302,641	332,906	-242,113
R+6	80,361	286,446	315,091	-229,157
R+7	83,323	296,426	326,069	-237,141
R+8	86,063	341,748	375,923	-273,398
R+9	91,018	358,896	394,786	-287,117
R+10	95,863	343,188	377,507	-274,551
R+11	100,245	358,428	394,271	-286,743
R+12	104,571	373,480	410,828	-298,784
R+13	108,846	386,612	425,273	-309,290
R+14	112,075	196,131	215,744	-156,905

Tableau 14: l'action statique résultante par unité de longueur pour un vent extrême

d. Actions dynamiques exercées par le vent

Aux effets statiques calculés précédemment, s'ajoutent les effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques mécaniques et aérodynamiques de la construction.

Pour tenir compte de l'effet produit par une succession de rafales de vent, on multiplie les pressions trouvées par un coefficient majorant β donné par la formule :

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

τ : coefficient de pulsation déterminé en fonction de la cote H. Il est déterminé par le diagramme R-III-4 du règlement NV65.

ξ : coefficient de réponse, donné en fonction de la période T par le diagramme R-III-3 du NV65.

θ : coefficient global dépendant du type de la construction.

Détermination de τ :

$\tau=0.29$ (R III-1.511- des règles NV65)

Détermination de θ :

$\theta = 0.7 + 0.01 (H_s - 30)$ car $30 \text{ m} < H_s < 60 \text{ m}$ (R III-1.511- des règles NV65)

On trouve $\theta = 0.95$

Détermination de ξ :

Il faut d'abord déterminer la période T du mode fondamental. Pour une structure contreventée par voiles en béton armé, la formule est la suivante (voir l'annexe 4,452):

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

Avec : H : hauteur totale du bâtiment en m.

L_x : la dimension en plan dans la direction x considérée en m.

Selon les dimensions du R+4 par exemple on a selon:

Sens transversal (façade OUEST) : H = 55.07 m, $L_1 = 29.7 \text{ m}$, T = 0.65sec, $\xi_1 = 0.45$

Sens longitudinal (façade SUD) : H = 55.07 m, $L_2 = 54.5 \text{ m}$, T = 0.42 sec, $\xi_2 = 0.25$

Cependant un calcul par éléments finis (voir annexe2), nous a fourni la valeur de la période T du mode fondamental : **T=1.81 sec.**

On en déduit alors selon la RIII-3 des règles NV65 que :

$$\xi = 1 \text{ et } \beta = 1.22$$

Résultats :

(les tableaux suivants donnent l'action dynamique résultante par unité de longueur appliquée sur les parties exposées de la dalle pour les face au vent (+) et les faces sous le vent (-))

Vent frappant la façade ouest

Vent normal	$p_r(\text{daN/m})(+)$	$p_r(\text{daN/m})(-)$
RDC	120,483	-87,624
R+1	212,438	-154,500
R+2	244,007	-177,459
R+3	259,079	-188,421
R+4	275,290	-200,211
R+5	287,675	-209,218
R+6	272,281	-198,022
R+7	281,767	-204,922
R+8	324,848	-236,253
R+9	345,707	-251,423
R+10	330,576	-240,419
R+11	345,256	-251,096
R+12	359,755	-261,640
R+13	372,404	-270,840

R+14	188,924	-137,399
------	---------	----------

Tableau 15: l'action dynamique résultante par unité de longueur pour un vent normal frappant la façade ouest

Vent extrême	p_r (daN/m) (+)	p_r (daN/m) (-)
RDC	143,971	-104,706
R+1	253,853	-184,621
R+2	291,577	-212,056
R+3	309,588	-225,155
R+4	328,959	-239,243
R+5	343,758	-250,006
R+6	325,363	-236,628
R+7	336,699	-244,872
R+8	388,178	-282,311
R+9	413,104	-300,439
R+10	395,023	-287,290
R+11	412,565	-300,047
R+12	429,891	-312,648
R+13	445,006	-323,641
R+14	225,755	-164,185

Tableau 16: l'action dynamique résultante par unité de longueur pour un vent extrême frappant la façade ouest

Vent frappant la façade sud

Vent normal	p_r (daN/m) (+)	p_r (daN/m) (-)
RDC	125,302	-91,128
R+1	220,935	-160,680
R+2	253,766	-184,557
R+3	269,441	-195,957
R+4	286,301	-208,219
R+5	299,181	-217,586
R+6	283,171	-205,943
R+7	293,037	-213,118
R+8	337,840	-245,702
R+9	354,793	-258,031
R+10	339,264	-246,738
R+11	354,330	-257,695
R+12	369,210	-268,516
R+13	382,191	-277,957

R+14	193,889	-141,010
------	---------	----------

Tableau 17 : l'action dynamique résultante par unité de longueur pour un vent normal frappant la façade sud

Vent extrême	$p_s(\text{daN/m}) (+)$	$p_s(\text{daN/m}) (-)$
RDC	149,729	-108,894
R+1	264,007	-192,005
R+2	303,239	-220,537
R+3	321,970	-234,160
R+4	342,116	-248,812
R+5	357,507	-260,005
R+6	338,376	-246,092
R+7	350,165	-254,666
R+8	403,703	-293,602
R+9	423,961	-308,335
R+10	405,405	-294,840
R+11	423,408	-307,933
R+12	441,188	-320,864
R+13	456,701	-332,146
R+14	231,688	-168,500

Tableau 18: l'action dynamique résultante par unité de longueur pour un vent extrême frappant la façade ouest

VI. L'effet du séisme

Il est nécessaire que la préoccupation parasismique soit intégrée dès les premières phases de la conception du projet et qu'elle devienne un réflexe, de façon à en réduire et en contrôler les dommages probables. Ce réflexe, de constructions parasismiques, ne peut résulter que d'une collaboration permanente entre utilisateurs, architectes, ingénieurs et entreprises.

Il convient de rappeler qu'une application stricte des règles générales de la construction lors de la conception du projet, ainsi qu'une bonne exécution des travaux, permettent aux bâtiments de résister de façon satisfaisante aux séismes de faible à moyenne intensité.

A. Généralités

a. Comportement des bâtiments vis-à-vis un séisme :

Les photos suivantes nous montrent des destructions d'immeubles dont la structure est en béton armé. Elles illustrent bien le fait qu'il existe une grande variété de modes de ruine pour un même type apparent de construction. Nous pourrions illustrer une même variété d'effets sur les petits bâtiments comme les maisons individuelles ou pour d'autres matériaux de structure comme le bois, l'acier ou la maçonnerie porteuse. Le fait qu'une construction soit détruite d'une façon ou d'une autre ou ne soit

pas détruite n'est pas l'effet du hasard. Si nous regardons de plus près comment la construction a été conçue, nous pouvons expliquer les phénomènes en cause.



Figure 12: modes de ruine des constructions sous l'effet du séisme

Soumis à une force identique (à la « poussée » des secousses à un moment donné) les différents éléments d'une construction se déforment plus ou moins selon leur forme (un poteau se déforme plus qu'un mur), leurs matériaux (le bois se déforme plus que le béton armé), leurs masses (dont dépendent les forces d'inertie) et la nature des liaisons entre les éléments. Les secousses d'un séisme génèrent des forces alternées dans toutes les directions, forces qui déforment le bâtiment de façon aléatoire, mais selon ses caractéristiques architecturales et constructives.

Comme le passager soumis aux secousses d'un véhicule en mouvement (accélérations, coups de frein, coups de volant à droite et à gauche, trous et bosses dans la chaussée), les masses d'un bâtiment soumis aux accélérations désordonnées du sol (dans toutes les directions) pendant un tremblement de terre « tendent » à rester là où elles se trouvent au début de chaque mouvement du sol.

Les forces qui le « retiennent à sa position d'origine » s'appellent les forces d'inertie : elles sont d'autant plus importantes que les masses sont élevées et que les accélérations sont violentes. Les fondations, ancrées dans le sol se déplacent avec celui-ci, et le haut du bâtiment « suit » avec un retard d'autant plus important que les forces d'inertie sont importantes et que le matériau peut se déformer.

Les valeurs maximales du déplacement, de la vitesse et de l'accélération sont celles qui intéressent prioritairement le concepteur de l'ouvrage. D'où l'introduction de la notion du spectre de réponse. Ce spectre permet de définir, dans une zone sismique, une sollicitation enveloppe pour le système.

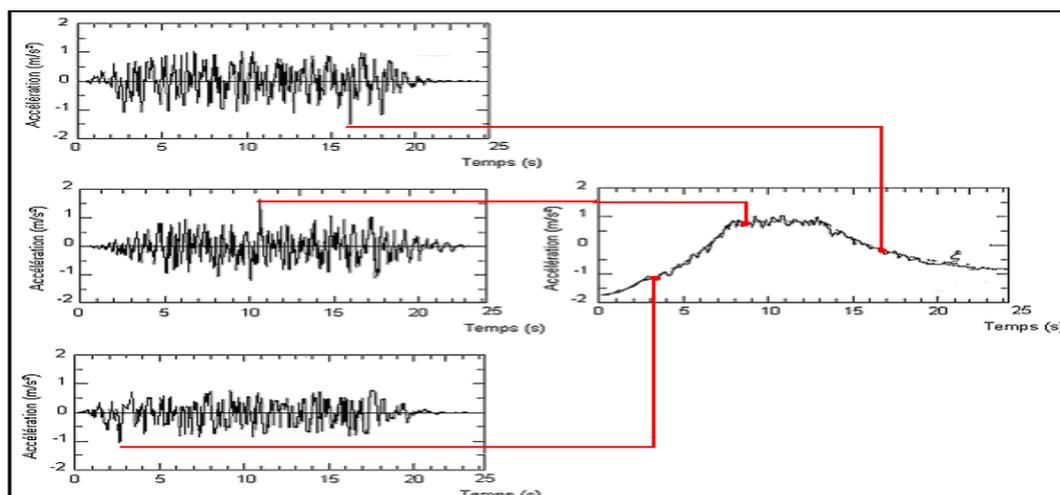


Figure 13: Processus d'élaboration d'un spectre de réponse

Par contre, la définition d'un spectre enveloppe normalisé est très utile pour obtenir une approximation acceptable de la réponse d'une structure vis-à-vis d'un tremblement de terre dans un site donné et élaborer les règlements de construction parasismique. Ces spectres y sont définis à partir de traitements statiques des spectres d'enregistrement réels et possèdent généralement tous des formes identiques.

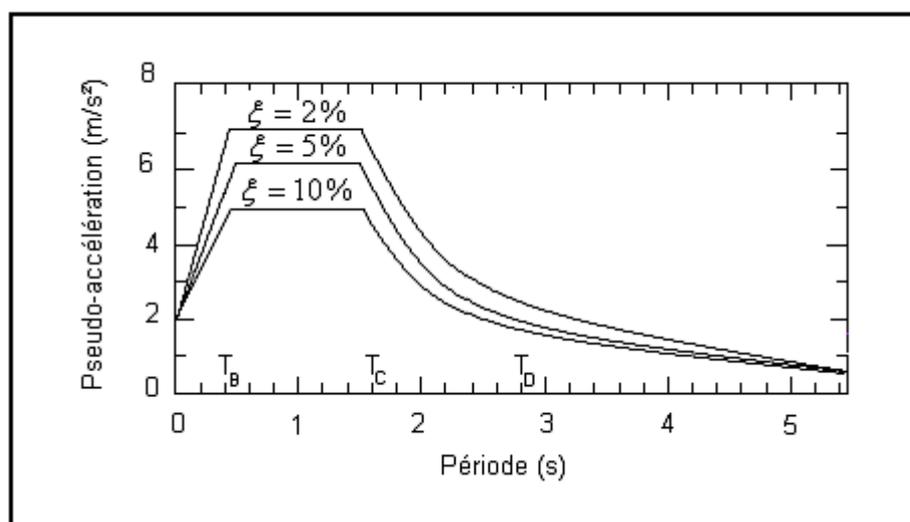


Figure 14: Spectre de réponse normalisé

- ✗ Pour les faibles périodes, la pseudo-accelération croît linéairement jusqu'à une valeur d'amplification maximale atteinte pour une période T_B .
- ✗ La pseudo-accelération est constante et maximale pour des périodes comprises entre T_B et T_C .
- ✗ Entre les périodes T_C et T_D , la pseudo-vitesse relative est constante, ce qui signifie que la pseudo-accelération décroît en $1/T$ (équation $S_a = \omega^2 S_D = \omega S_v$).
- ✗ Au-delà de T_D , le déplacement relatif est constant, ce qui signifie que la pseudo-accelération décroît en $1/T^2$.

Il est intéressant d'examiner les deux extrémités du spectre, à période nulle et à période infinie :

- A période nulle, la pseudo-accélération est égale à l'accélération maximale du support, quelque soit la valeur de l'amortissement tous les spectres se raccordent à l'accélération maximale.
- A période infinie, le déplacement relatif $S_D(\infty, \xi)$ tend vers le déplacement maximal du support. Ces résultats s'expliquent par le fait qu'un oscillateur de période infinie correspond à un système avec une raideur nulle : tout se passe comme si la masse n'était plus connectée au support ; par suite, lors de l'excitation de celui-ci, elle reste immobile. Son mouvement relatif par rapport au support est donc égal au mouvement du support.

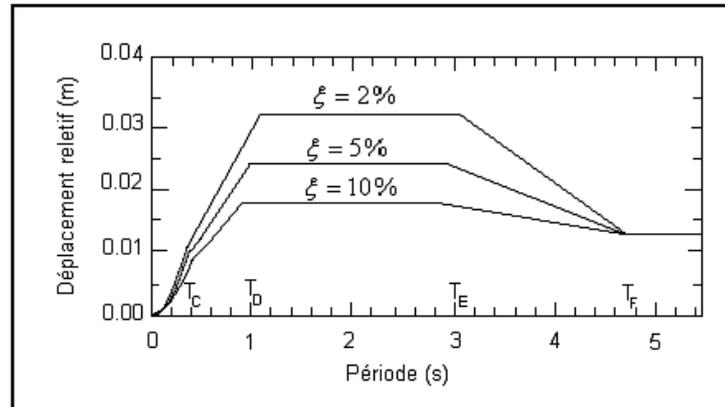


Figure 15: Spectre de réponse en déplacement

b. Règlement parasismique marocain :

Le **règlement parasismique marocain RPS2000** définit la méthode de l'évaluation de l'action sismique sur les bâtiments à prendre en compte dans le calcul des structures et décrit les critères de conception et les dispositions techniques à adopter pour permettre à ces bâtiments de résister aux secousses sismique. Pour simplifier le calcul des charges sismiques et uniformiser les exigences de dimensionnement des structures à travers de grandes régions du pays, **le RPS2000** utilise l'approche des zones. Il s'agit de diviser le pays en trois zones de sismicité homogène et présentant approximativement le même niveau de risque sismique pour une probabilité d'apparition de 10% en 50 ans.

c. Conception parasismique :

Le but de la construction parasismique consiste à trouver des techniques de génie civil permettant aux bâtiments de résister à toutes les secousses d'intensités inférieures ou égales à l'intensité nominale fixée par le règlement en vigueur. Différentes techniques de conception parasismique ont été élaborées à l'issue des expériences passées :

- Implantation judicieuse des constructions, hors des zones instables (faille, instabilité de pente, risque de liquéfaction...).
- Adaptation des fondations au type de sol.
- Utilisation de matériaux de qualité adéquate.
- Utilisation de dispositions constructives énoncées dans les guides techniques de construction parasismique (distribution des masses, chaînages horizontaux et verticaux, etc.)
- Prise en compte de "l'agression sismique" sur le site considéré dans l'élaboration des plans de construction et donc éviter toute architecture susceptible de donner lieu à des effondrements.

Ainsi la construction parasismique ne consiste pas uniquement en l'élaboration de techniques de construction mais d'un ensemble de méthodes permettant aux bâtiments de résister aux secousses sismiques.

B. Calcul sismique :

Le calcul des actions sismiques peut être mené par deux approches distinctes : Une approche dite statique équivalente et une approche dynamique.

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

D'après l'article 6.2.1.2 du RPS 2000 ; L'approche statique équivalente adoptée, est requise dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment doit être régulier conformément aux critères définis dans l'article 4.3.1 du RPS.
- b) La hauteur du bâtiment n'excède pas 60 m et sa période fondamentale ne dépasse pas 2 secondes.

a. Irrégularité du bâtiment :

Selon les critères des règles RPS 2000, le bâtiment n'est manifestement pas régulier.

Les conditions générales suivantes issues de l'article 4.3.1.1 ne sont pas vérifiées :

La régularité en plan :

Le tableau suivant nous présente les différentes règles de régularité en plan du RPS2000 ainsi que leur vérification pour le cas de notre bâtiment.

Critère	Vérification
4.3.1.1.1 (a) Forme en plan simple	Non vérifié (voir figure 16)
4.3.1.1.1 (b) Les dimensions des parties saillantes et rentrantes	Non vérifié
4.3.1.1.1 (c)	Non vérifié (voir détail de calcul ci-après)
4.3.1.1.1 (d) L'élancement	Vérifié ($L/B=1,6 \leq 3,5$)

Tableau 19: Vérification des critères de régularité en plan

Exemple d'un détail de calcul :

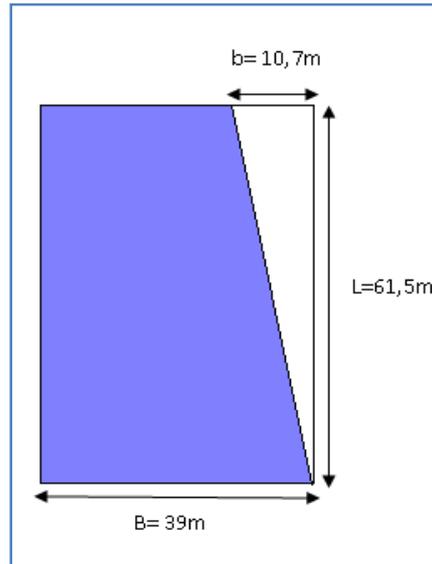


Figure 16: Forme en plan du RDC

Dimensions des parties rentrantes :

Suivant B :

$$b = 10,7\text{m} \geq 0,25 \times B = 0,25 \times 39 = 9,75.$$

Suivant L :

Il n'existe pas de parties saillantes suivant cette direction.

Les critères de l'article 4.3.1.1.1.b du RPS 2000 ne sont donc pas vérifiés.

L'article 4.3.1.1.1 (c) du RPS 2000:

A chaque niveau, la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité, mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique, ne doit pas dépassée 0.20 fois la racine carrée du rapport de la raideur de torsion sur la raideur de translation.

Cela se traduit numériquement de la façon suivante :

$$\text{Condition no 1 : } e_x \leq 0,20 r_x$$

$$\text{Condition no 2 : } e_y \leq 0,20 r_y$$

$$\text{Avec : } r^2 = \frac{\text{raideur.torsion}}{\text{raideur.translation}}$$

e_x et e_y étant respectivement la distance entre le centre de masse et le centre de torsion selon les deux directions sismiques x et y.

Le tableau suivant donne les résultats de calculs des distances e_x et e_y ainsi que les rapports r_x et r_y :

Etage	(*)G(x,y)(m)	(*)T(x,y)(m)	e_x (m)	r_x (m)	e_y (m)	r_y (m)
-1	(50,39 ; 32,44)	(51,75 ; 31,33)	-1,36	4,21	1,11	11,96
0	(55,01 ; 26,19)	(52,66 ; 25,23)	2,35	4,11	0,96	9,54
1	(52,14 ; 25,1)	(52,87 ; 25,13)	-0,73	4,12	-0,03	9,53
2	(52,06 ; 25,01)	(52,64 ; 24,81)	-0,58	4,11	0,2	9,48
3	(52,07 ; 25)	(52,66 ; 24,87)	-0,59	4,11	0,13	9,48
4	(52,18 ; 24,06)	(53,33 ; 24,04)	-1,15	4,16	0,02	9,44
5	(52,18 ; 24,05)	(53,56 ; 23,93)	-1,38	4,21	0,12	9,42
6	(53,75 ; 25,35)	(53,70 ; 23,93)	0,05	4,24	1,42	9,42
7	(53,74 ; 25,35)	(53,61 ; 23,94)	0,13	4,22	1,41	9,42
8	(53,8 ; 25,42)	(54,08 ; 24,01)	-0,28	4,35	1,41	9,38
9	(51,59 ; 21,19)	(54,08 ; 23,07)	-2,49	4,35	-1,88	9,42
10	(51,53 ; 21,17)	(54,32 ; 23,47)	-2,79	4,43	-2,3	9,39
11	51,53 ; 21,17	54,32 ; 23,47	-2,79	4,43	-2,3	9,39
12	51,5 ; 21,22	54,42 ; 23,83	-2,92	4,47	-2,61	9,38
13	51,52 ; 21,21	54,42 ; 23,83	-2,90	4,47	-2,62	9,38
14	51,6 ; 21,29	54,02 ; 23,68	-2,42	4,33	-2,39	9,38

(*) Avec : G est le centre de masse et T le centre de torsion.

Tableau 20: les distances e_x et e_y ainsi que les rapports r_x et r_y pour chaque étage

Les résultats pour chaque étage sont présentés dans le tableau suivant :

Etage	e_x (m)	0,2. r_x (m)	e_y (m)	0,2. r_y (m)	vérification de la	vérification de la
-1	1,36	0,84	1,11	2,39	Non vérifiée	vérifiée
0	2,35	0,82	0,96	1,91	Non vérifiée	vérifiée
1	0,73	0,82	0,03	1,91	vérifiée	vérifiée
2	0,58	0,82	0,2	1,90	vérifiée	vérifiée
3	0,59	0,82	0,13	1,90	vérifiée	vérifiée
4	1,15	0,83	0,02	1,89	Non vérifiée	vérifiée
5	1,38	0,84	0,12	1,88	Non vérifiée	vérifiée
6	0,05	0,85	1,42	1,88	vérifiée	vérifiée
7	0,13	0,84	1,41	1,88	vérifiée	vérifiée
8	0,28	0,87	1,41	1,88	vérifiée	vérifiée
9	2,49	0,87	1,88	1,88	Non vérifiée	vérifiée
10	2,79	0,89	2,3	1,88	Non vérifiée	Non vérifiée
11	2,79	0,89	2,3	1,88	Non vérifiée	Non vérifiée

12	2,92	0,89	2,61	1,88	Non vérifiée	Non vérifiée
13	2,90	0,89	2,62	1,88	Non vérifiée	Non vérifiée
14	2,42	0,87	2,39	1,88	Non vérifiée	Non vérifiée

Nous concluons donc que le critère 4.3.1.1.1 (c) du RPS 2000 n'est pas vérifié.

Tableau 21: vérification des conditions no 1 et no 2

Conclusion : D'après l'article 4.3.1.1 Critères de régularité – 1 – Forme en plan du RPS 2000, le bâtiment ne remplit pas les conditions de régularité en plan.

La régularité en élévation :

D'après l'article 4.3.1.1 (2.a) du RPS 2000 :

La distribution de la rigidité et de la masse doit être sensiblement régulière le long de la hauteur. Les variations de la rigidité et de la masse entre deux étages successifs ne doivent pas dépasser respectivement 30 % et 15 %.

Cela se traduit mathématiquement par les formules suivantes :

Pour deux niveaux successifs i et i+1:

$$\frac{\sum I_x(i) - \sum I_x(i+1)}{\sum I_x(i)} \geq 30 \% \text{ pour la rigidité suivant x.}$$

$$\frac{\sum I_y(i) - \sum I_y(i+1)}{\sum I_y(i)} \geq 30 \% \text{ pour la rigidité suivant y.}$$

Et :
$$\frac{m_i - m_{i+1}}{m_i} \geq 15\%.$$

Avec :

m : la masse de chaque étage et I : l'inertie des voiles.

La première condition est vérifiée. En effet, l'inertie dépend de l'emplacement des voiles et ces derniers restent les mêmes dans tous les niveaux. Donc pour tous les étages la distribution de la rigidité est la même.

Cependant la seconde condition n'est pas toujours vérifiée, par exemple pour le 1^{er} et le 2^{ème} étage on a :

m (3) = 2145 T et m (4) = 1498 T.

Donc : **m(3)-m(4)/m(3)= 30% ≥ 15%**

Conclusion : D'après l'article 4.3.1.1 Critères de régularité – 2 – Forme en élévation – alinéa (a) du RPS 2000, le bâtiment ne remplit pas les conditions de régularité en élévation.

b. Nécessité d'une approche dynamique:

Si les conditions de régularité ou de hauteur d'une structure, exigées par l'approche statique équivalente ne sont pas satisfaites, il est admis d'utiliser une approche dynamique pour l'analyse de l'action sismique.

Puisque les deux principaux critères cités ci-haut ne sont pas vérifiés, une analyse modale s'avère nécessaire. Il a donc fallu modéliser la structure à l'aide du logiciel CBS Pro afin de rechercher les effets maximaux d'un séisme sur celle-ci.

Hypothèses de calcul :

L'analyse modale spectrale est la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure.

Hypothèses de calcul suivant l'analyse modale :

- Un spectre de réponse caractérise la sollicitation sismique ;
- La structure est supposée à comportement élastique ce qui permet le calcul des modes propres ;
- Le comportement de la structure pour ces fréquences de résonances est appelé mode de vibration ;
- Le comportement global est considéré comme la somme des contributions des différents modes ;

Le calcul des modes doit être poussé de façon à satisfaire les deux conditions suivantes issues du RPS 2000 :

- Atteindre la fréquence maximale de 33 Hz dite « fréquence de coupure » dans chaque direction d'excitation
- Solliciter 90% de la masse M totale du système dans chaque direction d'excitation.

Au delà de la fréquence de coupure de l'apport des modes supérieurs est négligeable.

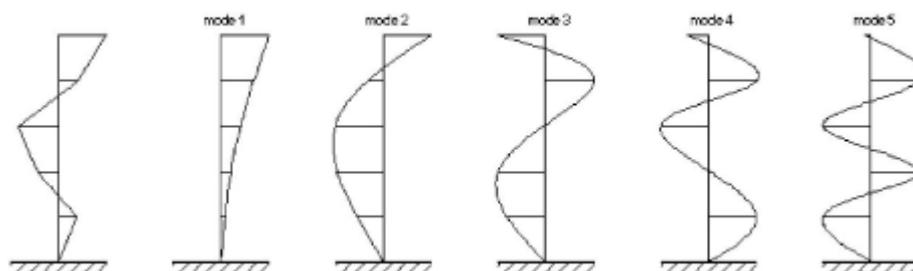
Pour un séisme donné, la réponse globale de la structure n'est constituée que de quelques modes principaux. ces modes principaux sont retenus en fonction des masses modales effectives. La masse modale étant pour un mode donné la masse effective dans la direction du séisme étudié

Les réponses modales (déplacements et efforts maximaux) calculées pour les différents modes retenus sont ensuite combinés de façon à restituer l'ensemble des effets du séisme réel .La méthode de combinaison dans ce calcul est la CQC (combinaison quadratique complète)

Si X est la réponse :

$$X = \sqrt{\sum_{i,j}^n \alpha_{i,j} X_i X_j}$$

Avec α_{ij} coefficient de corrélation des fréquences et des coefficients d'amortissement des modes i et j.



Les maxima des effets de chaque composante peuvent être ensuite recombinaés en utilisant les combinaisons de Newmark.

$$S = \pm S_x \pm \lambda S_y \pm \mu S_z$$

$$S = \pm \lambda S_x \pm S_y \pm \mu S_z \quad \lambda = \mu = 0.3 \text{ Dans les cas courants}$$

$$S = \pm \lambda S_x \pm \mu S_y \pm S_z$$

c. Paramètres sismiques :

Paramètres sismiques	valeurs	Remarques et justifications
Zonage	Zone2	Casablanca se situe dans une zone de sismicité modérée
Coefficient d'accélération A	A=0,08	
Coefficient de priorité I	I= 1	Car le bâtiment est à usage de bureaux et commerces
Coefficient du site S	S=1	Le sol du site est un sol rocheux
Amortissement	5%	Le bâtiment est conçu en béton armé
Classe de bâtiment	Classe II	Le bâtiment est à usage de bureaux et commerces
Niveau de ductilité ND	ND1	la structure sera peu ductile : Ce niveau de ductilité correspond aux structures dont la réponse sismique doit évoluer essentiellement dans le domaine élastique et pour lesquelles le règlement n'exige pas de

		prescriptions spéciales.
Coefficient de comportement	$K=1,4$	K caractérise la capacité de dissipation de l'énergie vibratoire de la structure qui lui est transmise par les secousses sismiques.
Période de transition T_c	$T_c=0,4$	T_c dépend essentiellement de la magnitude du séisme et des rapports entre les valeurs maximales des caractéristiques du mouvement
Facteur de l'amplification dynamique D	$D=2,5$	Ce facteur qualifie le comportement de la structure en fonction de sa période de vibration
Coefficient de masse partielle	$\Psi=0,2$	Le bâtiment est à usage de bureaux

Tableau 22: paramètres sismiques

d. Résultats du calcul modal :

L'analyse modale est appliquée à notre modèle aux éléments finis.

N°du mode	Fréquence [Hz]	Période [s]	Masses participantes [%]	
			(Direction X)	(Direction Y)
1	0,55	1,81	55,71	0,02
2	0,80	1,25	0,98	2,49
3	1,06	0,94	0,01	58,28
4	2,03	0,49	0,03	0,52
5	2,17	0,46	21,20	0,00
6	3,28	0,31	0,00	18,22
7	3,37	0,30	0,00	4,51

21	4,33	0,23	5,08	0,00
42	5,01	0,20	0,05	0,01
56	5,27	0,19	0,03	0,01
64	5,42	0,18	0,03	0,01
84	6,00	0,17	0,15	1,24
88	6,10	0,16	0,15	2,22
98	6,29	0,16	0,03	0,03
100	6,32	0,16	0,02	0,01
	somme		86,37	89,78

Tableau 24 : Résultats de l'analyse modale

On constate, d'après le tableau24 que dans la direction horizontale X ont été mobilisés environ 87 % de la masse du bâtiment et dans la direction horizontales Y environ 90% avec une fréquence de 6,32 Hz au 100ème mode, nous avons donc effectué une majoration de $100/86,37=1,15$ suivant l'axe X, et $100/89,78=1,11$ suivant l'axe Y.

Les figures montrent les allures des principaux modes de vibration du bâtiment.

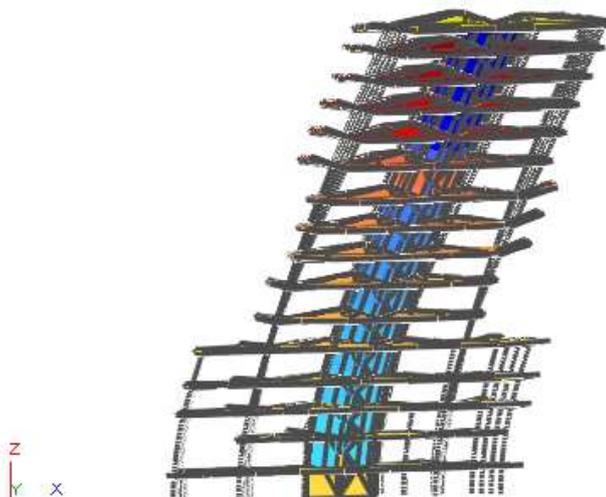


Figure 17: model ; sens X

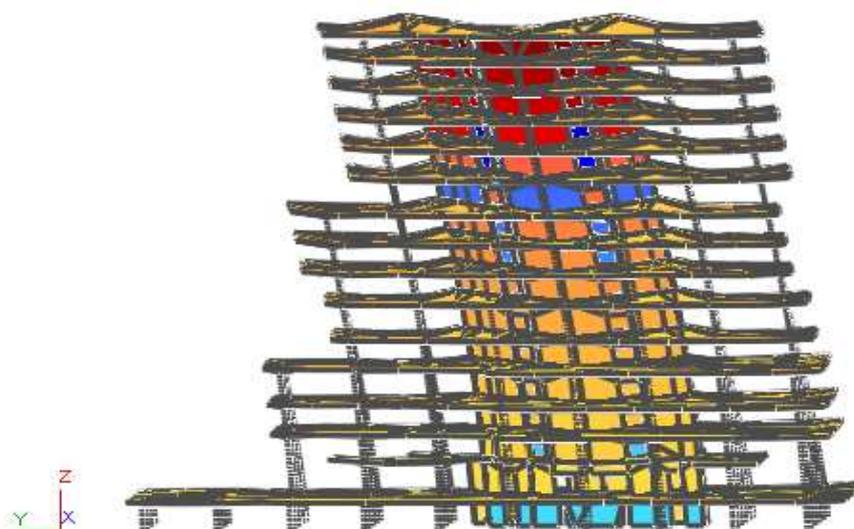


Figure 18: mode 3 ; sens-Y

La visualisation de ces deux modes sur le logiciel ROBOT montre que ces deux modes correspondent à des mouvements de flexion dans les plans GXZ et GYZ respectivement.

Quant au deuxième mode on note la présence des mouvements de torsion dus essentiellement à l'irrégularité du bâtiment. Or ces mouvements demeurent négligeables vu que la masse modale mobilisée est réduite (un total d'environ 3,6% de la masse totale) .

Note : les résultats complets de l'analyse modale sont disponibles dans l'Annexe2.

VII. Comparaison vent/séisme

Afin de déterminer lequel des deux cas accidentels est le plus prépondérant, nous avons comparé les moments les plus défavorables à la base du bâtiment pour chaque voile, le tableau 12 nous présente les résultats des moments donnés par le logiciel CBS – Pro.

Pour le cas du vent, la combinaison la plus défavorable est : G + 1,8.V dans les deux sens ouest/est et sud/nord.

Pour le séisme, les combinaisons sont :

$$G + \psi.Q \pm S_x \pm 0,3.S_y \text{ dans le sens X.}$$

$$G + \psi.Q \pm 0,3.S_x \pm S_y \text{ dans le sens Y.}$$

	moments en MN.m			
paroi	sismique-X	sismique-Y	vent O/E	vent S/N
P0_1	32,675	-	-0,213	-6,683
P0_2	1,651	-	0,011	0,361
P0_3	1,761	-	-0,001	0,415

P0_4	1,849	-	0,005	0,441
P0_5	1,917	-	0,006	0,440
P0_6	-	227,676	-11,945	-0,283
P0_7	18,360	-	-0,319	3,087
P0_8	25,861	-	0,747	3,241
P0_9	36,721	-	-6,458	-7,507
P0_10	-	225,375	15,543	3,965

Tableau 23: les moments à la base du bâtiment sous l'action du vent et du séisme

D'après le tableau ci-dessus, on déduit que **l'effet du séisme est plus prépondérant que celui du vent** vu que tous les moments sismiques sont supérieurs aux moments dus au vent.

VIII. Vérifications

A. Vérification des déplacements

Le but est de vérifier que la structure évolue dans le domaine de ses propriétés qui est pris en compte dans le calcul est contenir les dommages structuraux dans des limites acceptables.

a. Les déplacements latéraux inter-étages

Selon l'article 8-4 alinéa b) du RPS 2000 Les déplacements latéraux inter-étages Δe_l évalués à partir des actions de calcul doivent être limités à :

$$K \cdot \Delta e_l \leq 0.010 h \text{ pour les bâtiments de classe II}$$

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

K : coefficient du comportement.

En ce qui concerne notre cas, nous avons :

niveau	hauteur	déplacement inter-étages Δe_l (mm) dû au séisme		déplacement limite Δe_l limite (mm)
		X	Y	
0 (RDC)	3.97	1,4	1,14	28.3
1	3.50	1,8	1,37	25.0
2	3.50	2,34	1,56	25.0
3	4.20	3,24	2,46	30.0
4	3.50	3,06	2,51	25.0
5	4.20	4,06	2,96	30.0
6	3.50	3,6	2,68	25.0
7	3.50	3,73	2,7	25.0

8	4.20	3,91	2,85	30.0
9	3.50	3,83	3,37	25.0
10	3.50	5,18	2,7	25.0
11	3.50	4,07	2,66	25.0
12	3.50	4,15	2,36	25.0
13	3.50	4,05	2,5	25.0
14	3.50	4,06	2,39	25.0

Tableau 24: déplacements latéraux inter-étages

Le coefficient de comportement étant $K = 1,4$.

Les déplacements inter-étages ont été calculés par le logiciel CBS pro

Conclusion : les déplacements inter-étages calculés sont largement inférieurs aux déplacements limites requis par le règlement RPS 2000

b. Le déplacement latéral total du bâtiment

Le déplacement latéral total du bâtiment Δ_g doit être limité à $\Delta_{g \text{ limite}} = 0.004.H$.

Pour notre structure $\Delta_{g \text{ limite}} = 0,004 \times 58.5 = 23.4 \text{ cm}$

H étant la hauteur totale de la structure.

Le tableau 25 ainsi nous donne les déplacements latéraux totaux U_x et U_y suivant les deux sens sismiques X et Y.

sens sismique	déplacement	valeur de déplacement latéral maximale (cm)	valeur de déplacement latéral maximale tolérée (cm)
X	U_x	4,61	23.4
	U_y	4,34	23.4
Y	U_x	1,95	23.4
	U_y	1,95	23.4

Tableau 25: déplacements latéraux totaux

B. Stabilité au renversement

La structure doit être dimensionnée pour résister aux effets de renversement dû aux combinaisons des actions de calcul. Un ancrage est exigé si l'effet des charges de calcul tendant à provoquer ce phénomène est supérieur à l'effet de stabilisation (Article 8.2.3 RPS 2000)

Pour vérifier la stabilité au renversement, nous allons calculer l'indice de stabilité θ_r pour chaque niveau.

$$\theta_r = \frac{\Delta r \times Pr}{hr \times Fr}$$

Avec :

hr: hauteur du niveau r.

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

Pr: poids des masses de la structure située au dessus et au niveau r.

Fr : résultante des forces horizontales f_s agissant au-dessus et au 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 :

Niveau	Hauteur(m)	Sens X			Sens Y		
		Fr(KN)	Δr (mm)	θ_r	Fr(KN)	Δr (mm)	θ_r
-1	3,43	46774,91	1,00	0,00209	55117,77	0,42	0,00177
0	3,97	45713,08	1,40	0,00214	53866,55	1,14	0,00147
1	3,5	45071,47	1,80	0,00297	53110,50	1,37	0,00192
2	3,5	43610,07	2,34	0,00361	51388,44	1,56	0,00204
3	4,2	41704,85	3,24	0,00389	49143,40	2,46	0,00251
4	3,5	39142,72	3,06	0,00412	46124,29	2,51	0,00286
5	4,2	37071,08	4,06	0,00435	43683,15	2,96	0,00269
6	3,5	34635,86	3,60	0,00443	40813,57	2,68	0,00280
7	3,5	31796,74	3,73	0,00440	37468,06	2,70	0,00270
8	4,2	28640,45	3,91	0,00368	33748,82	2,85	0,00228
9	3,5	25164,62	3,83	0,00417	29653,03	3,37	0,00311
10	3,5	21604,39	5,18	0,00544	25457,79	2,70	0,00240
11	3,5	17811,90	4,07	0,00413	20988,86	2,66	0,00229
12	3,5	13680,70	4,15	0,00408	16120,81	2,36	0,00197
13	3,5	9279,99	4,05	0,00386	10935,19	2,50	0,00202
14	3,5	4515,05	4,06	0,00374	5320,36	2,39	0,00187

Tableau 26: indice de renversement

On remarque que, pour chaque niveau, θ_r est inférieur à 0,1 et donc il n'y a pas de risque de renversement. De plus Il n'est pas nécessaire de prendre en compte les effets du second ordre.

C. Viabilité

L'utilisation de matériaux plus résistants et de techniques plus perfectionnées permet maintenant de construire des structures plus légères qui sont cependant plus sujettes aux vibrations que les constructions massives d'autrefois.

Il existe deux sortes de vibrations dans les bâtiments: celles qui proviennent d'une source interne et celles qui proviennent d'une source externe. La plupart des vibrations générées à l'intérieur des bâtiments sont provoquées par des machines ou par les occupants. Les vibrations générées à l'extérieur proviennent en général de la circulation routière ou ferroviaire, du métro, des activités de construction, du vent. Les vibrations qui s'en suivent peuvent être une source de désagrément pour les occupants, affecter le fonctionnement de certains instruments ou provoquer des dommages à la structure du bâtiment.

Pour les bâtiments de grande hauteur, Le mouvement pendulaire sous l'action des rafales de vent peut provoquer surtout chez les personnes sensibles des troubles nerveux assez importants. Un cas extrême peut être cité, où les derniers étages d'un bâtiment de 25 étages construit en Suède ont dû être évacués à causes des perturbations provoquées par les vibrations trop prononcé. D'après certains auteurs il semble que l'origine de ces troubles se trouve dans l'accélération du mouvement pendulaire. Toutefois, à défaut d'une méthode de calcul cinématique appropriée, on se borne à limiter l'amplitude de la déformation.

Dans certains bureaux d'études français, on a l'habitude de ne pas dépasser la flèche au sommet sous vent normal $f=Z/1000$ (Z étant la hauteur du bâtiment. Par ailleurs, en Angleterre on recommande de limiter le rapport entre la hauteur et la longueur des refends de contreventement à 10 pour les refends isolés et à 15 pour les refends formant noyau central.

En ce qui concerne notre structure, la flèche au sommet sous l'action du vent ne dépasse pas 3 mm et le rapport entre la hauteur et longueur des refends est de l'ordre de $L_{\max}/h_{\min}=23,9/3,5=6,8 \ll 15$.

Quant à Fu-Kuei Chang (USA), il propose un abaque fournissant des critères de confort pour les occupants des bâtiments en fonction de la fréquence propre de la structure et de l'amplitude de l'oscillation au niveau pris en considération.

D'après l'auteur, les degrés de confort des tours en fonction de l'accélération sont :

- Au-dessous de 0,5% g : sans perturbation
- Entre 0,5% et 1,5% g : seuil de perturbation
- Entre 1,5% et 5% g : désagréable
- Entre 5% et 15% g : très désagréable
- Au-dessus de 15% g : intolérable

(g étant l'accélération de la pesanteur)

D'après l'abaque de Fu-Chang, on se positionne dans la zone [0,5% g ; 1,5% g]. Le bâtiment se situe donc au seuil de la perturbation.

D. retrait et effet de la température :

N'ayant pas prévu de joints dans la structure et vu les dimensions de l'ouvrage, le phénomène de retrait nécessite alors d'être examiner de près.

Ce phénomène provoque des raccourcissements du béton et engendre par suite :

-La création de tensions internes, de microfissurations. Il en résulte des baisses de résistance surtout en traction du matériau. Ces tensions peuvent être différentes en surfaces et en profondeur : elles sont donc liées à la géométrie de l'ouvrage en béton.

-La création de fissures extrêmes visible. Elles nuisent à l'esthétique et à la pérennité du béton. Lorsqu'elles sont assez larges et lorsqu'elles atteignent les armatures du béton armé, celles-ci peuvent facilement se corroder.

Le retrait compte plusieurs types. Ces derniers peuvent avoir lieu simultanément ou successivement et combiner leurs effets. On distingue :

Le retrait d'hydratation :(ou de dessiccation interne) caractérisé par l'augmentation du volume apparent de la pâte et la diminution de son volume absolu. Ce qui montre que le volume absolu des hydrates formés est plus petit que le volume absolu des anhydres et de l'eau.

Le retrait d'évaporation avant prise : dû au tassement du béton suite à l'évaporation ou l'absorption de l'eau par un coffrage ou granulats poreux.

Le retrait hydraulique après prise : dû à une perte d'une partie de l'eau de gâchage, son amplitude est en général plus faible que le retrait plastique

Le retrait thermique : dû à des baisses de température provenant soit du ciment lui-même lors de son hydratation aux premiers âges suivie de son refroidissement, soit des variations climatiques du milieu qui peuvent être plus ou moins importantes et plus ou moins rapides.

Les deux premiers types de retrait peuvent être évités, en prenant quelques précautions agissant sur la composition du béton ou sa mise en œuvre :

-Limiter le rapport eau/ciment

-Utiliser des granulats à fort module de déformation

-Humidifier légèrement le support si celui-ci est très absorbant, de même que les granulats s'ils sont poreux

-éviter l'évaporation d'eau grâce à une protection de surface du béton en utilisant un produit de cure par exemple

Cependant, le retrait hydraulique après reprise ne peut être annulé mais on peut le limiter en prévoyant des joints suffisamment rapprochés. Vu que nous ne disposons pas de joints, il sera prudent d'utiliser un ciment ayant un faible retrait intrinsèque et des granulats propres, durs et avec peu d'éléments très fins.

Quant au **retrait thermique**, il peut être évalué à partir de la formule suivante :

$$R_{th} = \alpha \Delta \theta$$

Avec :

- $\Delta \theta$: différence de température
- α : coefficient de dilatation thermique. $\alpha=10 \mu/m^{\circ}C$

Ce type de retrait est le principal responsable des fissures qui peuvent être observées sur les ouvrages ayant une épaisseur supérieure à 20 cm, les autres types de retrait ne font qu'élargir ces fissures. Les éléments de notre structure présentant des épaisseurs assez importantes (jusqu'à 35 cm pour les dalles, et 120 cm pour le radier), un renforcement du ferrailage pour tenir compte de ce phénomène est nécessaire.

Les règlements marocains et français ne donnent pas de minimum pour la maîtrise de la fissuration du retrait, sauf pour les aciers de peau des joues de poutre (BAEL A.8.3). Néanmoins, Il peut être prudent, en l'absence d'une étude détaillée du phénomène, surtout si le climat est chaud et sec, de disposer un pourcentage minimal. A titre indicatif, le règlement américain ACI-318-89 préconise **0,18%** pour les dalles pour des aciers de 500 Mpa de limite élastique alors que le règlement britannique BS 8110 préconise **0,15%** pour ces mêmes aciers.

D'autres précautions peuvent être prises pour limiter ce type de retrait. On en cite :

- Choix d'un ciment à faible chaleur d'hydratation (teneur limitée en en aluminat tricalcique...)
- Choix d'u granulats à fort module de déformation
- Diminution de la température du béton à mettre en œuvre (donc de ses constituants)
- Utilisation du coffrage à faible conductibilité thermique (acier par exemple)
- Dosage modéré en ciment et granulométrie du béton bien étudiée en conséquence.

IX. Dimensionnement et ferrailage des éléments structuraux

A. Voiles

a. Méthode de calcul :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console encastree à sa base; soumise à un effort normal Pu , un effort tranchant Vu et un moment fléchissant Mu qui est maximal dans la section d'encastrement (Figure 17).

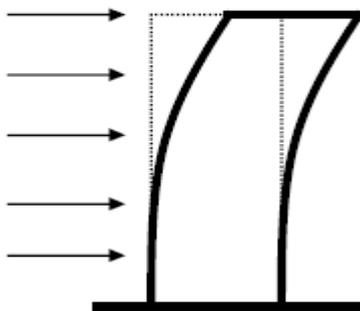


Figure 19: Le comportement du voile est similaire à celui d'une console.

Selon les Règlements parasismiques, il convient que les armatures verticales nécessaires pour la vérification de la résistance à L'ELU, en flexion composée soient concentrées dans les éléments de rives, aux deux extrémités de la section transversale du voile ou trumeau.

En effet, Sous l'action sismique, des parties plus au moins importantes de l'extrémité du voile en béton, sollicité en compression, peuvent se trouver dans le domaine inélastique, cette situation peut être à l'origine d'une instabilité latérale (Figure 18)

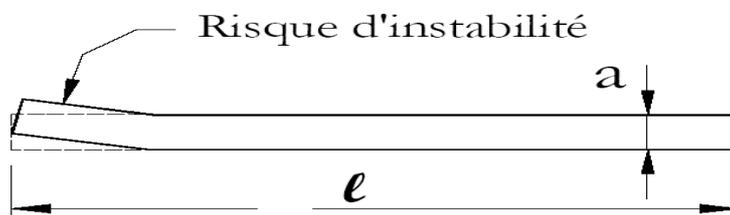


Figure 20: Instabilité latérale des murs

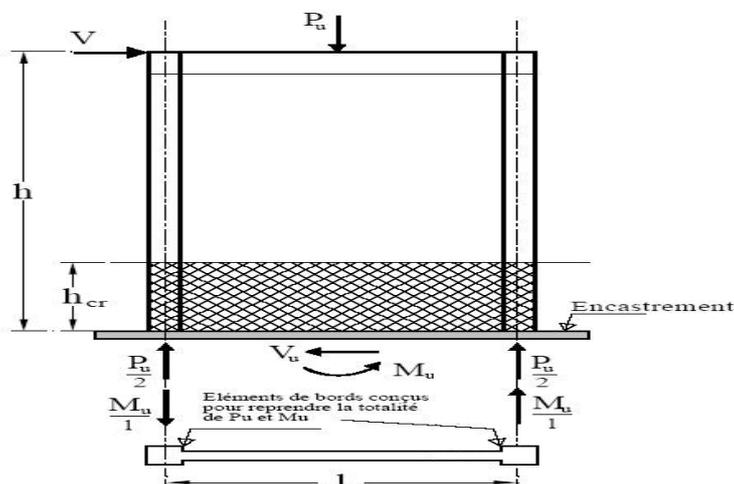


Figure 21: modèle d'un voile sollicité en flexion composée

P_u , V_u , M_u : Efforts internes respectivement (Effort normal, Effort tranchant et moment fléchissant) ultimes résultants de l'analyse dans la situation sismique de calcul.

h : hauteur totale du voile mesurée à partir de la base jusqu'au sommet de la structure.

l : longueur du mur en plan.

h_{cr} : La hauteur de la zone où se produisent les déformations plastiques, appelée zone critique.

$$h_{cr} = \max (h/6, l)$$

Un voile en béton armé doit faire l'objet des vérifications suivantes :

- Justification de la stabilité de forme (résistance au flambement).
- Résistance en flexion composée.
- Résistance à l'effort tranchant.

Les vérifications se feront selon le DTU 23.1 relatif aux murs et parois en béton tout en satisfaisant aux règles parasismiques (RPS 2000 et PS 92)

Calcul de ferrailage :

Le DTU 23.1 fait la différence entre parois armées et parois non armées selon la sollicitation ultime N_{ulim} . L'effort normal extérieur pondéré N_u sollicitant le mur à l'ELU doit vérifier la condition :

$N_u < N_{ulim}$

Où N_{ulim} est l'effort résistant équilibré par la section de béton et éventuellement la section des armatures. Il est donné par les formules :

	Dans le cas d'un mur non armé	Dans le cas d'un mur non armé
α	$\alpha = \frac{0,65}{1 + 0,2 \frac{\lambda}{30^2}}$	$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \frac{\lambda}{30^2}} \text{ si } \lambda \leq 50$ $\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \text{ si } 50 \leq \lambda \leq 80$
N_{ulim}	$Nu, lim = \alpha \frac{Br. fc28}{0,9. \gamma b}$	$Nu, lim = \alpha \left(\frac{Br. fc28}{0,9. \gamma b} + A. \frac{fe}{\gamma s} \right)$

Tableau 27: N_{ulim} et α selon le type du mur

Avec :

- λ : élancement mécanique : $\lambda = \frac{l_f \cdot \sqrt{12}}{a - 2(\text{cm})}$
- l_f : longueur de flambement
- a : largeur du voile
- Br : la section réduite : $Br = l[a - 2(\text{cm})]$

Les valeurs de α sont à diviser par 1,10 si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.

Si la majeure partie des charges est appliquée à un âge < 28 jours, on remplace f_{c28} par f_{cj} et α par $\alpha/1,20$.

Le tableau suivant donne la section et la disposition des armatures :

	Armatures verticales de compression	Armatures horizontales de l'effort tranchant
Espacement maximal entre axes des armatures	$\leq \min (33\text{cm} ; 2a)$	$\leq \min (33\text{cm})$

<p>Armatures minimales Pourcentages minimaux</p>	$A_v \geq \rho_v \cdot l \cdot a$ $\rho_v \geq \max \left[0,001; 0,0015 \cdot \frac{400 \cdot \theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u,\text{lim}}} - 1 \right) \right]$ <p>Avec $\theta = 1.4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire</p>	$A_h \geq \rho_h \cdot 100 \cdot a$ $\rho_h \geq \max \left[\frac{2\rho_{v,\text{max}}}{3}; 0,001 \right]$ <p>Avec $\rho_{v,\text{max}}$ le pourcentage minimal de la bande la plus armée verticalement</p>
<p>Armatures transversales</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Si $\varnothing_v \leq 12$ mm, prévoir 4 épingles/m² au minimum. - Si $\varnothing_v \geq 12$ mm, prévoir un espacement des épingles inférieur ou égal à $15 \varnothing_v$. <p>Le diamètre \varnothing_t des épingles est :</p> <ul style="list-style-type: none"> - $\varnothing_t = 6$ mm lorsque $\varnothing_v \leq 20$ mm, - $\varnothing_t = 8$ mm lorsque $\varnothing_v \geq 20$ mm. 	<p>Pas d'armatures transversales.</p>

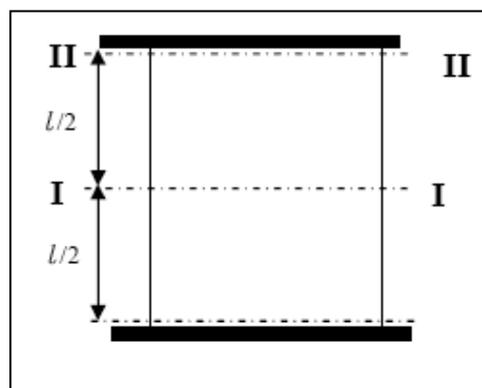
Tableau 28: sections et dispositions des armatures verticales et horizontales d'un voile

Vérifications :

Deux vérifications doivent être faites aux niveaux I et II du mur :

section I-I à mi-hauteur d'étage $\sigma_u \leq \sigma_{u,\text{lim}}$

section II-II sous le plancher haut $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u,\text{lim}}}{\alpha}$



Le RPS 2000 exige un taux minimal d'armatures verticales et horizontales, à toute section, égal à 0.20% de la section horizontale du béton. Le taux maximal est égal à 4%. Le diamètre des barres utilisées ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du mur. L'espacement des barres verticales et horizontales est égal à :

- $s = \min(30\text{cm}, 1.5a)$ en zone courante.
- $s = \min(20\text{cm}, 1.5a)$ en zone critique, a étant l'épaisseur du mur.

Les deux nappes doivent être reliées, et les barres horizontales doivent être exposées vers l'extérieur, menues de crochets à 135° ayant une longueur de $10 \varnothing$

b. Ferrailage du voile 0-1 :

• Hypothèses :

Voile intérieur de rive en Béton armé de 8,6 m de longueur par 35 cm d'épaisseur avec une dalle d'un seul coté encastré en tête et en pied, sans raidisseur aux extrémités.

- $a = 0,35$ m
- $l = 8.60$ m
- Hauteur : 3.43 m avec plancher de 30 cm.
- La charge est appliquée à plus de 90 jours.
- Béton $f_{c28} = 30$ Mpa
- Acier $f_e = 500$ Mpa
- Coefficient de comportement = 1.4

Le voile est soumis aux efforts réduits suivants (obtenus par la combinaison la plus défavorable):

N (MN)	T (MN)	M (MN.m)
32,068	5,049	32,657

Tableau 29: efforts réduits appliqués au voile0-9

• Contraintes limites :

★ On suppose que le mur est non armé :

Longueur libre = $3.43 - 0.30 = 3.13$ m

$l_f = 0.90 l = 0.90 * 3.13 = 2.817$ m

$\lambda = 29.57 \rightarrow \alpha = 0,646$

La détermination pratique de $N_{u,lim}$ se fait directement à partir du tableau 15 p. 230 FBA Tome II - Victor Davidovici [11]. $N_{u,lim} = v_{lim} \cdot B_r \cdot \sigma_{bc}$

Avec : v_{lim} donné par le tableau 15 p.230 en fonction de a et l_f .

$\sigma_{bc} = 0.85 f_{cj}/1.5$ [PS92 11.821.1]

Dans notre cas, $a = 0,35$ et $l_f = 2,817$ m d'où $v_{lim} = 0,411$ et donc $N_{u,lim} = 19,83$ MN.

Or $N_u = 32,068$ MN $>$ $N_{u,lim} \rightarrow$ le mur est armé.

★ le mur est armé :

Longueur libre = 3.13 m

$l_f = 0.85 l = 0.85 * 3.13 = 2.66$ m

$$\lambda = 27.92 \rightarrow \alpha = 0.754$$

$$A_{v,\min} = 0,001 \cdot 860 \cdot 35 = 30,10 \text{ cm}^2$$

On trouve $\sigma_{u,\lim} = N_{u,\lim} / l \cdot a = 16,12 \text{ MPa}$ et donc on vérifie bien que $\sigma_u < \sigma_{u,\lim}$ à mi hauteur de l'étage et $\sigma_u < \sigma_{u,\lim} / \alpha$ à l'étage.

$$\sigma_{bc} = \min(\sigma_{u,\lim}; 0.85 f_{cj} / 1.5) = 17 \text{ MPa}$$

• Dimensions des potelets de rives :

$$d' = \max \text{ de } \begin{cases} a \\ a \cdot q \cdot \frac{n}{\sigma_{bc}} \\ \frac{l_f}{15} \cdot q \cdot \frac{n}{\sigma_{bc}} \end{cases}$$

Avec :

- $q = 1,4$
- $n : \sigma_u = 12,01 \text{ MPa}$
- $\sigma_{bc} = \max \left(\sigma_{u,\lim} ; \frac{0,85 f_{cj}}{1,5} \right) = 17 \text{ MPa}$

On trouve $d' \geq 36 \text{ cm}$; On prendra $d' = 100 \text{ cm}$.

Le calcul de la section en flexion composée donne $A_f = 38,07 \text{ cm}^2$ soit **20HA16**.

Pour les armatures transversales :

$$S_t \leq \min(10 \phi_l ; 20 \text{ cm}) = \min(16 ; 20) \Rightarrow S_t = 16 \text{ cm}$$

$$\phi_t \geq \max(\phi_l / 3 ; 6 \text{ mm}) = \max(8 ; 6) \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Or nous sommes en zone critique donc $S_t = 10 \text{ cm}$. (Article 11.432 PS92).

• Ferraillage vertical de compression :

Armatures longitudinales

On vérifie le ferraillage vertical minimum :

$$\rho_v \geq \left[0,001 ; 0,0015 \frac{400 \cdot \theta \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{bc}} - 1 \right) \right]$$

On rappelle qu'il s'agit d'un voile de rive donc $\theta = 1,4$.

$$\rho_{v,\min} = 1.10^{-3} < 2.10^{-3} \text{ (RPS 2000)}$$

$$\text{On prend } \rho_v = 2,5.10^{-3} \rightarrow A_v = 2,5.10^{-3} \cdot 660 \cdot 35 = 57,75 \text{ cm}^2$$

Ainsi on aura un ferrailage de 28.88cm² répartis sur chaque face de la paroi soit l'équivalent de

37 HA 10 avec e = 17 cm.

Armatures transversales

On a $\varnothing_v \leq 12 \text{ mm}$, on prévoira **6 épingles/m²**

- Ferrailage horizontal de l'effort tranchant :

$$\rho_h \geq \max(2/3 \rho_v; 0,001) = 1,67.10^{-3} < 2.10^{-3} \text{ (RPS 2000)}$$

$$\text{On prend } \rho_h = 2.10^{-3} \rightarrow A_h = 2.10^{-3} \cdot 313 \cdot 35 = 21,91 \text{ cm}^2$$

Ainsi on aura un ferrailage de **10.96 cm²** répartis sur chaque face de la paroi soit l'équivalent de **22HA8 avec e = 14cm.**

- Justification aux sollicitations tangentes (PS92)

Vérification de cisaillement

On définit le pourcentage des armatures de flexion $\overline{\omega}_f$:

$$\overline{\omega}_f = 100 (A_f / ad) = 100(40.21 / (35 \cdot 810)) = 0,140\%$$

On définit par ailleurs :

- la contrainte normale de compression : $\sigma = N/a \cdot b = 10,65 \text{ MPa}$

- le paramètre d'excentricité : $\alpha_N = M/b \cdot N = 0.118$

- l'effort tranchant de calcul : $V^* = V(1 + q)/2 = 5,049(1+1,4)/2 = 6,06 \text{ MN}$

Cette augmentation de l'effort tranchant dans le cas $q > 1$ est due au fait que le coefficient de comportement est plus faible dans le cas du cisaillement.

- le cisaillement conventionnel de calcul associé :

$$\tau^* = V^* / a \cdot d = 6.06 / (0,35 \cdot 8,1) = 2,14 \text{ MPa}$$

- le paramètre d'élancement de calcul : $\alpha_v = M / (bV^*) = 0,67$

On calcule :

- le moment limite M_{\lim} de fissuration systématique en flexion composée, est déterminé à partir de

la condition de non fissuration systématique :

$$M_{lim} = \frac{ab^2}{6} \left(\sigma + \frac{f_{tj}}{1,5} \right) = 132,2 \text{ MN.m}$$

- le cisaillement conventionnel associé :
 $\tau_1 = \tau^* \cdot M_{lim} / M = 2,14 \cdot (132,2 / 32,068) = 8,8 \text{ MPa}$

- la contrainte limite de résistance à l'effort tranchant :

$$\tau_2 = 0,45 \sqrt{f_{tj} \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma \right)}$$

$$\tau_2 = 2,15 \text{ MPa}$$

- la contrainte limite de résistance à l'effort tranchant après fissuration, compte tenu des armatures longitudinales :

$$\tau_3 = \min(\tau_1, \tau_2) \cdot (1 + 3 \omega_f) + 0,15 \sigma = 4,65 \text{ MPa} \quad \text{avec} \quad \omega_f \leq 2 \%$$

Détermination des armatures transversales :

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

$$\tau^* \leq \tau_{lim} \quad \text{avec} \quad \tau_{lim} = \max(\tau_3 ; 0,5 f_{tj})$$

$$\text{On a } \tau^* = 2,14 \text{ MPa} \text{ et } \tau_{lim} = \tau_3 = 4,65 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où } \tau^* \leq \tau_{lim}$$

• Vérification du non-glissement :

Si l'on désigne par x la largeur comprimée du mur, d'épaisseur a, sous sollicitation de flexion composée, on doit vérifier la condition suivante :

$$V^* \leq 0,35 \cdot f_{tj} \cdot a \cdot x + (F_b + A' f_e) \text{ tg} \varphi$$

Avec :

- $x = \alpha_R \cdot d = 0,615 \cdot 8,10 = 4,98$
- $\text{tg} \varphi = 0,7$;
- $f_e : 500 \text{ MPa}$
- $A' = 58,12 \text{ cm}^2$
- $F_b : 0,8 \cdot x \cdot a \cdot \sigma = 14,85$

$$0,35 \cdot f_{tj} \cdot a \cdot x + (F_b + A' f_e) \text{ tg} \varphi = 11,98 \text{ MN}$$

On rappelle que $V^* = 6,06 \text{ MN}$. Donc Il n'y a pas de risque de glissement.

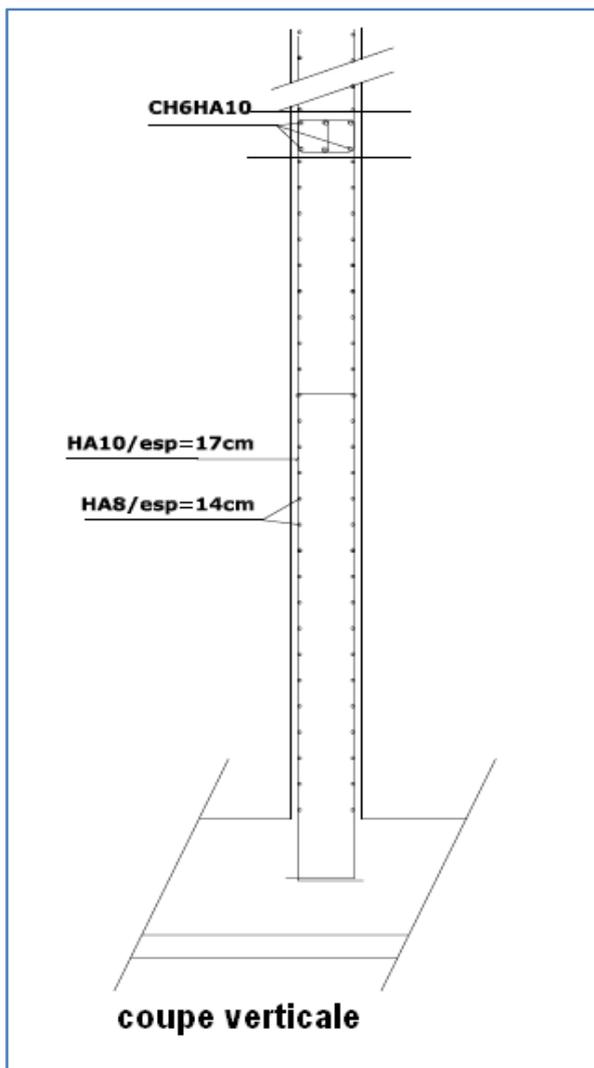
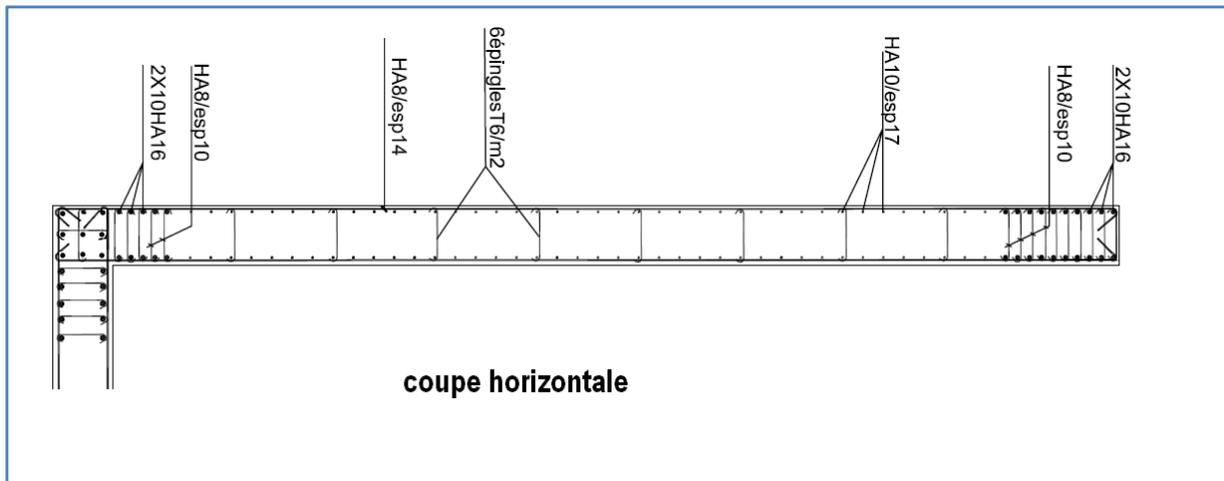


Figure 22: Ferrailage du voile 0-9

B. Dalles

a. Méthode de calcul :

On étudie indépendamment l'une de l'autre les flexions dans les sens X et Y des panneaux constituant le plancher et cela, en prenant en compte chaque fois la totalité des charges permanentes et des charges d'exploitation correspondant au cas de charge considéré.

A cet effet, le bâtiment est décomposé en deux séries de portiques X et Y supposés indépendants les uns des autres, dont les plans moyens sont les plans verticaux contenant les droites (X) et (Y). On a ainsi à considérer, dans chaque série, un certain nombre de portiques intermédiaires et deux portiques de rive.

Chaque portique est étudié comme un système à deux dimensions composé de montants verticaux constitués par les piliers et de traverses horizontales définies de la façon suivante :

- pour un portique intermédiaire X (ou Y), les traverses sont constituées par la bande de dalle limitée par les lignes des centres des panneaux situés de part et d'autre du portique considéré.

Si ces panneaux ont des portées différentes l_{y1} et l_{y2} (ou l_{x1} et l_{x2}) la largeur de cette bande est égale à :

$$\frac{l_{y1} + l_{y2}}{2} \text{ pour un portique X}$$

$$\left(\text{et } \frac{l_{x1} + l_{x2}}{2} \text{ pour un portique Y} \right);$$

- pour un portique de rive X (ou Y). Les traverses sont les éléments de plancher, de largeur :

$$\frac{l_{y1}}{2} + l_{y0} \quad \left(\text{ou } \frac{l_{x1}}{2} + l_{x0} \right)$$

l_{y0} et l_{x0} désignant, quand ils existent, les porte-à-faux de la dalle au-delà des piliers de rive. Les calculs de résistance sont effectués comme si le plan médian des traverses d'un portique intermédiaire ou de rive était confondu avec le plan contenant les axes verticaux de ses montants.

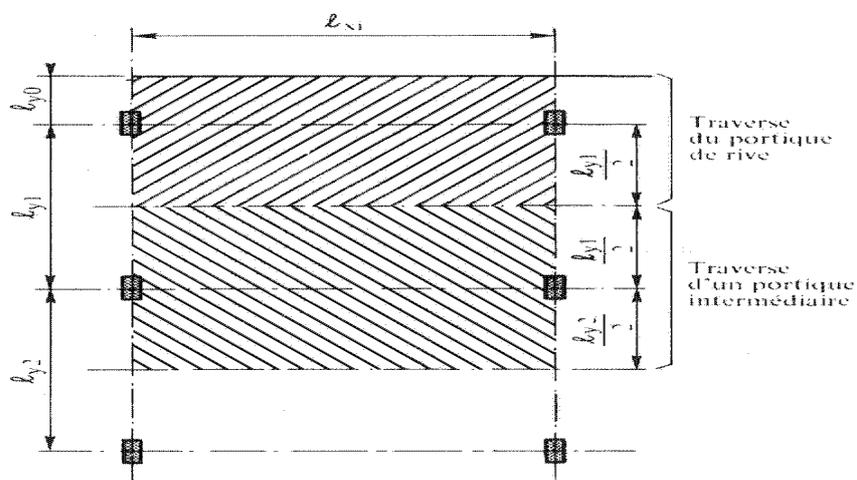


Figure 23: décomposition d'une dalle champignon en portique

Les sollicitations de chaque portique peuvent être déterminées au moyen des méthodes classiques de la Résistance des Matériaux, les déformations dues aux efforts normaux et aux efforts tranchants étant négligées, les portées des traverses étant comptées entre les axes de leurs appuis et les hauteurs des poteaux étant les distances entre faces supérieures des planchers consécutifs. Néanmoins, pour notre structure, on usera des sollicitations fournies par le logiciel pour déterminer le ferrailage des dalles.

Pour l'étude de la flexion dans le sens des portées l_x , chaque panneau est décomposé en une bande centrale et deux demi-bandes sur appuis, comme indiqué par la figure 8.

On admet que la largeur l'_y de la demi-bande sur appuis est égale :

- pour l'évaluation de la résistance de la dalle aux moments sur appuis $l'_y a$, à la plus grande des deux dimensions :

$$\frac{b'}{2} + h \quad \text{ou} \quad 1,5 \left(\frac{b}{2} + h \right)$$

- pour l'évaluation de la résistance de la dalle aux moments en travée $l'_y t$, à la plus grande des deux dimensions :

$$\frac{b'}{2} + h \quad \text{ou} \quad 1,5 \left(\frac{b}{2} + h \right) + \frac{l_x}{10}$$

En aucun cas $l'_y a$ et $l'_y t$ ne doivent dépasser $l_y / 4$. La largeur de la bande centrale correspondante est égale à $l_y - 2l'_y t$. Dans le sens de la portée l_y , les largeurs l'_{xa} et l'_{xt} sont définies de la même manière en substituant x à y et a à b dans les expressions précédentes.

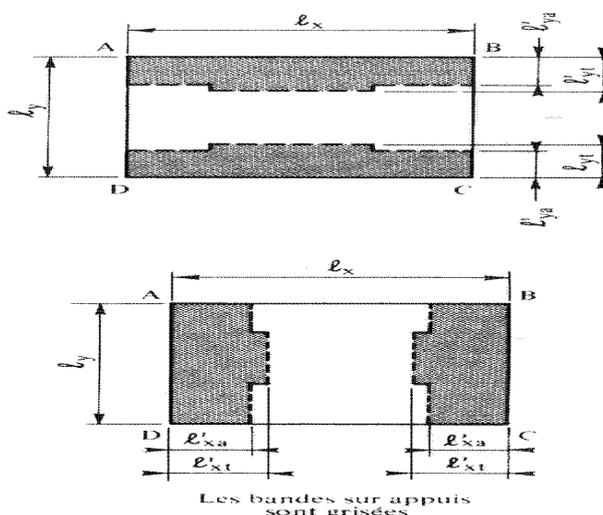


Figure 24: demi-bandes en travée et sur appuis d'une dalle champignon

Les moments fléchissants positifs et négatifs sollicitant les traverses des portiques déterminées sont répartis entre les bandes centrales et les bandes sur appuis conformément aux indications du tableau ci-dessous, dans lequel :

- (M_u) et (M'_u) représentent respectivement les valeurs absolues maximales des moments positifs et négatifs sollicitant une travée quelconque d'un portique intermédiaire ;

- (M_{1u}) et (M'_{1u}) représentent respectivement les valeurs absolues maximales des moments positifs et négatifs sollicitant un portique de rive

Demi-bande considérée	Moments positifs	Moments négatifs au voisinage d'un pilier intérieur (E)	Moments négatifs au voisinage d'un pilier de rive (F)	
			Rive non supportée	Rive supportée
Demi-bande centrale d'un portique intermédiaire (A)	0,20 (M_{1u})	0,12 (M'_{1u})	0,10 (M'_{1u})	0,20 (M'_{1u})
Demi-bande centrale d'un portique de rive (B)	0,40 (M_{1u})	0,24 (M'_{1u})	0,20 (M'_{1u})	0,40 (M'_{1u})
Demi-bande sur appuis d'un portique intermédiaire (C)	0,30 (M_{1u})	0,38 (M'_{1u})	0,40 (M'_{1u})	0,30 (M'_{1u})
Demi-bande sur appuis d'un portique de rive (D)	Rive non supportée	0,60 (M_{1u})	0,80 (M'_{1u})	0,60 (M'_{1u})
	Rive supportée *	0,30 (M_{1u})	0,38 (M'_{1u})	0,30 (M'_{1u})

* Dans ce cas, (M_{1u}) et (M'_{1u}) sont calculés comme si la rive n'était pas supportée.

Tableau 30: les moments fléchissants sollicitant les traverses

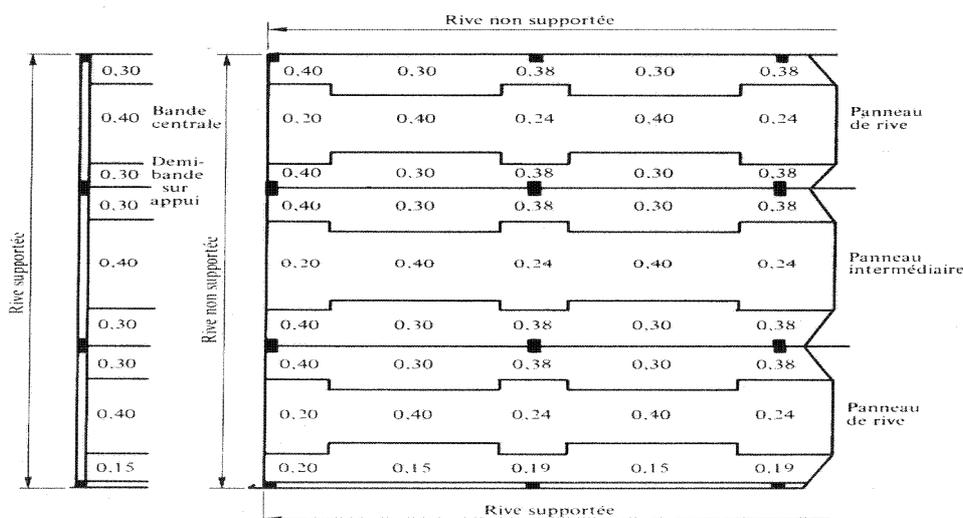


Figure 25 : répartition des moments entre les bandes

b. Ferrailage des planchers :

On prend comme exemple de dalle le plancher haut du 9ème étage. Cette dernière est similaire à celle des étages : 10, 11, 12, 13 et 14.

Ferrailage dans le sens X : $M_{max} = (1,593 \text{ MN} ; -0,962 \text{ MN})$

Bande sur appuis :

-Sur appuis :

$$M=0,6 \times 1,593 = 0,955 \text{ MN}$$

$$\mu=0,468$$

$$A_{st}=141 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc}=16,37 \text{ cm}^2$$

$$A_{st}=29T25/e=10\text{cm}$$

$$A_{sc}=15T12/e=20\text{cm}$$

-en travée :

$$M=0,76 \times 0,962 = 0,731 \text{ MN}$$

$$\mu=0,270$$

$$A_{st}=95,48 \text{ cm}^2$$

$$48T20/e=12\text{cm}$$

Bande centrale :

-Sur appuis :

$$M=0,4 \times 1,593 = 0,637 \text{ MN}$$

$$\mu=0,166$$

$$A_{st}=76,81 \text{ cm}^2$$

$$38T16/e=13\text{cm}$$

-En travée :

$$M=0,24 \times 0,962 = 0,230 \text{ MN}$$

$$\mu=0,06$$

$$A_{st}=26 \text{ cm}^2$$

$$17T14/e=17\text{cm}$$

Ferrailage dans le sens Y : $M_{max} = (1,5 \text{ MN} ; -0,762 \text{ MN})$

Bande sur appuis :

-Sur appuis :

$$M=0,6 \times 1,5 = 0,9 \text{ MN}$$

$$\mu=0,4$$

$$A_{st}=133,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{st}=27T25/e=11\text{cm}$$

$$A_{sc}=18T8/e=16\text{cm}$$

Asc=9 cm²

-en travée :

$$M=0,76 \times 0,762=0,579 \text{ MN}$$

$$\mu=0,214$$

$$A_{st}=95,48 \text{ cm}^2$$

23T10/e=15cm

Bande centrale :

-Sur appuis :

$$M=0,4 \times 1,5=0,6 \text{ MN}$$

$$\mu=0,157$$

$$A_{st}=71,81 \text{ cm}^2$$

36T16/e=14cm

-En travée :

$$M=0,24 \times 0,762=0,183 \text{ MN}$$

$$\mu=0,047$$

$$A_{st}=20,54 \text{ cm}^2$$

33T10/e=15cm

Ferraillage aux coins des voiles :

On constate la présence des moments assez importants aux coins du noyer central, ce qui risque d'engendrer des fissures à ce niveau si on se contente des armatures déjà calculées. Des armatures inclinées à 45° sont alors mises en place pour renforcer ces zones.

$$M_{\max,y}=93,33 \text{ kN} \text{ ---> } A_s=10,95 \text{ cm}^2$$

$$M_{\max,x}=74,54 \text{ kN} \text{ ---> } A_s=8,6 \text{ cm}^2$$

Ce qui nous donne une section d'acier $A_s=7,74 \text{ cm}^2$ à répartir sur 1m avec une inclinaison de 45°. Soit **10T10/e=10cm**.

Remarque : les conditions de non-fragilité nous imposent un ferraillage minimale de 1% de la section ($A_{\min}=2.5 \text{ cm}^2/\text{m}$) ce qui est l'équivalent de T8/e=20cm.

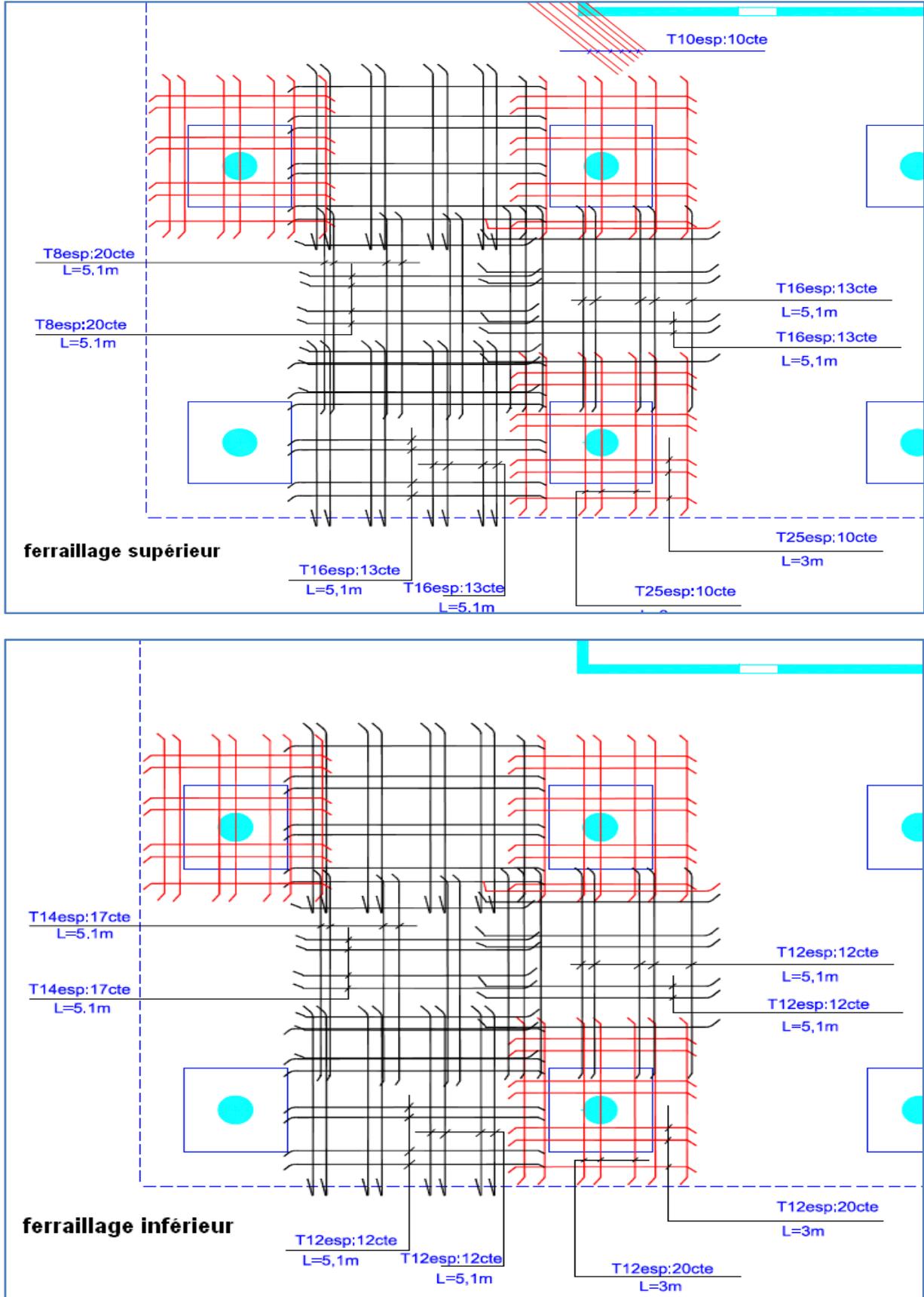


Figure 26: ferraillage du plancher haut du 9ème étage

C. Radier

a. Généralités et méthode de calcul :

Le radier est une fondation superficielle. Il constitue une extension du principe des semelles (filantes ou isolées) lorsque celles-ci doivent présenter des dimensions très importantes conduisant à leur interférence.

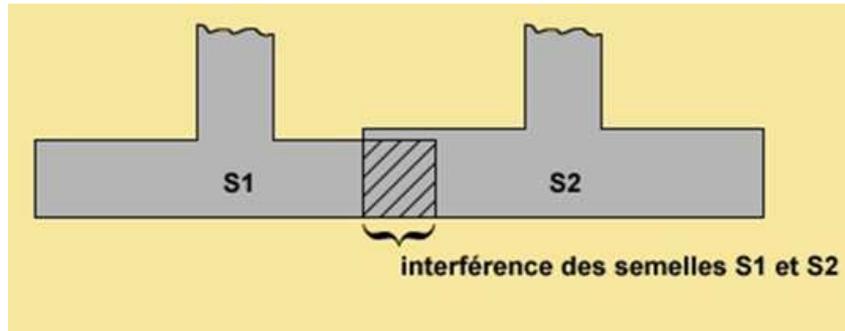


Figure 27: interférence des semelles

Cette configuration peut être due aux facteurs suivants :

- Faible capacité portante du sol ;
- Intensité des charges à transmettre ;
- Densité de la structure.

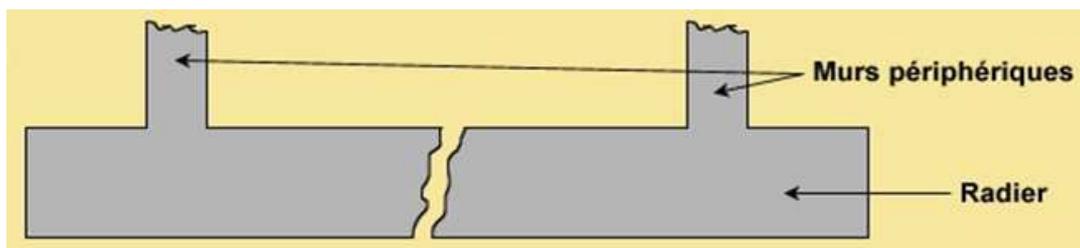
La réalisation des radiers ne peut être envisagée que :

- Si la configuration des charges à transmettre et la nature du sol ne conduisent pas à des tassements incompatibles (on recherchera une répartition uniforme des contraintes).
- Si d'éventuelles remontées de la nappe aquifère ne risquent pas de déstabiliser l'ouvrage.

On trouve essentiellement deux types de radiers :

Le radier plan épais, qui est caractérisé par sa forte épaisseur qui induit une surcharge importante sur le sol et son ferrailage dense. Il peut être débordant ou renforcé (figure 26) au droit d'une charge concentré :

Le radier plan nervuré, qui est constitué d'une dalle mince renforcée par une maille de nervures (figure 27), ce qui permet une utilisation optimale de la matière et peut être une solution économique pour de grandes surfaces. Cependant, Le ferrailage de ce type de radier est complexe et difficile à mettre en œuvre.



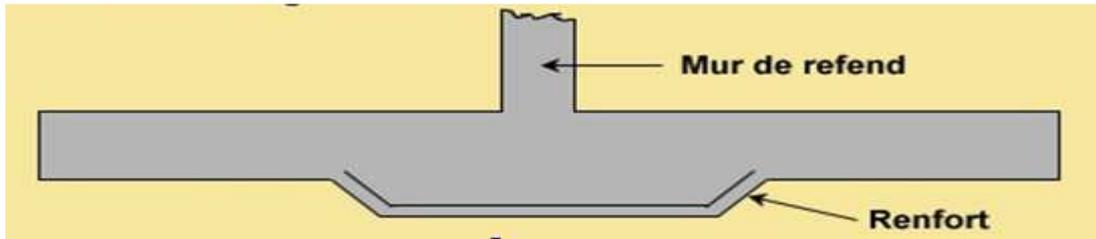


Figure 28: le radier plan épais

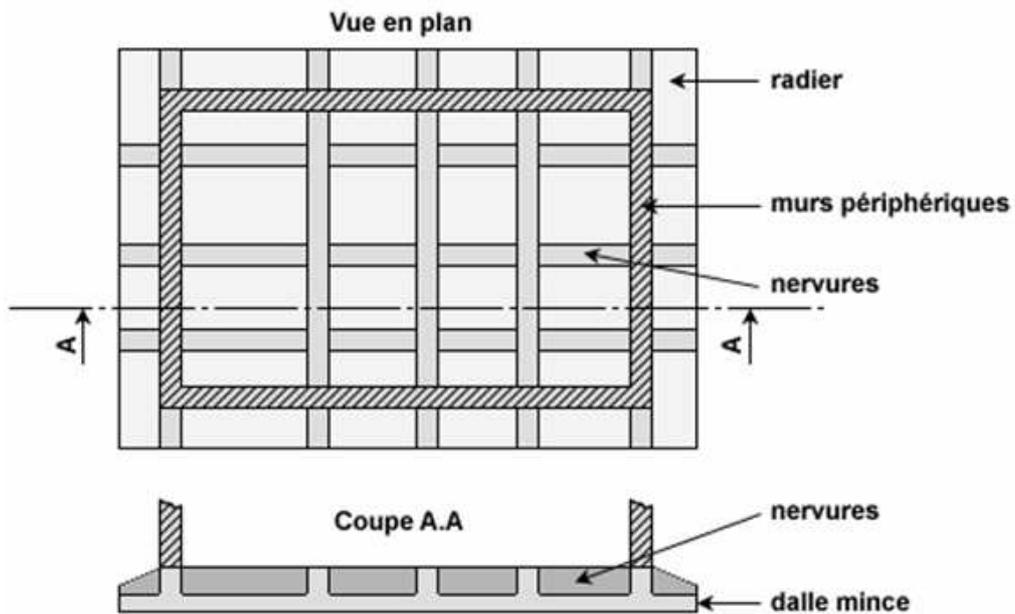


Figure 29 : le radier plan nervuré

Les méthodes de calcul des radiers sont définies une fois que les hypothèses de répartition des contraintes sous les radiers sont connues.

L'ensemble des réactions est réparti selon un diagramme trapézoïdale ou uniforme selon la résultante des efforts et moments.

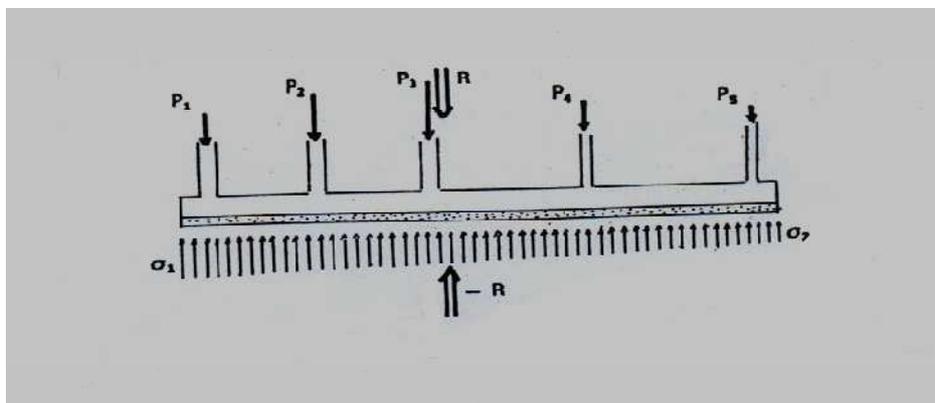


Figure 30: répartition des contraintes sous un radier

Le calcul se fait de tel sorte à approcher le comportement d'une semelle isolée à charge excentrée et l'on doit vérifier que:

- $e_0 = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{6}$ pour avoir une résultante des efforts N dans le tiers central du radier.
- $\sigma_1 = \frac{N}{S} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{e_0}{L}\right) \geq 0$; $\sigma_2 = \frac{N}{S} \cdot \left(1 - 6 \cdot \frac{e_0}{L}\right) \geq 0$ afin d'éviter un éventuel soulèvement dans le cas statique, mais on peut tolérer un décollement du radier qui atteint 40% dans les autres cas (séisme et vent).

Avec : N = La résultante des efforts normaux agissants sur les éléments s'appuyant sur le radier.

Et : M = La résultante des moments agissants sur le radier et qui sont dus respectivement à l'excentricité de la résultante des efforts normaux et aux moments sismiques.

b. Ferrailage du radier

Le radier que nous allons calculer est celui sur lequel repose les voiles du noyau central (Figure29). Vu que les voiles se répartissent sur une surface rectangulaire nous avons conçu donc un radier de forme rectangulaire de surface 238,45 m².

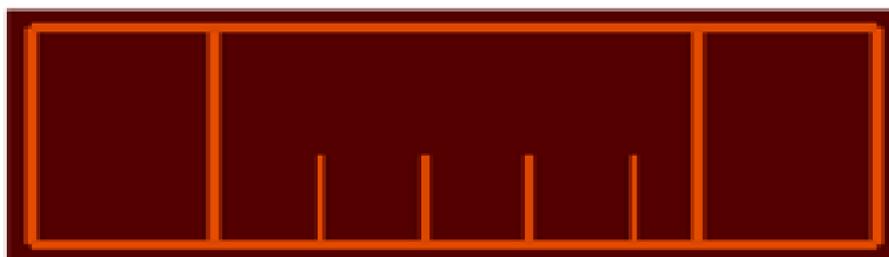


Figure 31: radier du noyau central

Les sollicitations, au niveau des fondations, se composent d'un moment de flexion (M) et des efforts horizontaux (N) et verticaux (H), les résultats à l'ELU et à l'ELS dans le cas statique, ainsi que les dimensions des voiles sont données dans le tableau 31

voiles	Epaisseur (cm)	Longueur (m)	N ELS (kN)	N ELU (kN)
1	35	8,6	11704,8	16165,8
2	20	3,38	2650,05	3665,19
3	20	3,38	2692,87	3714,06
4	20	3,38	2725,25	3759,28
5	20	3,38	2744,41	3786,07
6	35	23,9	32671,4	45161,9
7	35	8,6	7071,83	9758,72
8	35	8,6	9223,53	12728,7
9	35	8,6	1300,3	19393,1
10	35	23,9	28052,3	38703,1

Tableau 31: les efforts normaux à l'ELS et à l'ELU

- Nature du sol :

sol rocheux avec une contrainte de sol égale à 8 bars.

- Épaisseur du radier :

Le radier doit être suffisamment épais pour résister aux contraintes de cisaillement dus au poinçonnement des voiles sur la surface de la plaque :

On doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq 0.045 \cdot u_c \cdot e_{radier} \cdot f_{c28}$$

L'épaisseur minimale à prendre doit être égale à : $e_{rad \min} = \frac{N_u}{0.045 \cdot u_c \cdot f_{c28}}$

Avec :

- u_c : le périmètre du voile à considérer.
- $u_c = 2 \times (\text{longueur} + \text{épaisseur} + 2 \times e_{rad})$.
- $f_{c28} = 30 \text{ MP}$
- N_u : effort normal aux extrémités des voiles, car tous les voiles subissent une flexion composée ainsi nous calculons la distribution des contraintes afin d'évaluer la contrainte maximale
-

Le tableau 32 donne les résultats des calculs pour chaque voile.

voile	périmètre (u_c)	N_u	$e_{rad \min}$
1	22,18	32068,8	1,07
2	8,73	4640	0,39
3	8,53	3928	0,34
4	8,37	3421	0,30
5	8,63	4277	0,37
6	52,39	68689,6	0,97
7	19,80	12694	0,47
8	20,46	17708	0,64
9	22,63	36139	<u>1,18</u>
10	52,61	72935,6	1,03

Tableau 32: épaisseur minimale du radier donnée par la condition du non poinçonnement

La condition de non poinçonnement est vérifiée si l'épaisseur du radier est de 118 cm.

Nous allons prendre dans notre calcul une épaisseur de **120 cm**.

• **Vérification de la surface :**

La surface du radier minimale est :

$$S_{rad} = \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Elle doit satisfaire la condition suivante :

$$S_{rad} \leq S_{rad \text{ .proposé}}$$

Avec :

- $N = P_{radier} + P_{terre} + N_1 = S_{radier} \times e_{radier} \times \gamma_{bet} + S_{radier} \times e_{terre} \times \gamma_{terre} + N_1$.
- $N_1 = \sum N_{iels}$
- $\gamma_{bet} = 24 \text{ kN} ; \gamma_{terre} = 22 \text{ kN} ; e_{terre} = 60 \text{ cm}$

D'où $S_{rad \text{ min}} = 130,95 \text{ m}^2 \leq S_{rad \text{ proposé}} = 238,45 \text{ m}^2$ **Vérifiée**

• **Vérification du soulèvement**

Le cas statique

Sens X : Nous avons, $e_x = M_x/N = 0,30 \leq L_x/6 = 1,6$ donc N est dans le tiers central du radier ce qui veut dire qu'il n'y a pas de soulèvement.

$$\sigma_{x1} = 536,56 \text{ kN.m}^{-2} \quad \sigma_{x2} = 367,12 \text{ kN.m}^{-2}$$

Sens Y : Idem : $e_y = M_y/N = 0,35 \leq L_y/6 = 3,83$, donc N est dans le tiers central du radier ce qui veut dire qu'il n'y a pas de soulèvement.

$$\sigma_{y1} = 550,68 \text{ kN.m}^{-2} \quad \sigma_{y2} = 353,00 \text{ kN.m}^{-2}$$

On déduit donc que le diagramme des contraintes au dessous du radier est trapézoïdal dans les deux sens.

Le cas sismique :

Dans le cas sismique, on ajoute les moments sismiques aux moments qui sont dus à l'excentricité de l'effort normale résultant.

Les moments sismiques sont tirés des résultats des calculs du logiciel, ils sont recombinaisonnés en utilisant les combinaisons de Newmark.

Les combinaisons d'actions que nous allons prendre pour les moments sismiques sont les combinaisons d'actions les plus défavorables à savoir :

$$G + \psi \cdot Q \pm S_x \pm 0,3 \cdot S_y \text{ dans le sens X.}$$

$$G + \psi \cdot Q \pm 0,3 \cdot S_x \pm S_y \text{ dans le sens Y.}$$

Sens X : Nous avons $e_x = (M_x + M_{xy})/N = 0,70 \leq L_x/6 = 1,6$, donc N est dans le tiers central du radier ce qui veut dire qu'il n'y a pas de soulèvement.

$$\sigma_{x1} = 649,52 \text{ kN.m}^{-2} \quad \sigma_{x2} = 254,16 \text{ kN.m}^{-2}$$

Sens Y : Idem : $e_y = (M_y + M_{xy})/N = 2,14 \leq L_y/6 = 3,83$, donc N est dans le tiers central du radier ce qui veut dire qu'il n'y a pas de soulèvement.
 $\sigma_{y1} = 736,58 \text{ kN.m}^{-2}$. $\sigma_{y2} = 199,37 \text{ kN.m}^{-2}$.

On déduit que le diagramme des contraintes au dessous du radier est **trapézoïdal** dans les deux cas statique et sismique.

• **Ferraillage du radier**

Le calcul de ferraillage peut être effectué de telle façon à considérer le radier comme un plancher renversé et qui vérifie les hypothèses suivantes :

- Répartition uniforme dans le cas des roches. avec concentration des charges au voisinage des voiles.
- La pression sous le radier est prise égale à : $P = \sigma_{moy} = (3\sigma_1 + \sigma_2)/4$

Pour ce faire, le radier sera divisé en 7 panneaux (figure 30) selon la position des voiles et donc des appuis. Ces panneaux sont ensuite ferrailleur selon qu'ils portent dans un sens ou dans deux sens sachant que :

- Si $\frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$: la dalle porte dans un seul sens, elle se comporte comme une poutre.
- Si $\frac{L_x}{L_y} \geq 0,4$: la dalle porte dans deux sens.



Figure 32: les panneaux constitutifs du radier

panneaux	Lx	Ly	Lx/Ly	sens de portée
1	5,9	9,6	0,61	X,Y
2	1,6	9,6	0,17	Y
3	2,9	9,6	0,30	Y
4	2,9	9,6	0,30	Y
5	2,9	9,6	0,30	Y
6	2,8	9,6	0,29	Y
7	5,9	9,6	0,61	X,Y

Tableau 33: sens de portée des différents panneaux

Les moments en travée et sur appuis sont alors calculés comme suit :

	Selon x	Selon y
Moments sur appuis		
-appui de rive	$M_a = -0.15 \times M_x$	$M_a = -0.15 \times M_y$
-appui intermédiaire	$M'_a = -0.55 \times M_x$	$M'_a = -0.55 \times M_y$
Moments en travée	$M_{tx} = 0.85 \times M_x$ (travée de rive)	$M_{ty} = 0.85 \times M_y$ (travée de rive)

Tableau 34: moments en travée et sur appuis

- $M_x = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2$ étant le moment dans le sens de la petite portée
- $M_y = \mu_y \cdot M_x$ étant le moment dans le sens de la grande portée
- $p = \sigma_{moy} = (3\sigma_1 + \sigma_2)/4$
- μ_x et μ_y sont à déterminer du tableau de BARRES

Panneaux portant dans les deux sens : P1 et P7

$\rho = L_x/L_y = 0,61$

$\mu_x = 0,08$ et $\mu_y = 0,318$

$p = \sigma_{moy} = (3\sigma_1 + \sigma_2)/4 = 353 \text{ kN.m}^{-2}$

D'où : $M_{0x} = 0,98 \text{ MN.m}$ et $M_{0y} = 0,31 \text{ MN.m}$

	Selon x	Selon y
Moments sur appuis		
-appui de rive	$M_a = -0,15 \text{ MN.m} / 7,30 \text{ cm}^2$	$M_a = 0,05 \text{ MN.m} / 2,52 \text{ cm}^2$
-appui intermédiaire	$M'_a = 0,54 \text{ MN.m} / 27,5 \text{ cm}^2$	$M'_a = 0,17 \text{ MN.m} / 8,58 \text{ cm}^2$
Moments en travée	$M_{tx} = 0,83 \text{ MN.m} / 42,56 \text{ cm}^2$	$M_{ty} = 0,26 \text{ MN.m} / 13,15 \text{ cm}^2$

Tableau 35: moments en travée et sur appuis des panneau P1 et P7

Section minimale d'aciers :

$A_{s y \text{ min}} = 6 \times h = 7,2 \text{ cm}^2$

$A_{s x \text{ min}} = (3-\rho)/2 \times A_{s y \text{ min}} = 8,6 \text{ cm}^2$

Panneaux portant dans un seul sens: P2 , P3, P4, P5 et P6

Ces dalles se comportent comme des poutres, le calcul de ferrailage se fera de la même manière que celui de la dalle 1 dans le sens x.

Vérification de la condition de non fragilité : on a $A_s \min = \frac{0,23 * b * d * f_{tj}}{(f_e / \gamma)}$

Si $A_s > A_{smin}$ (condition vérifiée), sinon $A_s = A_{smin}$.

Le tableau 39 englobe tous les résultats du calcul de ferrailage :

dalle	As (travée)	As (appui de rive)	As (appui intermédiaire)	As _{min}
1 et 7 sens x	42,56	7,3	27,5	8,6
1 et 7 sens y	13,15	2,52	8,58	7,2
2,3 ,4 ,5 et 6	6	1,1	3,9	14,35

Tableau 36: les sections de ferrailage calculées

Ecartement des armatures :

La fissuration étant considérée comme préjudiciable dans le radier, nous avons :

$$e_x \text{ et } e_y \leq \min(2 \times h ; 25 \text{ cm})$$

e_x et $e_y \leq 25 \text{ cm}$

Nous avons choisi de regrouper les dalles 2, 3, 4, 5 et 6 pour le ferrailage et de le généraliser sur les appuis de la nappe inférieure, le ferrailage de la nappe supérieure sera celui des sections d'armatures trouvées dans les travées.

Les panneaux P1 et P2 sont symétriques, d'où la symétrie du ferrailage

	nappe supérieure		nappe inférieure	
	sens X	sens Y	sens X	sens Y
dalle1 et 7	9HA25	8HA16	9HA20	6HA12
dalles 2,3,4,5 et 6	8HA16	8HA16	8HA16	8HA16

Tableau 37: ferrailage des différents panneaux du radier

Ferrailage :

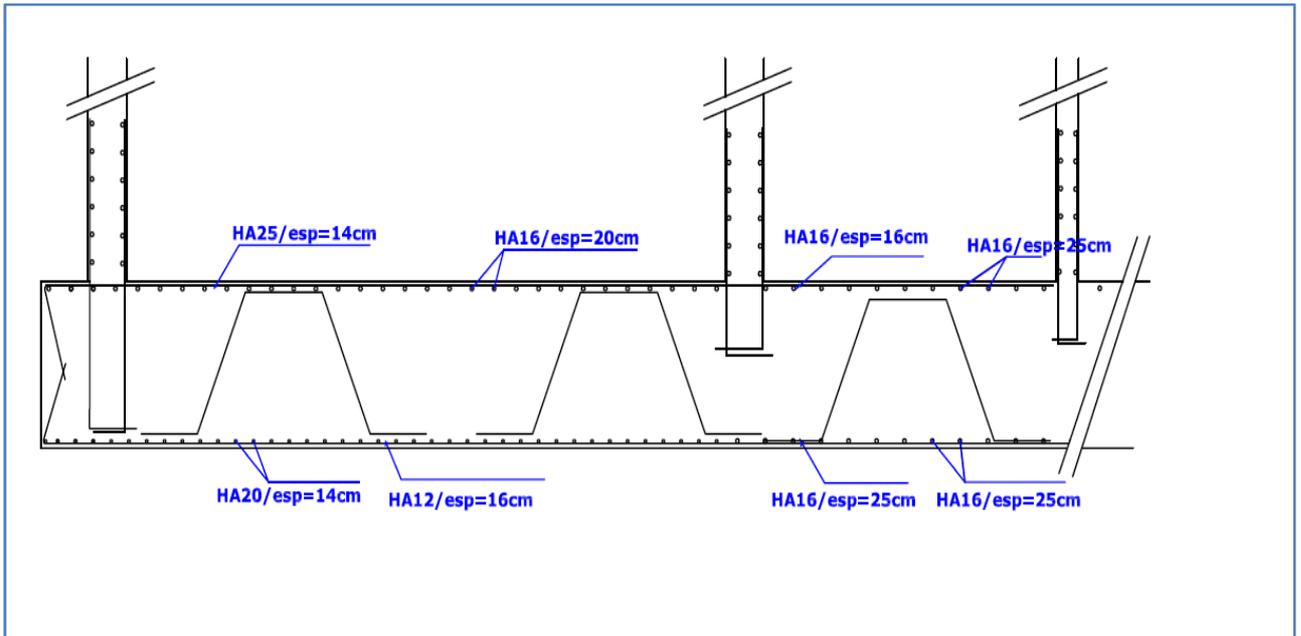
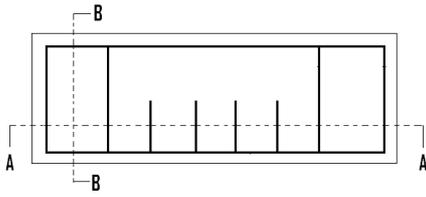


Figure 33: coupe A-A

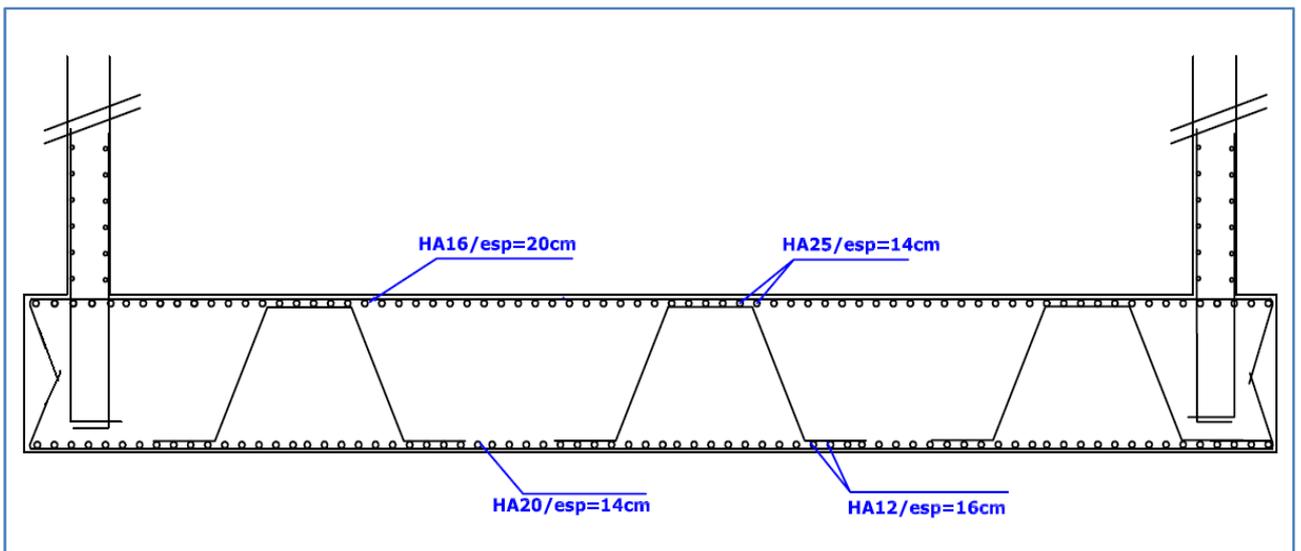


Figure 34: coupe B-B

X. Estimation de prix

L'étude de prix estimatif a été réalisée en se basant sur les tableaux récapitulatifs générés par le logiciel CBS Pro et le tableau des ratios d'armatures suivant :

Ouvrage élémentaire	Ratios d'acier
Voile	100 Kg/m ³
Poteau	150 Kg/m ³
Semelle filante	90 Kg/m ³
Semelle isolée	55 Kg/m ³
Dalle de bâtiment	180Kg/m ³

Tableau 38: Bibliothèque de ratios d'acier

Matériau	Prix HT (DH)
Béton B30	1600 Dhs/m ³
Armatures HA500	15Dhs / kg

Tableau 39: prix des matériaux de construction (mise en œuvre comprise)

Type d'objet	Coût béton				Coût Armatures			
	U	Quantité	prix unitaire HT (DHs)	Total (DH)	U	Quantité	Prix unitaire HT (DHs)	Total (DH)
Dalle	m ₃	6698	1 600	10 717 456	Kg	1205714	15	18 085 707
Voile	m ₃	1533	1 600	2 452 736	Kg	153296	15	2 299 440
Radier	m ₃	286	1 600	457 808	Kg	25752	15	386 276
Semelle isolée	m ₃	559	1 600	894 832	Kg	32438	15	486 565
Poteau	m ₃	1172	1 600	1 875 552	Kg	175833	15	2 637 495
Coût total du béton HT (DH)				16 398 384	Coût total des armatures HT (DH)			23 895 482

Coût structure global HT (DH)	40 293 866 DHs
coût maçonnerie HT (DH)	6361750*
coût gros œuvre HT (DH)	46 655 616 DHs
surface couverte en m2	25447
prix structure B.A (DH/m2)	1583
prix gros œuvre (DH/m2)	1 833 DHs/m²

*6 361 750 DHs = 25 447 m² × 250 DHs/m²

Tableau 40: tableau récapitulatif du coût estimatif

Conclusion

L'objectif de notre travail de fin d'étude était de mener une analyse parasismique et un calcul au vent sur un IGH à usage de bureaux et de commerces situé dans le projet CASA MARINA.

Nous avons donc commencé par choisir le type de contreventement le mieux adapté à la structure, collecter les données relatives aux charges permanentes et surcharges ainsi que celles du séisme dans la région de Casablanca et prédimensionner les éléments structuraux de notre IGH.

La structure ne satisfaisant pas aux critères de régularité requis par le RPS 2000, une analyse modale à l'aide du logiciel de calcul aux éléments finis s'est avérée nécessaire afin de déterminer les effets maximaux d'un séisme (défini selon le RPS2000) sur celle-ci.

Un calcul manuel des charges dues au vent a été ensuite mené conformément aux règles NV 65 avant de les introduire dans le logiciel de calcul pour une analyse aux éléments finis.

La comparaison des effets extrêmes des deux cas accidentels (vent et séisme) sur la structure a montré que l'impact du séisme est plus prépondérant.

Nous avons effectué par la suite les vérifications réglementaires relatives aux règles RPS 2000 notamment ceux concernant la stabilité au renversement, les déplacements et les déformations. Ces derniers étaient inférieurs aux limites prescrites par les dits règlements.

Nous avons aussi mené une série de calcul de dimensionnement et de ferrailage des différents éléments structuraux afin d'établir les plans de ferrailage y associés.

Enfin, nous avons estimé le coût global du béton armé à l'aide des métrés de béton édités par le logiciel et des ratios d'acier que peut contenir chaque élément. Ce coût est de l'ordre 47 MDH(HT).

Vu les contraintes que nous avons rencontrées lors de notre travail, nous proposons, dans un premier temps, des recommandations pour un meilleur déroulement des projets d'étude des IGH :

- Une collaboration entre l'architecte et l'ingénieur dès la phase de la conception dans l'ordre de satisfaire et les souhaits esthétiques et les dispositions sécuritaires.
- Dans la mesure où le Maroc s'est lancé dans une tendance à la construction verticale, il est vivement recommandé d'effectuer des essais de soufflerie afin d'approcher plus exactement le comportement réel de la structure vis-à-vis du vent.
- Une étude détaillée du retrait et de l'effet de la température est fortement recommandée pour examiner de près les conséquences de ces phénomènes sur la structure surtout que les dimensions de cette dernière sont relativement importantes et que nous n'avons pas prévu de joints.

Dans un deuxième temps, nous proposons des dispositions constructives concernant les fondations de l'immeuble ; le niveau de la nappe connectée à la mer atteint les implantations des fondations (roche), il est préconisé donc d'utiliser des aciers galvanisés et un béton hydrofuge avec un ciment prise mer et d'utiliser un film polyane pour faire face aux infiltrations des eaux salées.

Références bibliographiques

- [1] *Formulaire du béton armé* volume 2 de VICTOR Davidovicki aux éditions du Moniteur.
- [2] *Conception et calcul des structures de bâtiment* de Henry Thonier aux éditions des Ponts et Chaussées.
- [3] RPS 2000 : règlement parasismique marocain applicables aux bâtiments.
- [4] NFP 06-013 Règles PS françaises applicables aux bâtiments, dites Règles PS 92
- [5] Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions et Annexes. DTU NV65 et Annexes. Editions Eyrolles
- [6] DTU P 18-702 BAEL 91 révisés 1999. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- [7] NF P18-210 (DTU 23.1) (mai 1993) : Murs en béton banché - Partie 1 : Cahier des clauses techniques.
- [8] *La pratique des ciments et des bétons* de Michel Vénuat aux éditions du Moniteur
- [9] *Résistance au feu des structures*. Editions Eyrolles
- [10] *Guide de la conception parasismique des bâtiments*. Editions Eyrolles
- [11] *Le Répertoire suisse de la protection incendie* AEAI.
- [12] Cours « Dynamique des structures », Mme M. AZMI, EHTP.
- [13] Cours « Contreventement des bâtiments », M. NIAZI
- [14] Sites internet

Annexes

- ***Annexe1* : plans architecturaux**
- ***Annexe2* : résultats de l'analyse modale**
- ***Annexe3* : cartographie**
- ***Annexe4* : ferrailage des éléments**

*Annexe 1 : plans
architecturaux*

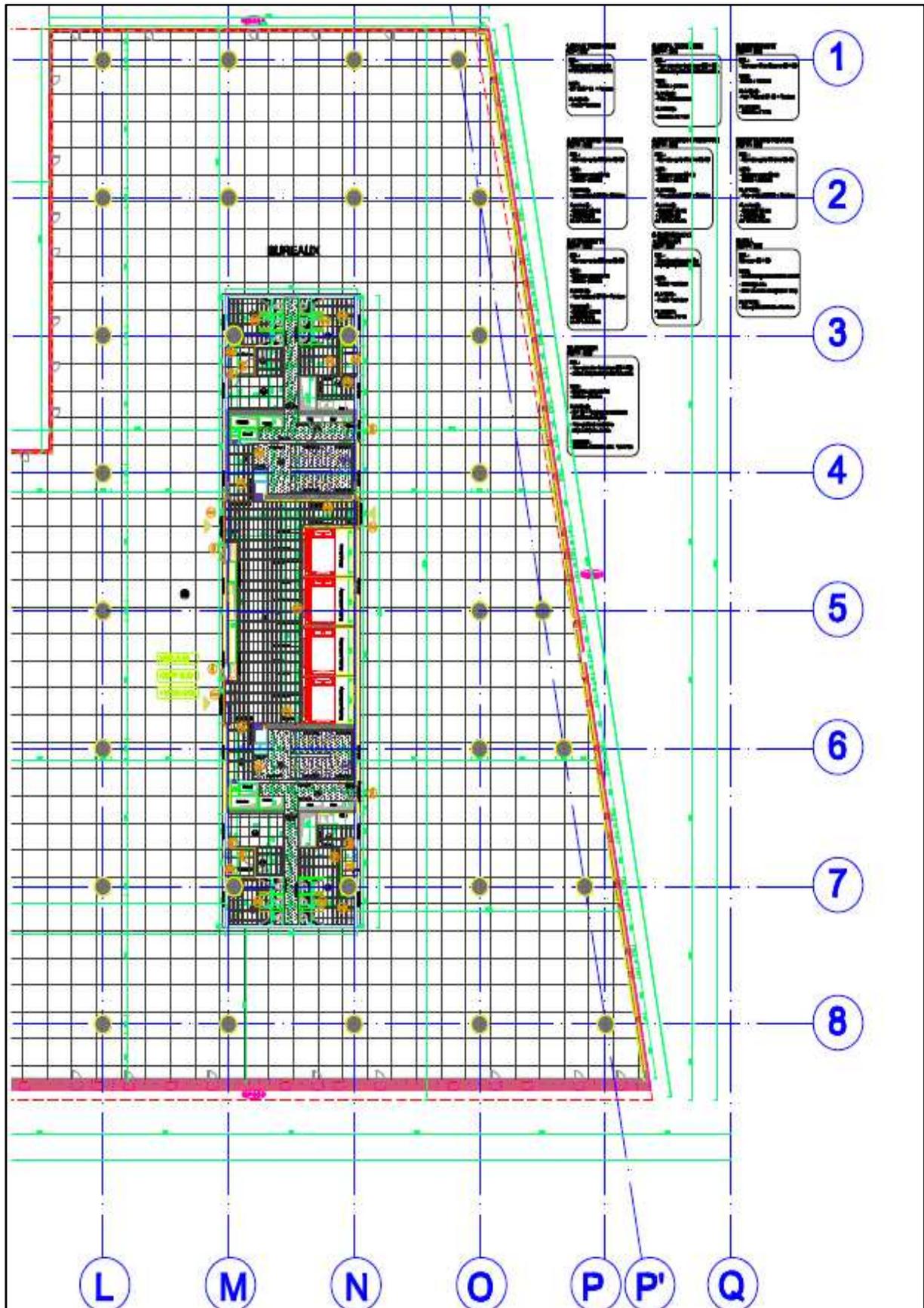
Façade Ouest



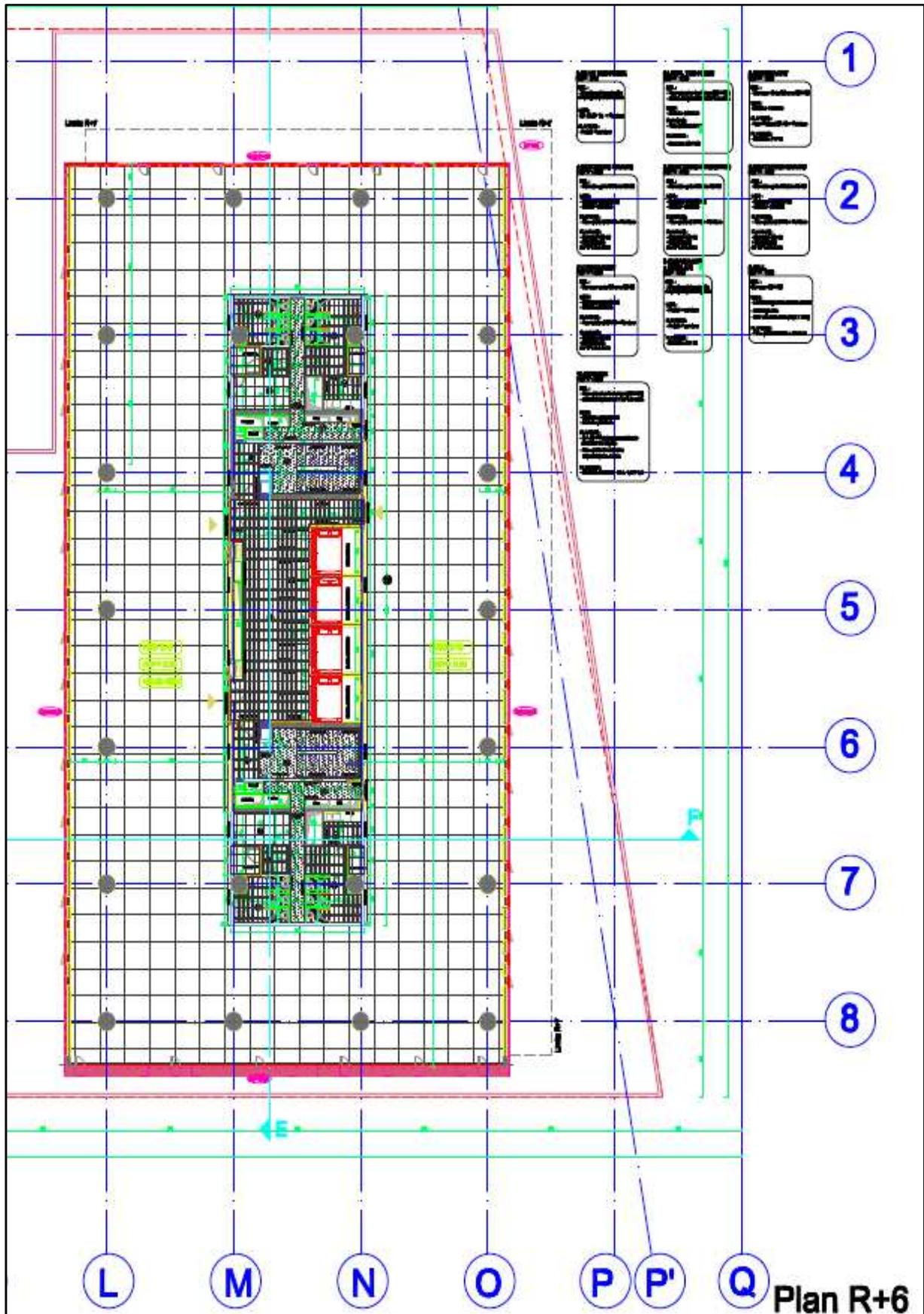
Façade Nord



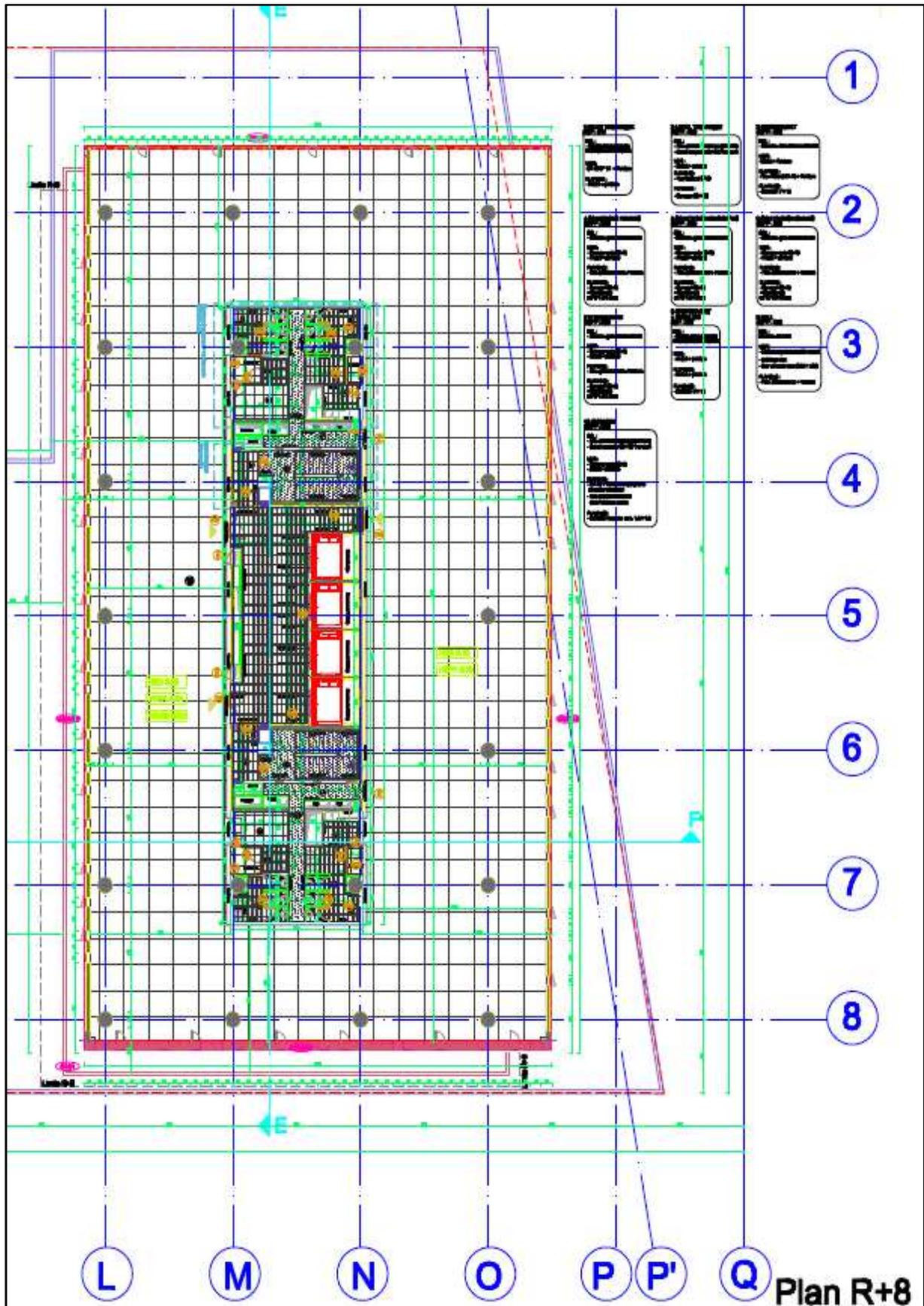
Vue en plan du R+3



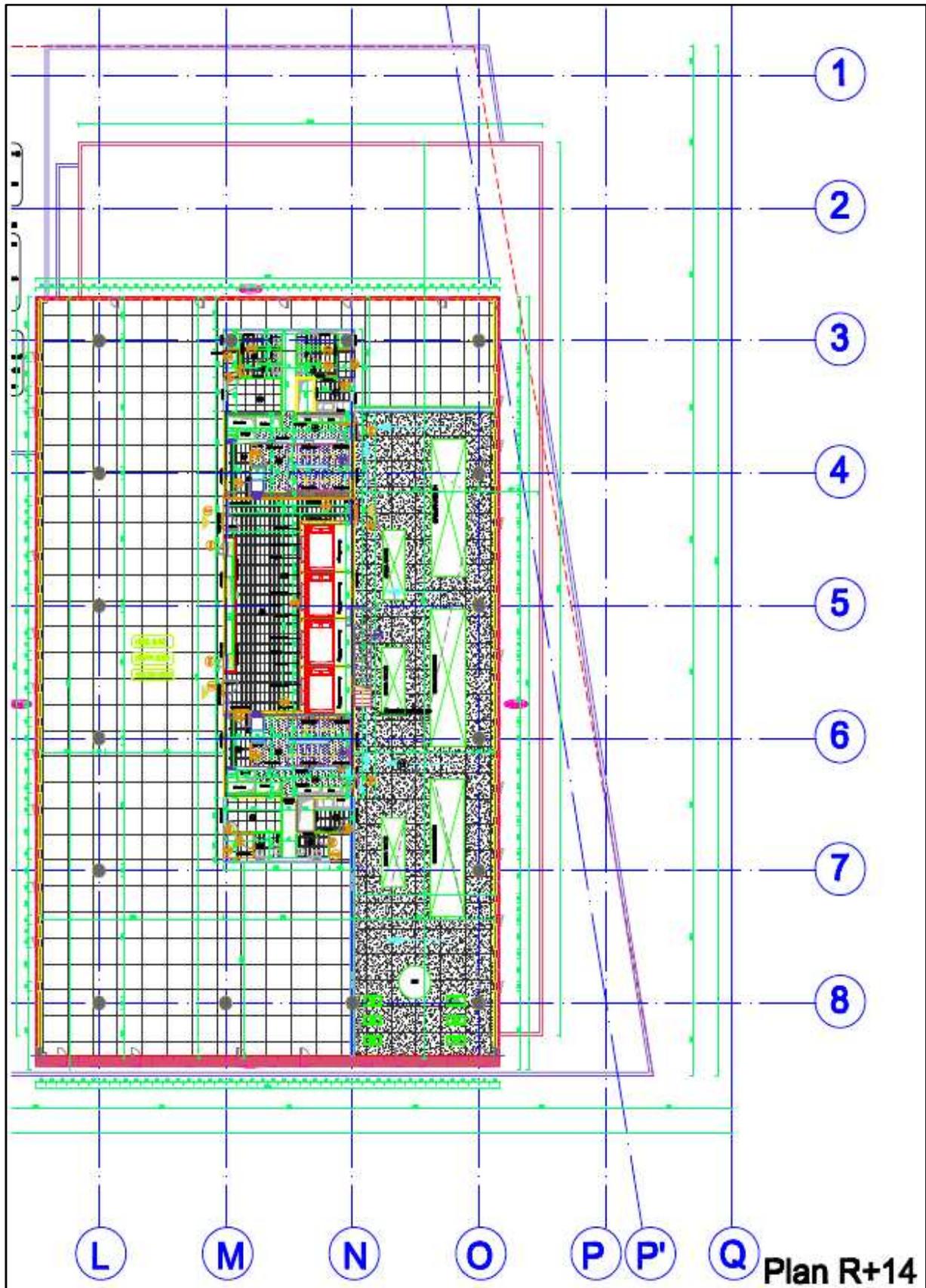
Vue en plan du R+6



Vue en plan du R+8



Vue en plan du R+14



Annexe 2 : résultats de l'analyse modale

Conception et dimensionnement d'un R+14

PFE 2008/2009

Mode	Fréquence (Hz)	Période (sec)	masses cumulées Ux(%)	masses cumulées Uy(%)	masse modale Ux(%)	masse modale Uy(%)
1	0,55	1,81	55,71	0,02	55,71	0,02
2	0,8	1,25	56,69	2,51	0,98	2,49
3	1,06	0,94	56,7	60,79	0,01	58,28
4	2,03	0,49	56,73	61,31	0,03	0,52
5	2,17	0,46	77,93	61,32	21,2	0
6	3,28	0,31	77,93	79,54	0	18,22
7	3,37	0,3	77,93	84,05	0	4,51
8	3,46	0,29	77,93	84,18	0	0,12
9	3,56	0,28	77,93	84,19	0	0,01
10	3,58	0,28	77,93	84,21	0	0,03
11	3,66	0,27	77,93	84,22	0	0
12	3,72	0,27	77,93	84,22	0	0,01
13	3,77	0,26	77,93	84,23	0	0,01
14	3,83	0,26	77,93	84,24	0	0,01
15	3,86	0,26	77,93	84,24	0	0
16	3,98	0,25	77,94	84,26	0	0,02
17	3,99	0,25	77,94	84,26	0	0
18	4,02	0,25	77,94	84,27	0	0,01
19	4,22	0,24	77,97	84,27	0,03	0
20	4,26	0,23	78,09	84,27	0,12	0
21	4,33	0,23	83,17	84,27	5,08	0
22	4,36	0,23	83,2	84,28	0,03	0,01
23	4,4	0,23	84,44	84,28	1,24	0
24	4,4	0,23	84,65	84,29	0,21	0,01
25	4,49	0,22	84,71	84,29	0,07	0
26	4,53	0,22	84,71	84,29	0	0
27	4,56	0,22	84,72	84,29	0,01	0
28	4,58	0,22	84,88	84,29	0,16	0
29	4,64	0,22	84,96	84,29	0,08	0
30	4,67	0,21	84,96	84,29	0	0
31	4,7	0,21	84,98	84,29	0,02	0

Conception et dimensionnement d'un R+14

PFE 2008/2009

32	4,78	0,21	84,98	84,29	0	0
33	4,79	0,21	84,99	84,29	0	0
34	4,81	0,21	84,99	84,29	0	0
35	4,86	0,21	84,99	84,29	0	0
36	4,88	0,21	85,04	84,29	0,05	0
37	4,91	0,2	85,04	84,29	0	0
38	4,92	0,2	85,06	84,29	0,02	0
39	4,95	0,2	85,13	84,31	0,07	0,01
40	4,96	0,2	85,25	84,31	0,12	0
41	4,97	0,2	85,25	84,31	0	0
42	5,01	0,2	85,31	84,32	0,05	0,01
43	5,02	0,2	85,61	84,35	0,3	0,03
44	5,06	0,2	85,61	84,35	0	0
45	5,06	0,2	85,7	84,36	0,09	0,01
46	5,08	0,2	85,71	84,36	0,01	0
47	5,09	0,2	85,72	84,36	0,02	0,01
48	5,14	0,19	85,72	84,36	0	0
49	5,16	0,19	85,79	84,37	0,07	0
50	5,17	0,19	85,79	84,37	0	0
51	5,18	0,19	85,79	84,37	0	0
52	5,2	0,19	85,79	84,37	0	0
53	5,21	0,19	85,8	84,37	0,01	0
54	5,25	0,19	85,81	84,37	0,01	0
55	5,26	0,19	85,81	84,37	0	0
56	5,27	0,19	85,84	84,38	0,03	0,01
57	5,31	0,19	85,84	84,38	0	0
58	5,35	0,19	85,84	84,38	0	0
59	5,35	0,19	85,84	84,38	0	0
60	5,35	0,19	85,84	84,38	0	0
61	5,36	0,19	85,85	84,38	0	0
62	5,38	0,19	85,85	84,38	0	0
63	5,41	0,18	85,85	84,38	0	0
64	5,42	0,18	85,87	84,39	0,03	0,01
65	5,44	0,18	85,87	84,39	0	0
66	5,48	0,18	85,88	84,39	0	0
67	5,49	0,18	85,88	84,39	0	0
68	5,55	0,18	85,88	84,39	0	0

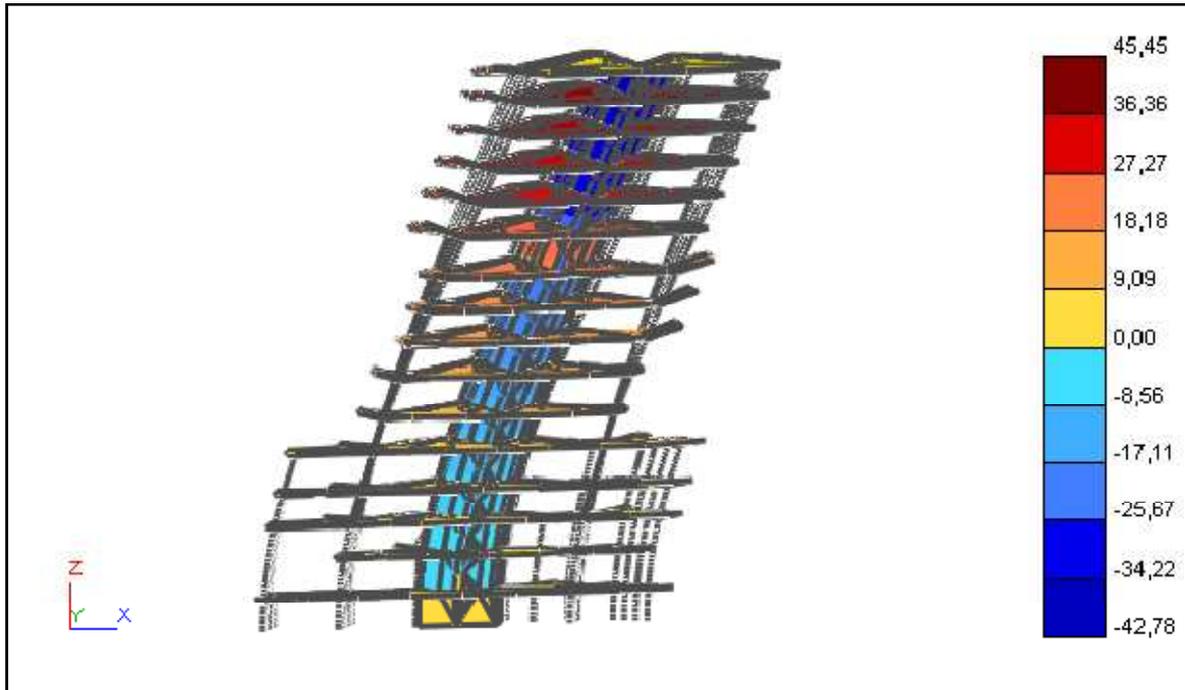
Conception et dimensionnement d'un R+14

PFE 2008/2009

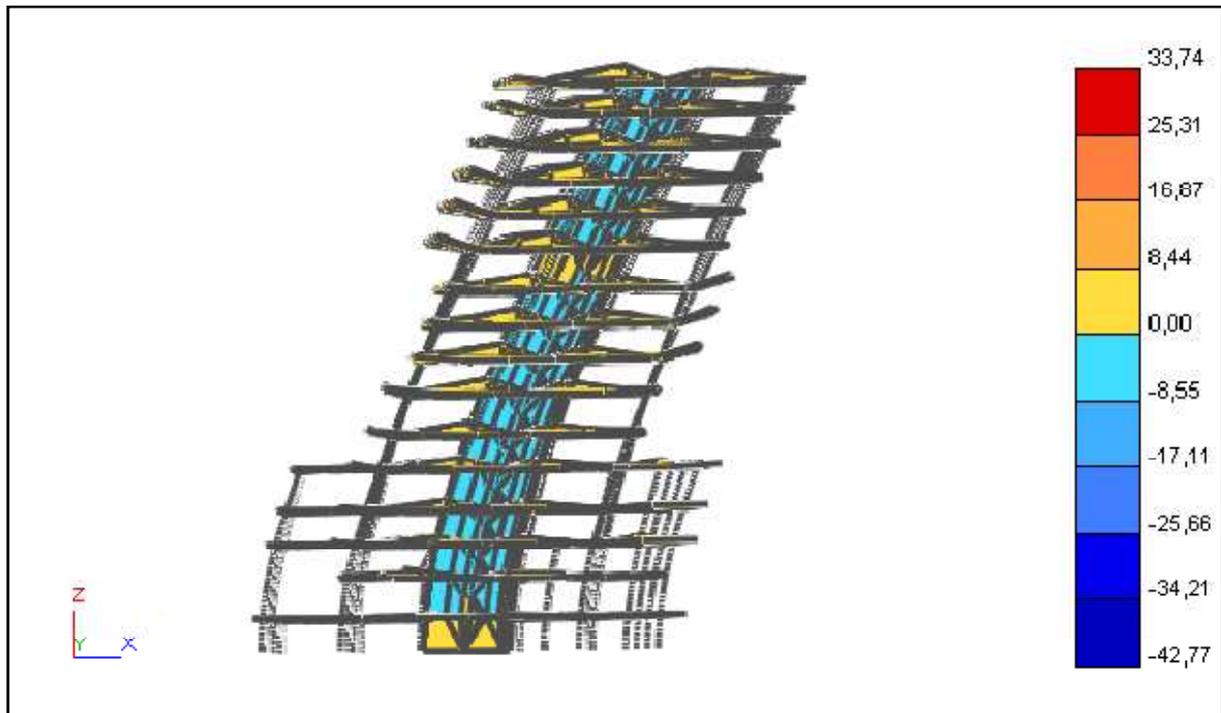
69	5,56	0,18	85,88	84,4	0	0
70	5,61	0,18	85,88	84,4	0	0
71	5,69	0,18	85,88	84,4	0	0
72	5,72	0,17	85,88	84,4	0	0
73	5,74	0,17	85,88	84,41	0	0,02
74	5,77	0,17	85,88	84,45	0	0,03
75	5,82	0,17	85,88	84,45	0	0,01
76	5,84	0,17	85,88	84,47	0	0,02
77	5,89	0,17	85,89	84,47	0,01	0
78	5,9	0,17	85,9	84,48	0,01	0,01
79	5,93	0,17	85,9	84,48	0	0
80	5,94	0,17	85,91	84,49	0,01	0,01
81	5,95	0,17	85,91	84,5	0	0,01
82	5,97	0,17	85,96	84,97	0,05	0,46
83	5,98	0,17	85,97	85,01	0	0,04
84	6	0,17	86,12	86,25	0,15	1,24
85	6,01	0,17	86,12	87,02	0	0,77
86	6,03	0,17	86,12	87,02	0	0
87	6,09	0,16	86,12	87,09	0	0,07
88	6,1	0,16	86,26	89,31	0,15	2,22
89	6,13	0,16	86,26	89,32	0	0
90	6,15	0,16	86,28	89,36	0,02	0,04
91	6,17	0,16	86,29	89,36	0,01	0
92	6,17	0,16	86,29	89,38	0	0,02
93	6,2	0,16	86,29	89,41	0,01	0,02
94	6,23	0,16	86,32	89,49	0,03	0,08
95	6,25	0,16	86,32	89,61	0	0,11
96	6,26	0,16	86,32	89,61	0	0
97	6,26	0,16	86,32	89,7	0	0,09
98	6,29	0,16	86,36	89,73	0,03	0,03
99	6,3	0,16	86,36	89,78	0	0,04
100	6,32	0,16	86,37	89,78	0,02	0,01

Annexe 3 : cartographie

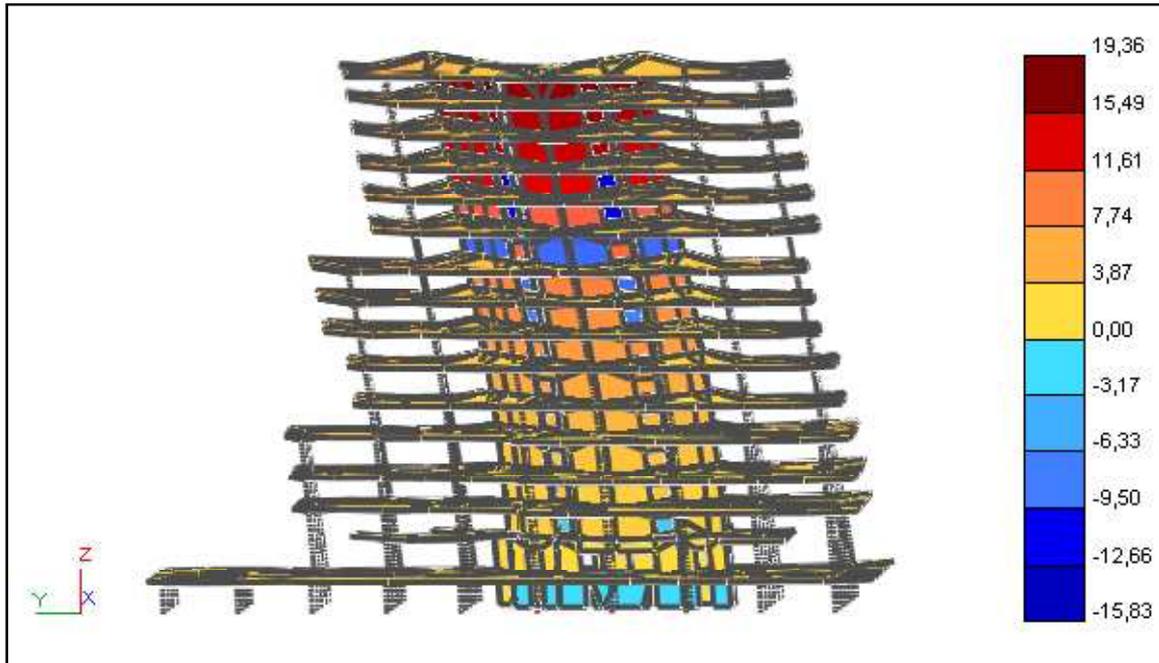
Cartographie des déplacements



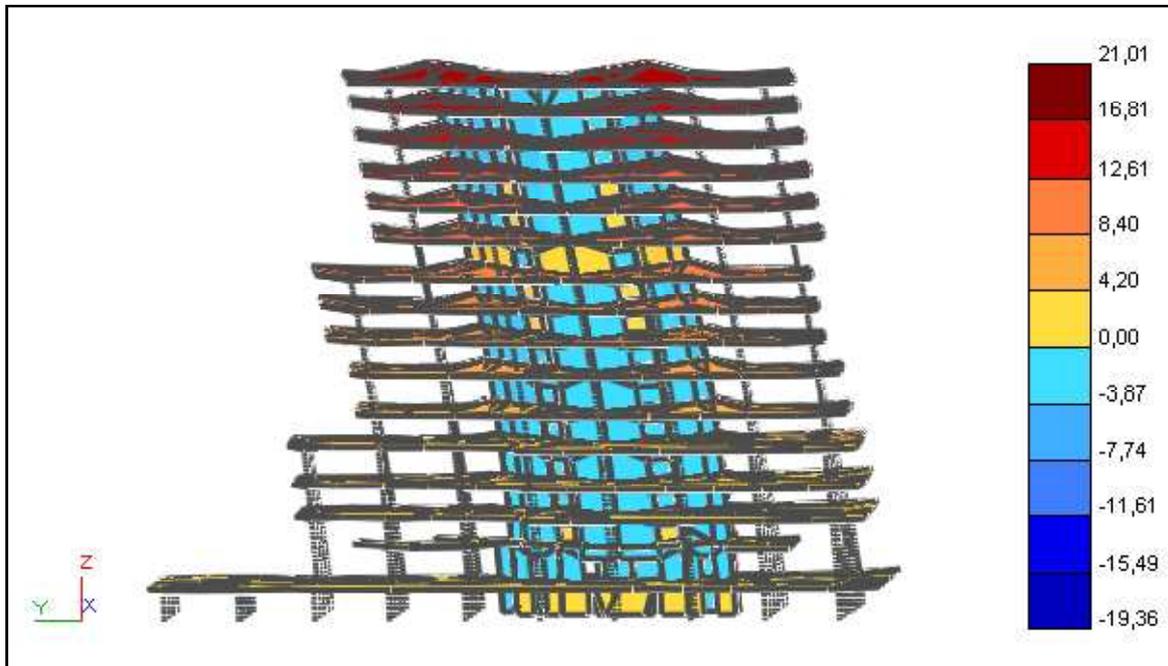
Déplacement Ux correspondant au sens sismique X



Déplacement Uy correspondant au sens sismique X



Déplacement U_x correspondant au sens sismique Y

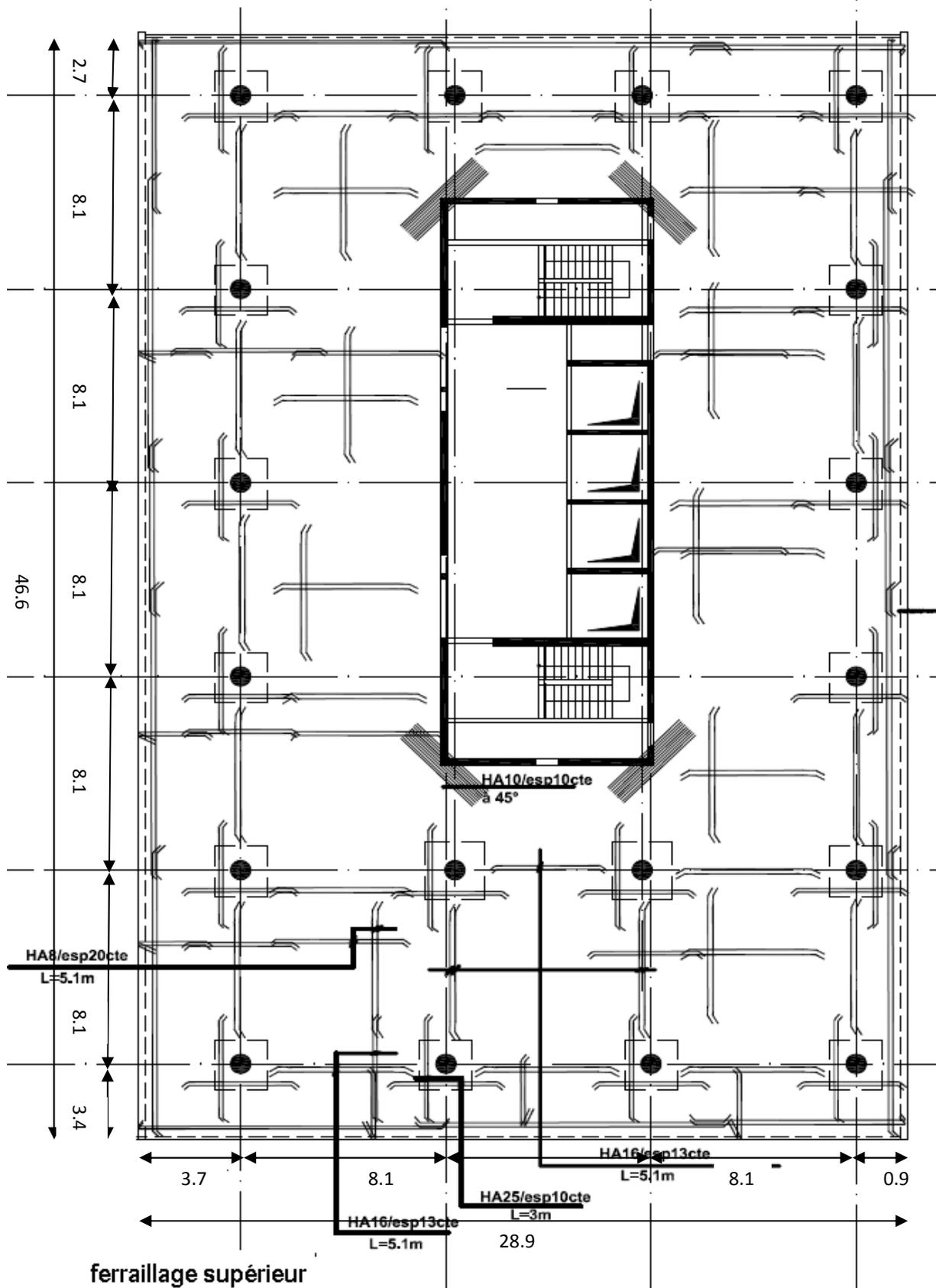


Déplacement U_y correspondant au sens sismique Y

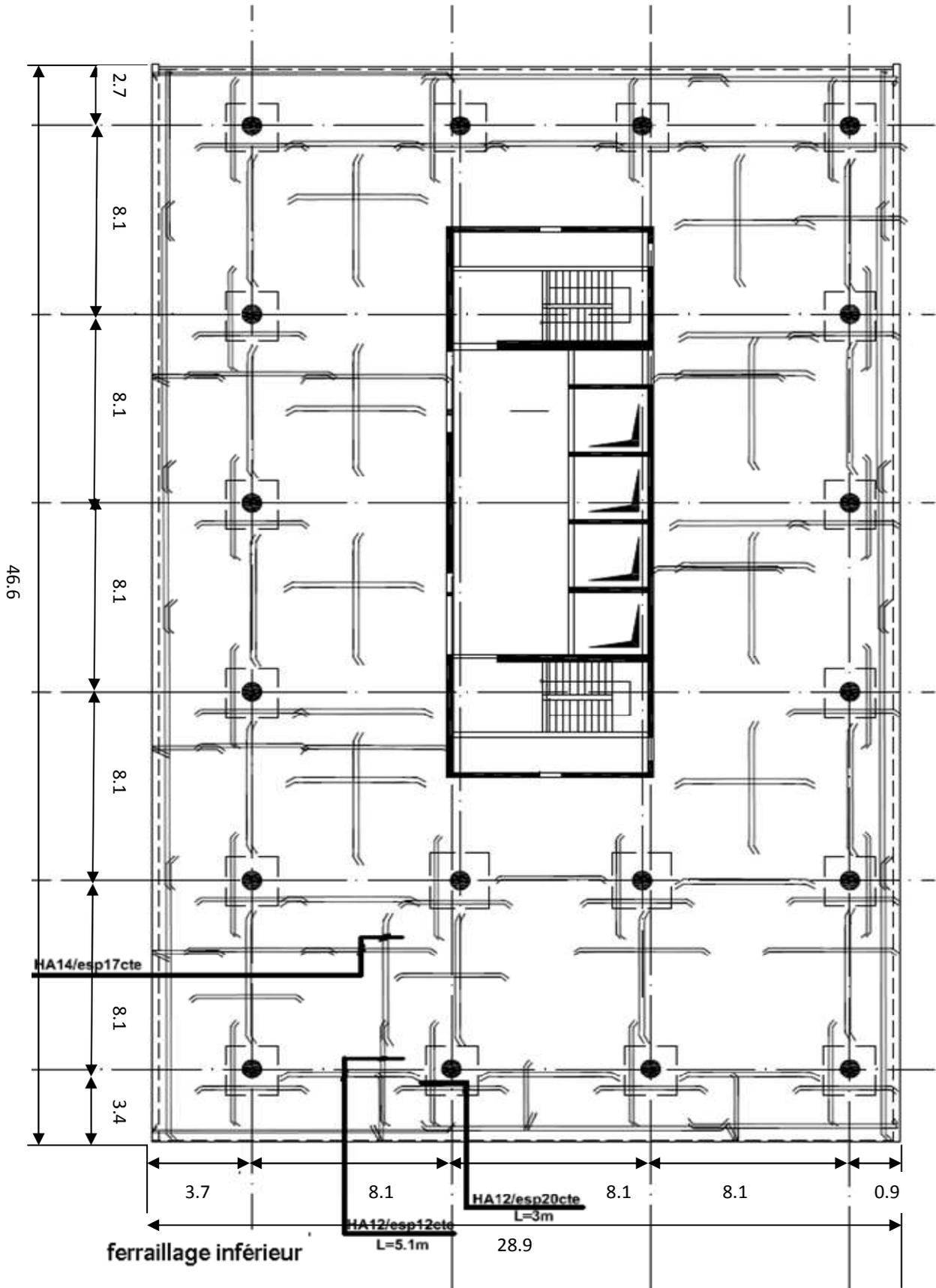
NB : Les déplacements ont été exagérés de 250 fois sur les figures.

Annexe 4 : ferrailage des éléments

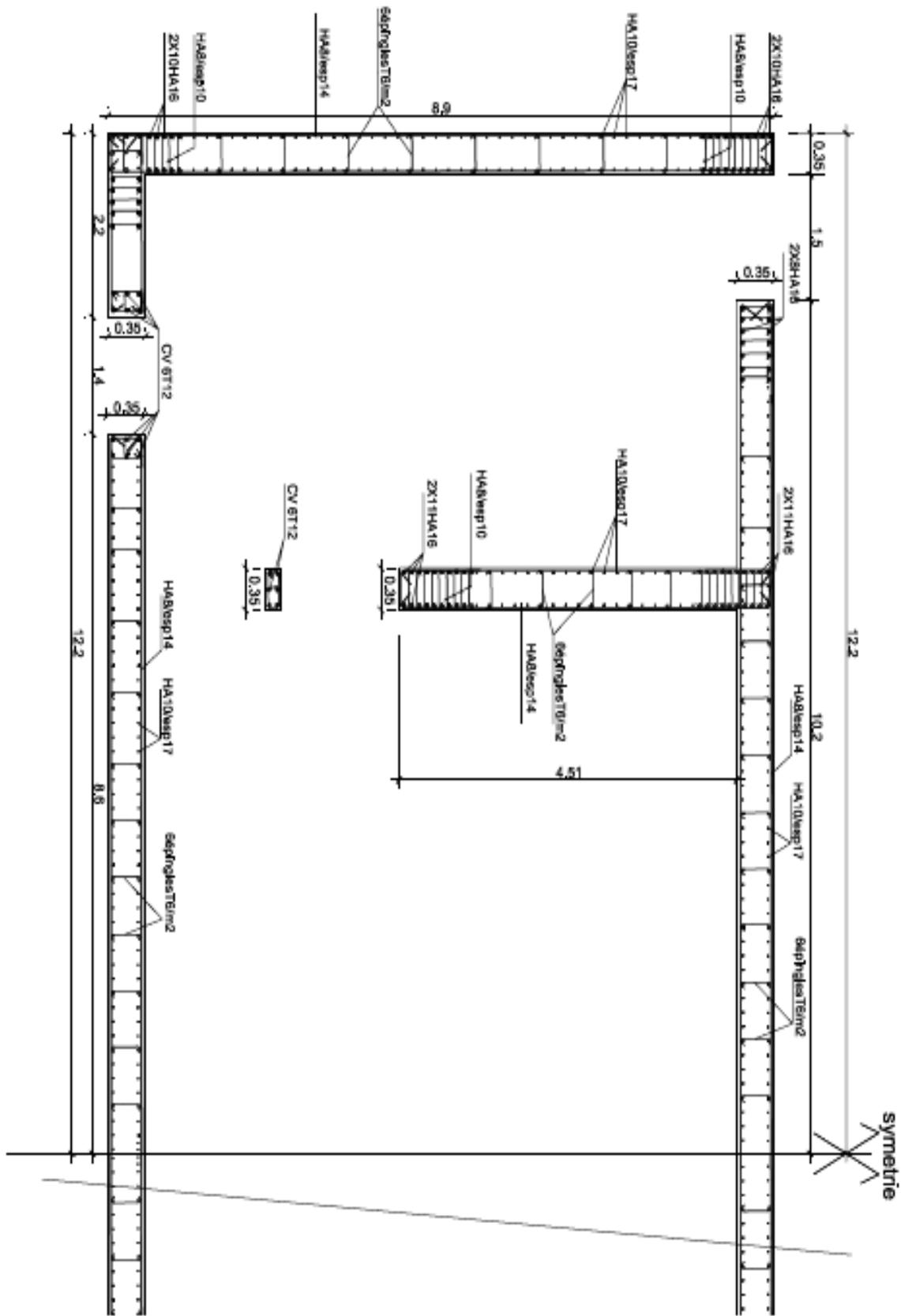
Ferrailage supérieur du plancher haut du 9^{ème} étage



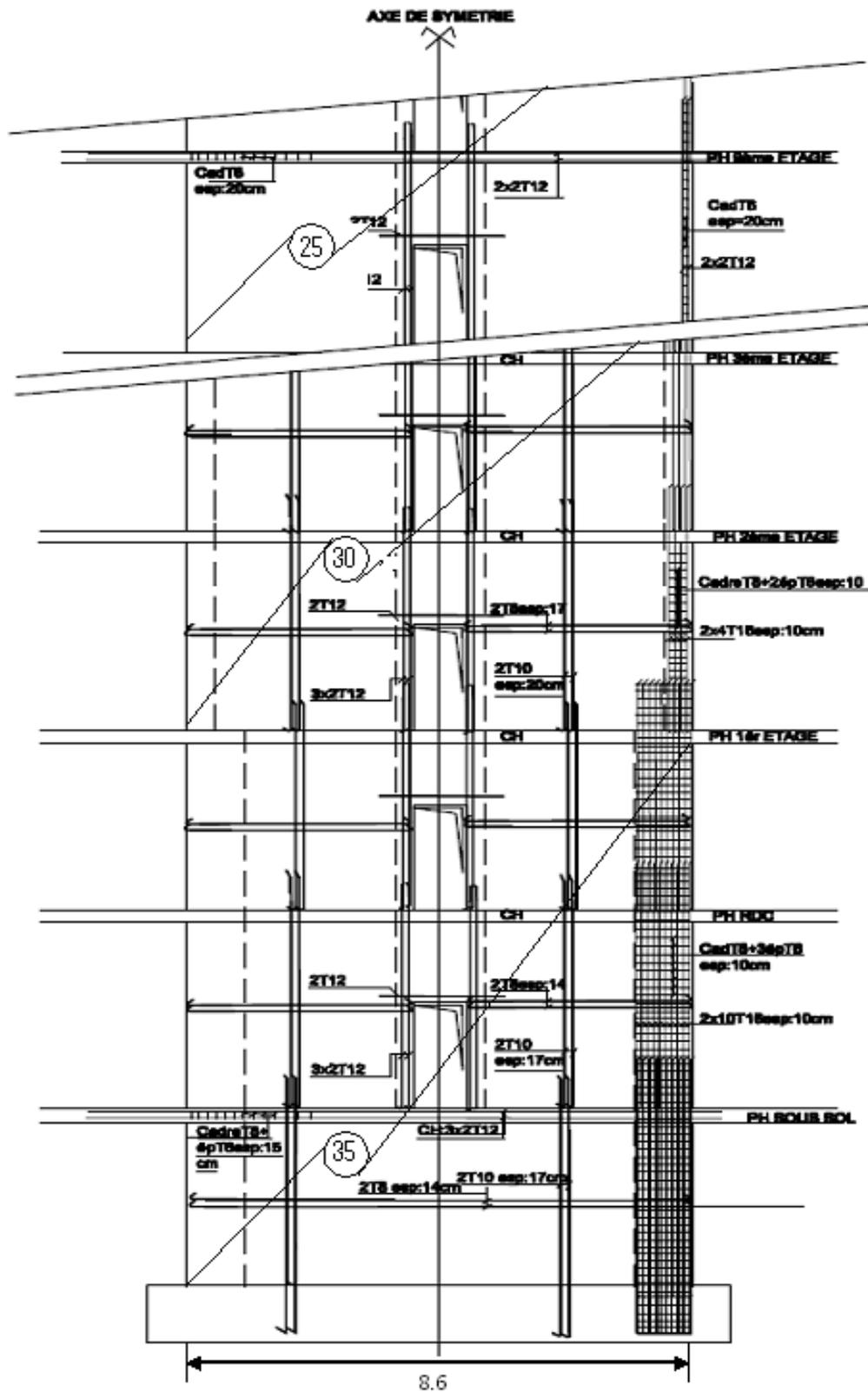
Ferrailage inférieur du plancher haut du 9ème étage



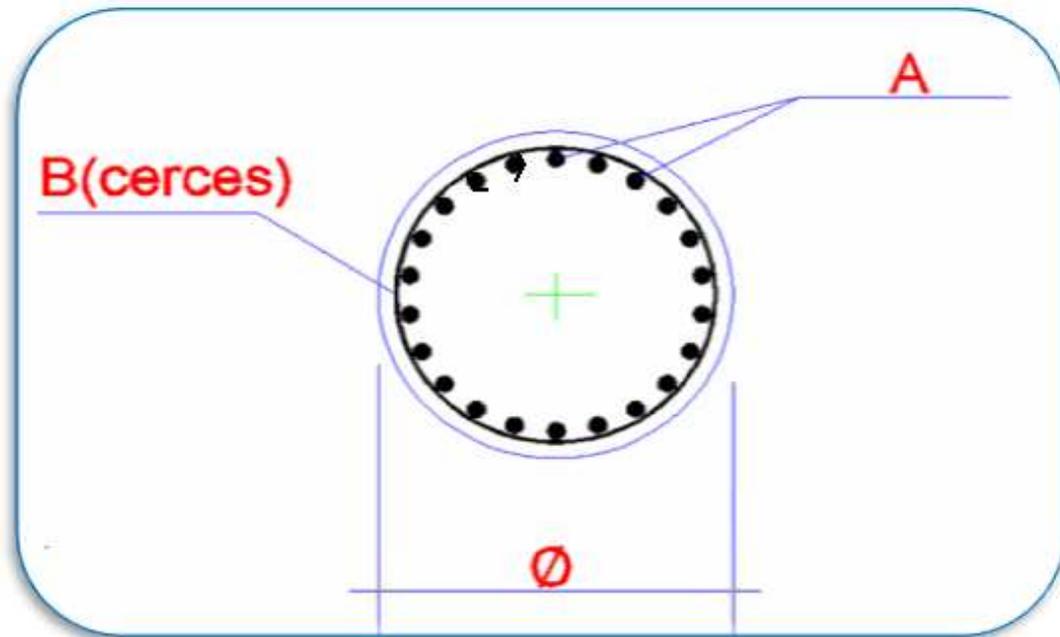
Ferrailage du noyau central (sous-sol)



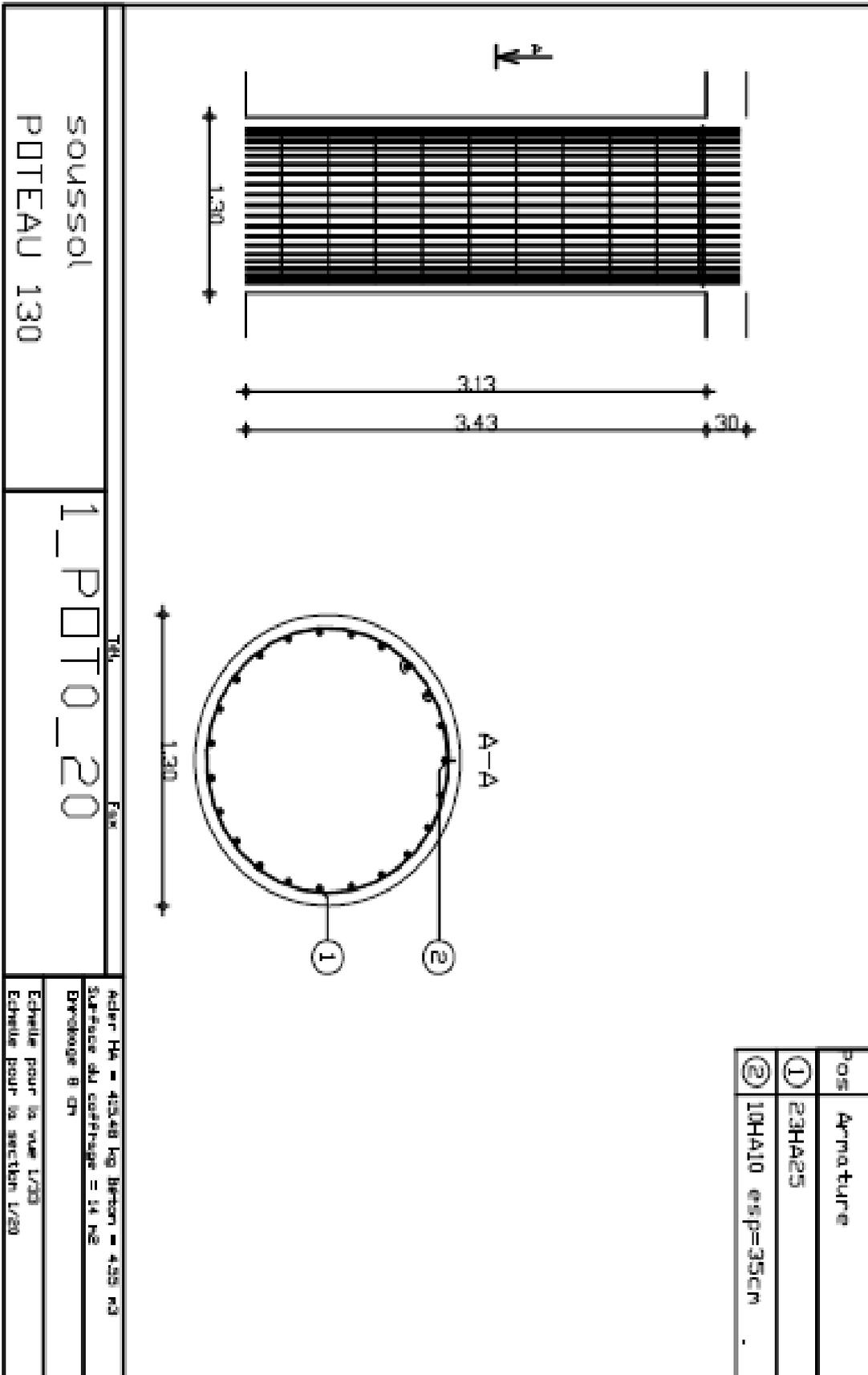
Ferraillage du voile 0-1 en élévation



Ferraillages des poteaux

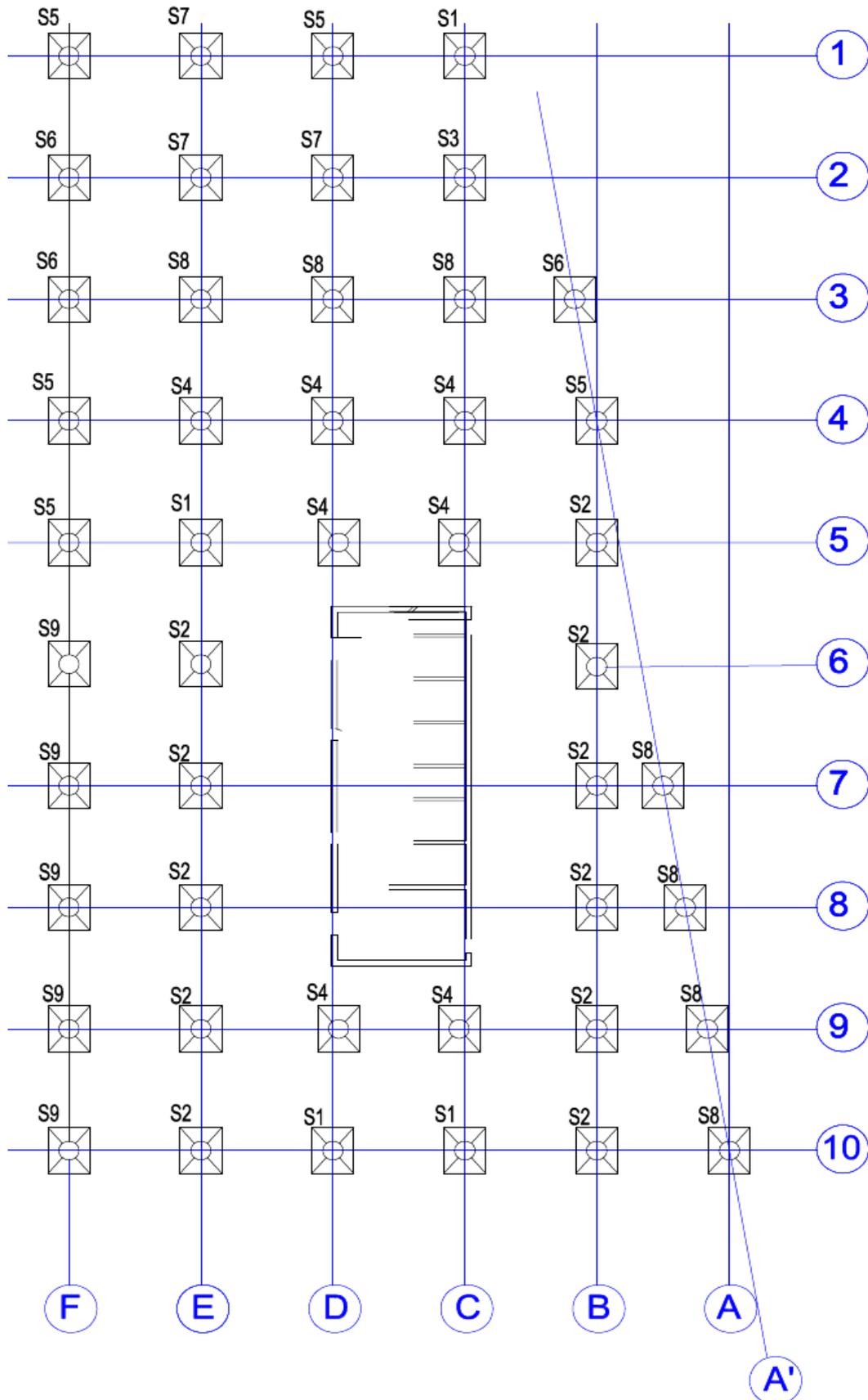


niveau	ϕ (diamètre en cm)	A	B (cerces)
S-S	130	23T25	T10esp35
RDC	130	23T25	T10esp35
R+1	130	23T25	T10esp35
R+2	120	22T25	T10esp35
R+3	120	22T25	T10esp35
R+4	120	22T25	T10esp35
R+5	100	16T25	T10esp35
R+6	100	16T25	T10esp35
R+7	100	16T25	T10esp35
R+8	80	11T25	T10esp35
OR+9	80	11T25	T10esp35
R+10	70	16T16	T8esp20
R+11	70	16T16	T8esp20
R+12	50	16T16	T8esp20
R+13	50	10T16	T8esp20
R+14	50	10T16	T8esp20

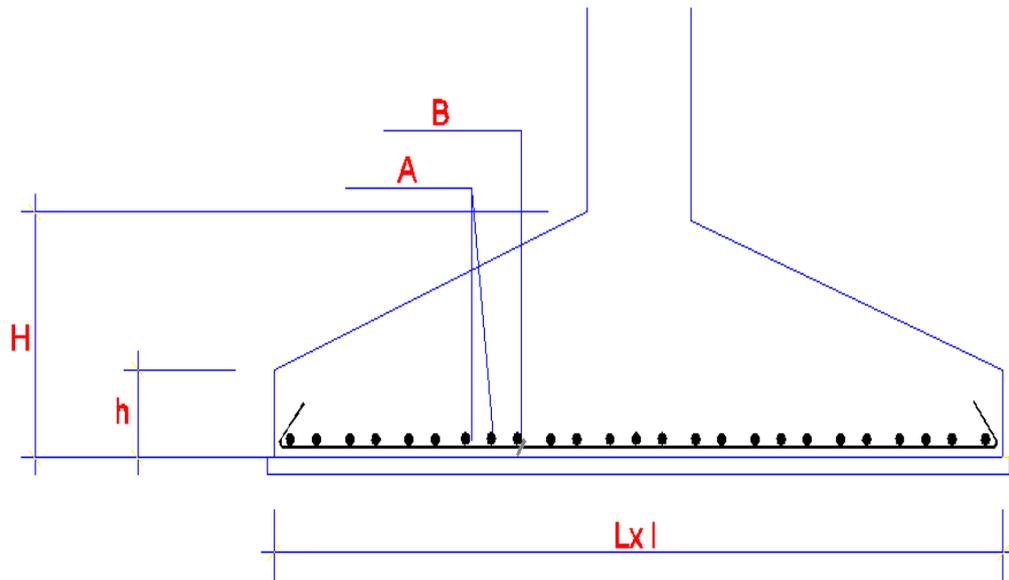


SOUSSOL		TAL		FON	
POTEAU 130		1_POTO_20			
Acier Ha = 420kg kg Beton = 420 n3		Surface du coffrage = 14 m2			
D'ouvrage 8 cm					
Echelle pour la vue L/30		Echelle pour la section L/50			

Ferrailage des semelles isolées



Ferrailage des semelles isolées



semelle	Combinaison dimensionnante	N(kN)	L x l (m)	H (cm)	h (cm)	armatures (A et B)
S1	G+Q	14313,03	3.9X3.9	160	35	35HA25
S2	G+Q	12733,32	3.7X3.7	140	35	33HA25
S3	G+Q	12628,08	3.5X3.5	140	35	30HA25
S4	G+Q	9860,82	3.3X3.3	120	30	25HA25
S5	G+Q	8163,04	2.8X2.8	90	30	21HA25
S6	G+Q	8746,12	2.5X2.5	90	25	18HA25
S7	G+Q	9444,84	2.4X2.4	90	25	18HA25
S8	G+Q	6525,44	2.1X2.1	75	25	17HA20
S9	G+Q	6755,75	1.8X1.8	60	25	14HA20

* ce calcul a été fait en considérant une « fissuration très préjudiciable ».

*Annexe 5 : charges
permanentes et charges
d'exploitation*

NORME FRANÇAISE NF P 06-001 : Charges d'exploitation des bâtiments

Bâtiments à usage d'habitation	Valeur en daN/m²
Logements y compris combles aménageables	150
Balcons	350
Escaliers à l'exclusion des marches isolées, halls d'entrée	250
Combles non aménageables, dont l'utilisation n'est pas prévue à priori, non accessible normalement	100
Greniers proprement dits	250
Etages des caves	250
Bâtiments de bureaux	Valeur en daN/m²
Bureaux proprement dits	250
Bureaux paysagers	350
Circulations et escaliers	250
Halls de réception	250
Halls à guichet	400
Salles de projection et de conférence à nombre de places limité (<50m ²)	350
Cantines	250 à 350
Salles de réunion avec tables	350
Zone de dépôts	350
Salles d'ordinateurs et de reprographie	250 + équipement lourd
Boutiques et annexes	500
Bâtiments scolaires et universitaires	Valeur en daN/m²
Dépôts de cuisines collectives	600
Salles avec assistance debout : circulations, escaliers, surfaces de regroupement, d'abri, de détente, polyvalente	400
Cuisines collectives	500
Salles de réunions, salles polyvalentes avec sièges, bibliothèques, dépôts, lingerie	400
Amphithéâtres, salles de classes remodelables et locaux équivalents, cantines, réfectoires	350
Salles de classes, salles à manger de petites dimensions, laboratoires, ateliers, dortoirs, sanitaires, locaux médicaux	250
Hébergement individuel	150

Bâtiments hospitaliers et dispensaires	Valeur en daN/m²
Locaux d'hébergement chambres	150
Locaux d'hébergement circulations internes	250
Salles d'opérations, salles de plâtres, salles de travail	350
Autres services	250
Halls	400
Circulations générales	400
Bureaux	250
Postes de personnels et de soins	250
Salles de cours	250
Salles de réunions, de conférence et de restauration générale, local de réception de surface > 100 m ²	400
Salles de réunions, de conférence et de restauration générale, local de réception de surface < 50 m ²	250
Sanitaires	150
Buanderies	350
Locaux de réserves, dépôts ou stockage	350 à 600

NORME FRANÇAISE NF P 06-004 : Charges permanentes

Les bétons	Valeur en kg/m³
Béton armé courant	2500
Béton armé non courant	2400
Béton cellulaire	300à1500
Charpente	Valeur en kg/m²
Charpente en bois	20à60
Charpente métallique	10à40
Cloisons légères de distribution	Valeur en kg/m²
Cloison légère de distribution	75
Etanchéité	Valeur en kg/m²
Etanchéité par asphalte coulé sable	47
Etanchéité par multicouche	8à10
maçonnerie	Valeur en kg/m²
En briques creuses	1400
En briques pleines	1800
En moellons durs	2500
En moellons tendres	2100
En parpaing pleines	2150

En parpaing creux porteurs	2500
Matériaux divers	Valeur en kg/m²
Cailloux concassés	1300à1500
Graviers pour béton	1700à1900
Gravillons (protection étanchéité)	1500
Mortier de ciment	2000
Mortier de plâtre	1200à1400
Sable sec	1500
Sable pour mortier	1700à1800
Plancher	Valeur en kg/m²
Plancher métallique	1300à1500
Plancher en dalle pleine en BA	1700à1900
Plancher à poutrelles préfabriquées avec un hourdis de 4à5cm coule en place sur corps creux	200à500
Revêtement	Valeur en kg/m²
Aire en asphalte par cm d'épaisseur	22
Carrelage en grès cérame/cm d'épaisseur	22
Carrelage en céramique/cm d'épaisseur	16
Mortier de ciment/ cm d'épaisseur	20