





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

Adapted From An Unknown Author

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

Adapté d’un auteur inconnu

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



Dédicace

A Dieu Tout Puissant,

*Créateur du ciel et de la terre pour son
Amour sans cesse renouvelé dans notre vie.
Gloire et Louange lui soient rendues.*

A mes parents,

*Vous vous êtes dépensés pour moi sans compter.
En reconnaissance de tous vos sacrifices que vous avez
Consentis pour me permettre d'atteindre cette étape de ma vie.
Avec toute ma tendresse.*

A mes deux frères Mohammed et Yassine,

Meilleurs vœux de succès dans vos études.

A mes grands parents, oncles, tantes, cousins et cousines,

*Vous avez de près ou de loin contribué à ma formation.
Affectueuse reconnaissance.*

A mon cher professeur Mr BOUKHARI,

*Vous êtes un grand homme.
Tous mes respects à vous.*

A vous mes amies, mes professeurs, avec toute mon estime et tout mon respect.

A vous ...

Je dédie ce travail

Amal HAKMI



Remerciements

Aucune œuvre humaine ne peut se réaliser sans la contribution d'autrui. Ce mémoire est le résultat d'un effort constant, cet effort n'aurait pu aboutir sans la contribution de nombre de personnes. Ainsi, se présente l'occasion de les remercier.

Tout d'abord, je remercie mes deux encadrants Mme AZMI et Mr. Otmane ALAOUI MDAGHRI pour leur disponibilité et pour la pertinence de leurs conseils tout au long de la réalisation de ce projet.

En outre, je remercie mes professeurs pour la rigueur de leur enseignement et l'étendue de leur savoir.

Enfin, je tiens à remercier les membres du jury d'avoir accepté d'évaluer ce modeste travail.

Veillez trouver dans ces mots le témoignage de mon profond respect et de ma haute considération.



-RÉSUMÉ-

Dans le cadre de mon projet de fin d'étude avec le bureau d'étude **BETEC**, j'ai travaillé sur le projet de conception et dimensionnement du nouveau siège de l'ONEP d'Oujda. Il s'agit d'un bâtiment composé de 5 étages, un rez-de-chaussée, un entre sol et un sous sol.

Les normes et règlements utilisés comme référence dans ce projet sont : le RPS 2000 et le PS92 pour le calcul et les vérifications au séisme et le BAEL 91 pour le dimensionnement des éléments en béton armé.

En premier lieu, une conception a été faite sur la base des plans fournis par l'architecte. Ensuite, j'ai prédimensionné les différents éléments de la structure et j'ai effectué la descente des charges sur les poteaux et sur les voiles. Puis j'ai modélisé la structure à l'aide du logiciel CBS et analysé les différents résultats fournis par ROBOT. Enfin, j'ai dimensionné et ferrillé manuellement les différents éléments de la structure.

Une étude de prix a été établie pour pouvoir donner une estimation du montant de la structure.



Sommaire

Liste des figures.....	8
Liste des tableaux.....	10
Liste des annexes	10
Introduction	11
I. Présentation générale :	12
1) Grandes phases d'établissement d'un projet :.....	12
a) Acquisition des terrains :.....	12
b) Etude topographique :	12
c) Etude architecturale ou urbanistique :.....	12
d) Etude technique :	12
e) Adjudication :.....	12
2) Présentation générale du projet :	13
3) Présentation détaillée du projet :.....	15
4) Données géotechniques :.....	19
5) Caractéristiques des matériaux :.....	20
6) Règlements en vigueur :.....	20
II. Généralités de calcul :	21
1) Les variantes de contreventement en génie parasismique :	21
a) Système de portiques :.....	21
b) Système de voiles :	25
c) Système mixte voiles-portiques :	29
2) Systèmes de plancher :.....	30
a) Généralités :	30
b) Exemples de planchers :.....	31
III. Conception et prédimensionnement :.....	35
1) Conception :	35
2) Prédimensionnement des éléments de structure :.....	36
a) Dalles :	36
b) Poutres :.....	37
c) Poteaux :	38
d) Voiles :	38
IV. Méthode de calcul sismique :.....	39
1) Introduction :.....	39
2) Comportement des bâtiments vis-à-vis d'un séisme :	39
3) Règlement parasismique marocain :	40
4) Conception parasismique :	40



5) Méthodes de calcul :	41
a) Méthode statique équivalente :	41
b) Méthode modale spectrale :	43
6) Hypothèses de calcul sismique :	44
a) Vérification de la régularité :	44
b) Données sismiques :	45
V. Modélisation et vérification :	47
1) Etapes de la modélisation :	47
2) Saisie de la structure :	48
3) Descente de charge :	48
a) Manuelle :	49
b) Sur CBS :	53
3) Maillage de la structure :	54
4) Résultats de l'analyse modale :	55
5) Vérification de la structure :	58
a) Vérification des déformations :	58
b) Vérification de la stabilité :	59
VI. Dimensionnement des éléments en BA :	61
1) Ferrailage des poteaux :	61
a) Ferrailage longitudinale :	61
b) Ferrailage transversale :	62
2) Dimensionnement et ferrailage des semelles isolées :	63
3) Dimensionnement et ferrailage des voiles :	65
a) Hypothèses :	65
b) Contraintes limites :	66
c) Dimensions des potelets de rive :	68
d) Ferrailage vertical à l'effort normal:	70
e) Ferrailage horizontale de l'effort tranchant (parallèles aux faces du mur) :	71
f) Justification aux sollicitations tangentes (PS92) :	71
g) Dispositions constructives :	72
4) Dimensionnement et ferrailage des semelles filantes :	73
VII. Estimation du coût de la structure :	77
1) Les ratios de calcul :	77
2) Coût estimatif de la structure :	77
Conclusion	79
Références bibliographiques	80
Annexes	81



Liste des figures

Fig.1 : Situation du projet.....	13
Fig.2 : Façade principale.....	13
Fig.3 : Façade latérale.....	14
Fig.4 : Coupe A-A.....	14
Fig.5 : Coupe B-B.....	15
Fig.6 : Plan d'architecture du sous sol.....	15
Fig.7 : Plan d'architecture de la soupenne.....	16
Fig.8 : Plan d'architecture du RDC.....	16
Fig.9 : Plan d'architecture du 1 ^{er} étage	17
Fig.10 : Plan d'architecture du 2 ^{ème} étage	17
Fig.11 : Plan d'architecture du 3 ^{ème} étage	18
Fig.12 : Plan d'architecture du 4 ^{ème} étage	18
Fig.13 : Plan d'architecture du 5 ^{ème} étage	19
Fig.14 : Formation des rotules plastiques et apparition d'un mécanisme dans les poteaux d'un étage souple.....	22
Fig.15 : Dégradation des zones critiques des poteaux.....	23
Fig.16 : Fendage de nœud non fretté : En l'absence d'armature transversale convenable, le cisaillement alterné détruit les sections.....	24
Fig.17 : Rupture d'un poteau court par effort Tranchant.....	24
Fig.18 : Etat de déformation d'une structure en voiles et en portiques.....	25
Fig.19 : Diminution de la résistance du voile en fonction du nombre et l'importance des ouvertures.....	26
Fig.20 : Formation des rotules Plastiques dans les linteaux.....	27
Fig.21 : Refend à ouvertures décalées, elle évite les poutres de couplage.....	27
Fig.22 : Modes de rupture.....	28
Fig.23 : Plancher nervuré	30
Fig.24 : Plancher dalle.....	31
Fig.25 : Portée d'une dalle pleine.....	32
Fig.26 : Plancher à poutrelles et entrevous.....	33
Fig.27 : Dalle alvéolée.....	34
Fig.28 : Plan de coffrage étage courant.....	36
Fig.29 : Mode de ruine des constructions à l'effet du séisme.....	40
Fig.30 : Déformée réelle et déformée modales des 5 premiers modes.....	44



Fig.31 : Vue de la structure 3D.....	48
Fig.32 : Résultats de la descente de charges sur CBS pour le poteau P2.....	52
Fig.33 : Maillage de la structure.....	54
Fig.34 : Déformée du mode 1.....	56
Fig.35 : Déformée du mode 2.....	57
Fig.36 : Déformée du mode 3.....	57
Fig.37 : Ferrailage du poteau P2.....	62
Fig.38 : Ferrailage de la semelle isolée sous le poteau P2.....	65
Fig.39 : Dimensions des potelets de rive.....	68
Fig.40 : Ferrailage du voile délimité par les axes B et C au niveau du sous sol.....	73
Fig.41 : Efforts agissants sur la semelle.....	73
Fig.42 : Ferrailage de la semelle filante sous le voile délimité par les axes B et C.....	76
Fig.43 : Plan d'architecture du sous sol.....	83
Fig.44 : Plan d'architecture du rez-de-chaussée.....	84
Fig.45 : Plan d'architecture de l'entre sol.....	85
Fig.46 : Plan d'architecture du 1 ^{er} étage.....	86
Fig.47 : Plan d'architecture du 2 ^{ème} étage.....	87
Fig.48 : Plan d'architecture du 3 ^{ème} étage.....	88
Fig.49 : Plan d'architecture du 4 ^{ème} étage.....	89
Fig.50 : Plan d'architecture du 5 ^{ème} étage.....	90
Fig.51 : Plan d'architecture de la terrasse.....	91
Fig.52 : Plan de coffrage du PH du sous sol.....	92
Fig.53 : Plan de coffrage du PH de la soupente.....	93
Fig.54 : Plan de coffrage du PH du RDC.....	94
Fig.55 : Plan de coffrage du PH étage courant.....	95
Fig.56 : Plan de coffrage du PH de la terrasse.....	96
Fig.57 : Plan de coffrage de la couverture d'escalier.....	97
Fig.58 : Zonage sismique.....	99
Fig.59 : Ferrailage de la poutre 272.....	101
Fig.60 : Ferrailage de la poutre 441.....	101
Fig.61 : Ferrailage de la poutre 328.....	102
Fig.62 : Ferrailage du voile 928.....	102
Fig.63 : Ferrailage du poteau 626.....	103
Fig.64 : Ferrailage du poteau 643.....	103



Liste des tableaux

Tab.1 : Caractéristiques des matériaux utilisés.....	20
Tab.2 : Données du calcul sismique.....	47
Tab.3 : Détails de la charge permanente apportée par la terrasse.....	49
Tab.4 : Détails de la charge permanente apportée par les étages, le RDC et la soupenne.....	49
Tab.5 : Détails de la charge permanente apportée par le sous sol.....	50
Tab.6 : Charges apportées par les planchers.....	50
Tab.7 : Résultats de la descente de charges manuelle pour le poteau P2.....	52
Tab.8 : Résultats de l'analyse modale.....	56
Tab.9 : Vérification des déplacements latéraux inter-étages.....	58
Tab.10 : Vérification du déplacement latéral total.....	59
Tab.11 : Calcul de l'indice de stabilité.....	60
Tab.12 : Sollicitations appliquées au voile délimité par les axes B et C.....	65
Tab.13 : Détermination du coefficient l_f/l	66
Tab.14 : Ratios de calcul.....	77
Tab.15 : Prix des matériaux.....	77
Tab.16 : Calcul du coût de la structure porteuse.....	78
Tab.17 : Coefficient d'accélération.....	98
Tab.18 : Coefficient de site.....	98
Tab.19 : Coefficient de priorité.....	98
Tab.20 : Ductilité et classe de bâtiment.....	99
Tab.21 : Facteur de comportement K.....	99
Tab.22 : Dimensions des poteaux.....	100

Liste des annexes

Plans architecturaux.....	83
Plans de coffrage.....	92
Paramètres sismiques Selon le RPS2000.....	98
Dimensions des poteaux.....	100
Ferraillage de quelques éléments de structure.....	101



INTRODUCTION

Mon projet de fin d'études, qui s'intitule « **Conception et dimensionnement du nouveau siège de la direction régionale de l'ONEP à Oujda : immeuble R+5 avec soupenne et sous sol** », est axé principalement sur la conception et le dimensionnement parasismique du bâtiment.

Le présent rapport s'étale sur 7 chapitres :

Chapitre I, Présentation générale : cette partie comprend une présentation détaillée du projet, données et hypothèses du calcul et règlements utilisés.

Chapitre II, Généralités de calcul : cette partie présente les variantes de contreventement en génie parasismique ainsi que les différents systèmes de planchers.

Chapitre III, Conception et prédimensionnement : ce volet est consacré pour la conception du bâtiment et le prédimensionnement des éléments de structure.

Chapitre IV, Méthode de calcul sismique : ce volet présente les deux méthodes de calcul sismiques : la méthode statique équivalente et la méthode modale, la vérification de la régularité du bâtiment ainsi que les hypothèses du calcul sismique.

Chapitre V, Modélisation et vérification : ce chapitre est consacré pour la modélisation du bâtiment sur CBS, l'analyse modale sur Robot Millenium et la vérification de la structure.

Chapitre VI, Dimensionnement des éléments en BA : cette partie comprend le dimensionnement et le ferrailage de quelques éléments de structure : poteaux, semelles isolées, voiles et semelles filantes.

Chapitre VII, Estimation du coût de la structure : ce dernier chapitre est consacré pour le calcul du coût estimatif du bâtiment.



I. PRÉSENTATION GÉNÉRALE :

1) Grandes phases d'établissement d'un projet :

a) Acquisition des terrains :

Le maître d'ouvrage détermine la zone de création de projet et trouve les terrains dans lesquels le projet sera implanté.

b) Etude topographique :

L'étude topographique consiste à :

- Limiter exactement la position foncière du terrain et donner sa surface exacte ;
- Etablir le levé topographique général du terrain ;
- Etablissement du plan coté.

c) Etude architecturale ou urbanistique :

L'étude architecturale se fait dans le cas de construction d'un bâtiment. Dans le cas d'un projet de lotissement on parle d'une étude urbanistique. Cette étude est faite par un architecte que le maître d'ouvrage désigne. Les plans d'exécution doivent être approuvés par les autorités locales.

d) Etude technique :

L'étude technique se fait par un bureau d'étude. Ce bureau se charge en premier temps de la conception et dimensionnent des éléments porteurs de la construction, puis par suivi des travaux sur chantier conformément au CPS et aux normes.

e) Adjudication :

Dans cette étape, on désigne l'entreprise qui se chargera de la réalisation des travaux conformément au CPS, et au plan d'exécution.



2) Présentation générale du projet :

Le présent projet concerne l'étude du nouveau siège de la direction régionale de l'ONEP d'Oujda. Il s'agit de la conception et le dimensionnement d'un bâtiment R.D.C+entre sol+5étages+sous sol, en tenant compte des règles de constructions parasismiques.

❖ *Situation :*

Il couvre une surface approximative de 1.200 m².

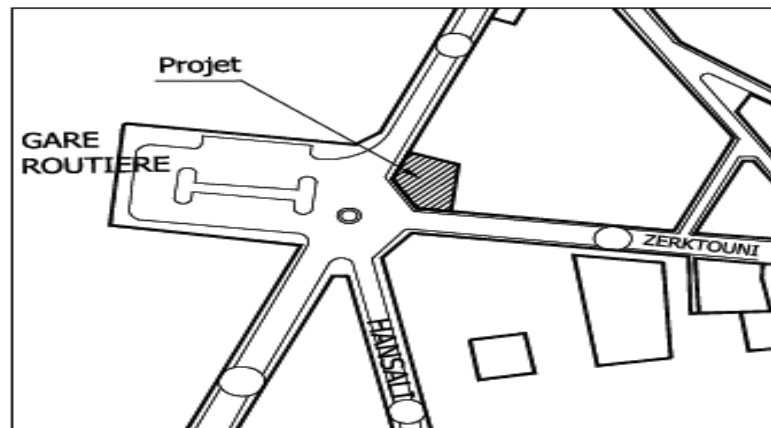


Fig.1 : Situation du projet

❖ *Façade principale :*

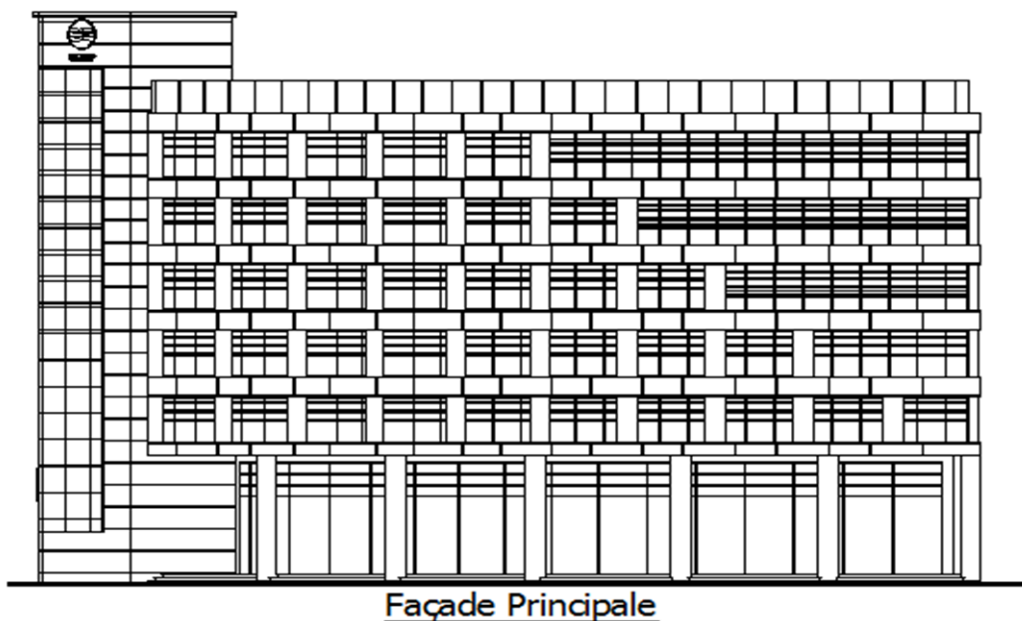
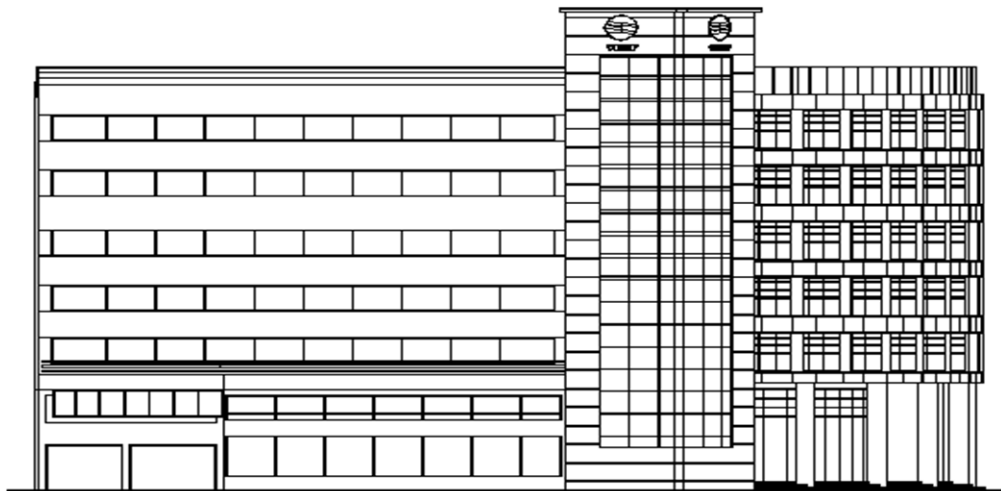


Fig.2 : Façade principale



❖ *Façade latérale :*



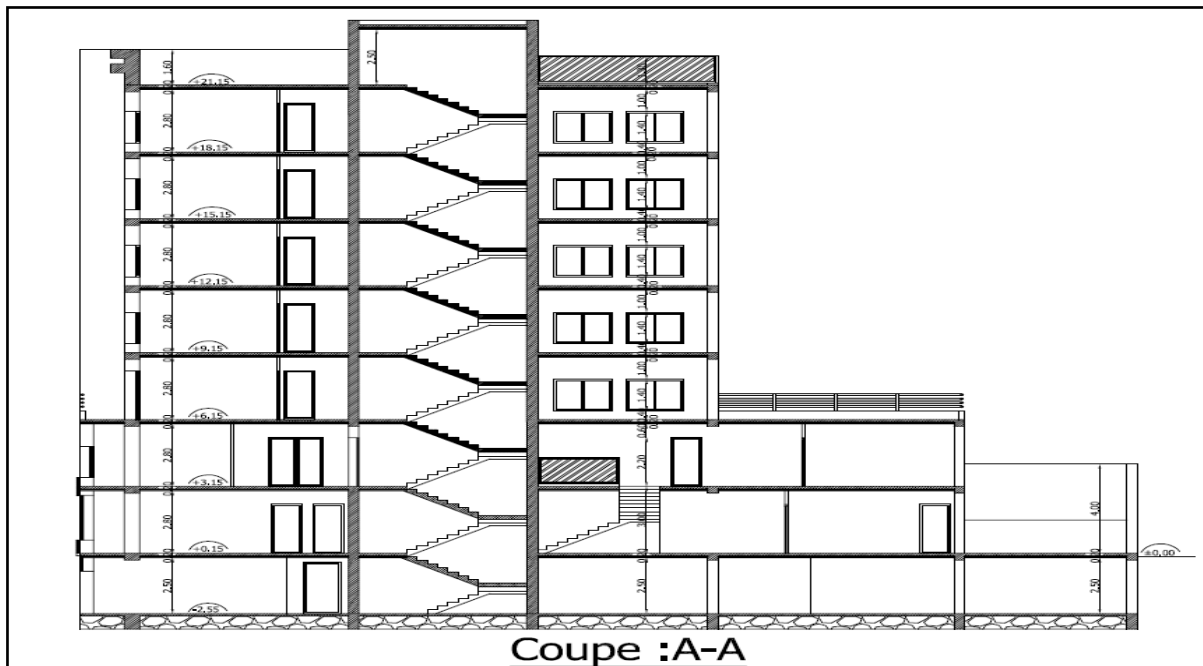
Façade latérale

Fig.3 : Façade latérale

Le bâtiment étudié comprend 8 niveaux disposés comme suit :

- Un sous sol de 2,50m de hauteur ;
- Un rez-de-chaussée de 2,80m de hauteur ;
- Un entre sol de 2,80m de hauteur ;
- 5 étages de 2,80m de hauteur ;
- Une terrasse accessible.

❖ *Coupe A-A :*



Coupe :A-A

Fig.4 : Coupe A-A



❖ *Coupe B-B :*

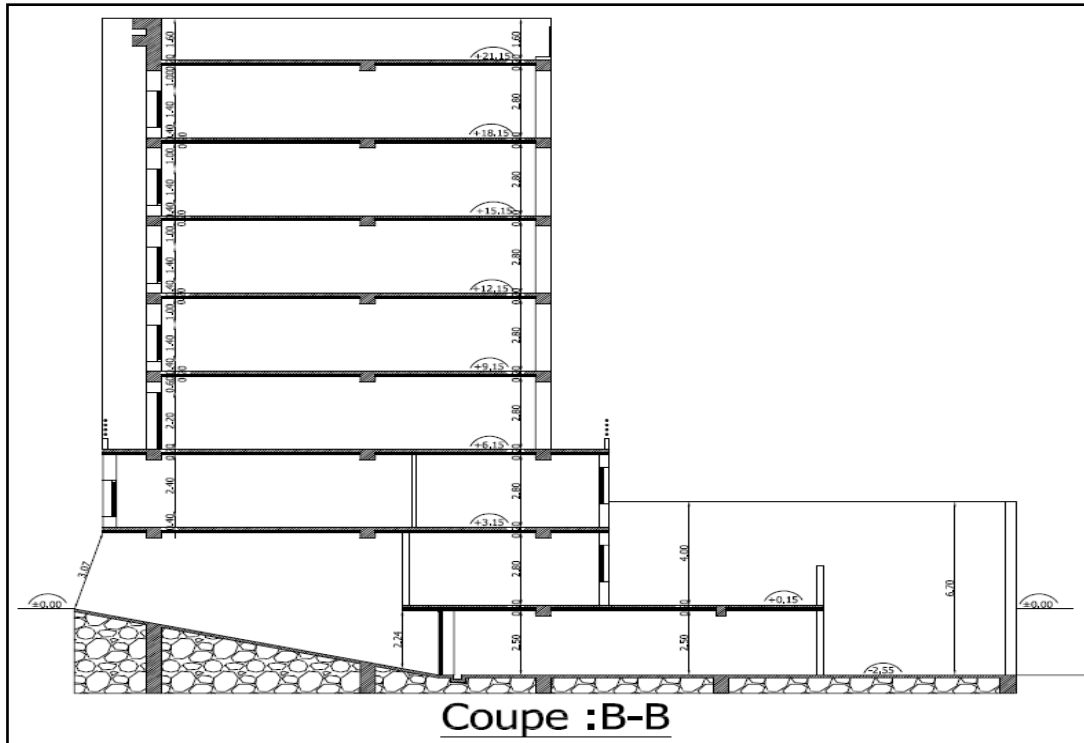


Fig.5 : *Coupe B-B*

3) Présentation détaillée du projet :

Avant toute conception des éléments structuraux, on doit tout d'abord comprendre, vérifier et maîtriser les plans architecturaux. Pour se faire une description détaillée s'avère nécessaire.

Le **sous sol** contient :

- Parking
- Poste transformateur
- Bureau chauffeur
- Locaux de gaz
- Local technique

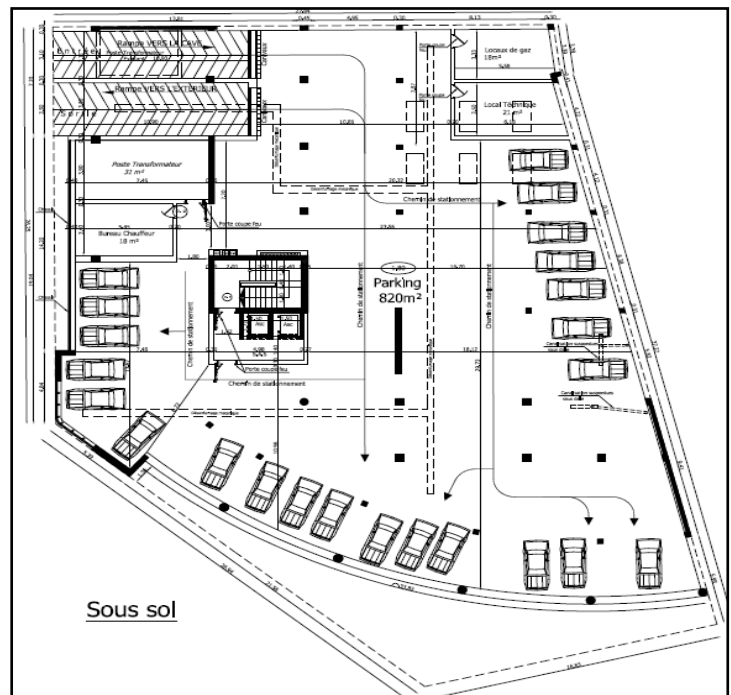


Fig.6 : *Plan d'architecture du sous sol*



Le **Rez-de-chaussée** (unité de la microbiologie) contient :

- Salle de réunion
- Bureau d'ordre
- Bureau de laborantins
- Réception
- Accueil
- Magasin
- Bureau de magasinier
- Chambre froide
- Vestiaire+sanitaires
- Laverie eaux potable
- Laverie eaux usées
- Salle préparation des milieux de culture
- Salle d'analyse des eaux potables
- Salle d'incubation et identification
- Salle d'analyse des eaux usées
- Cour

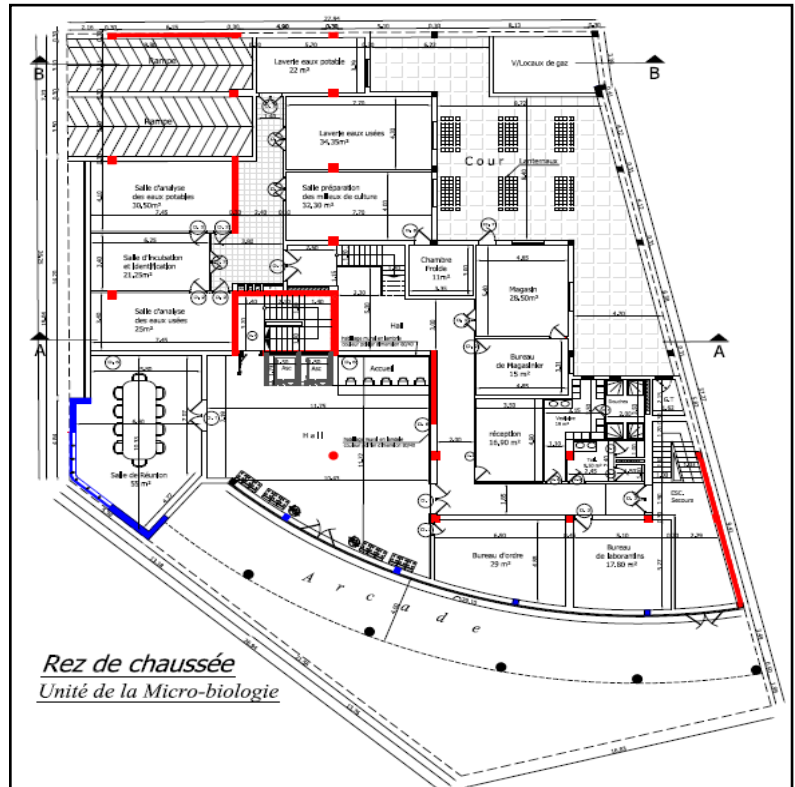


Fig.7 : Plan d'architecture de la soupenete

L'**entre sol** (unité de la physico-chimie) contient :

- Restauration
- Standard/ local PABX
- Salle de chimie
- Salle de physique
- Salle de balances
- Salle de préparation et minéralisation
- Salle de pollution
- Salle d'analyse et d'absorption atomique
- Laverie
- Bureau de chef de service

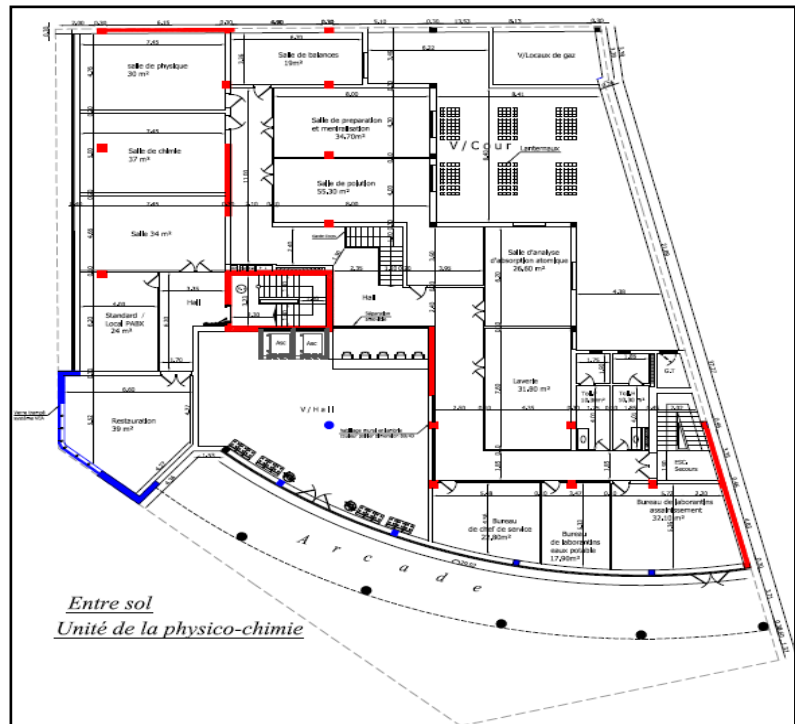


Fig.8 : Plan d'architecture du RDC



- Bureau de laborantins eaux potable
- Bureau de laborantins assainissement
- Toilette

Le 1^{er} étage contient :

- Salle de réunion
- Bureaux agents assistants
- Bureaux responsables services
- Secrétariat
- Bureaux responsables divisions
- Toilettes
- Salle pour matériel et fourniture de bureau
- Salle d'édition
- Salle d'archivage
- Terrasse

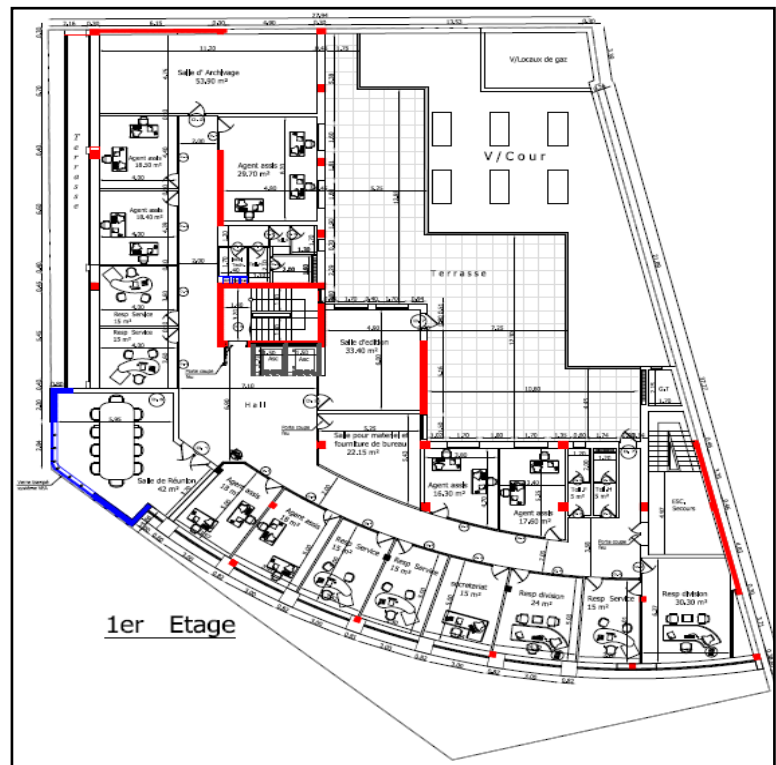


Fig.9 : Plan d'architecture du 1^{er} étage

Le 2^{ème} étage contient :

- Salle de maintenance
- Bureaux agents assistants
- Bureaux responsables services
- Secrétariat
- Bureaux responsables divisions
- Toilettes
- Local technique
- Bureau infirmière Assistante sociale
- Infirmierie
- Salle d'archivage

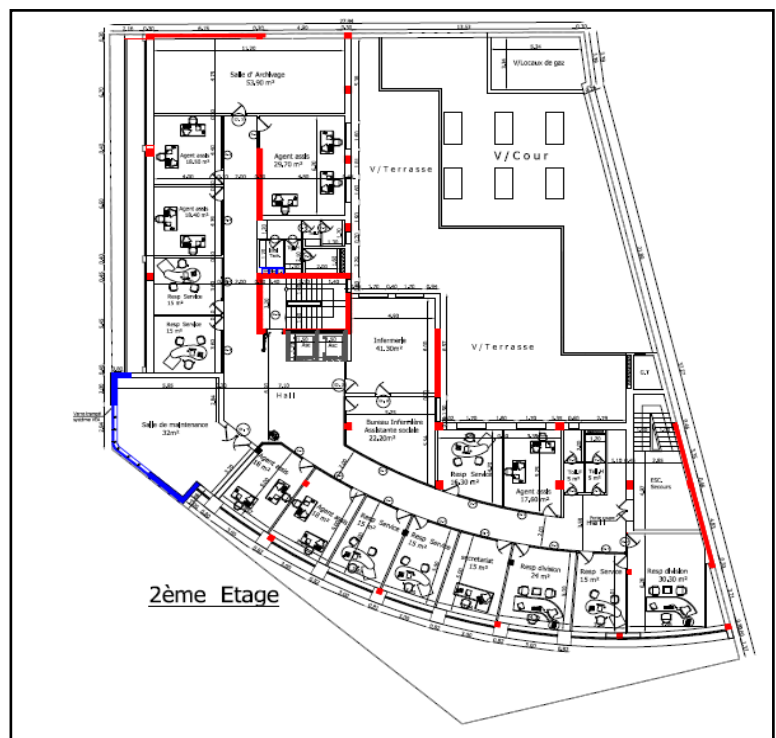


Fig.10 : Plan d'architecture du 2^{ème} étage



Le 3^{ème} étage contient :

- Bureaux agents assistants
- Bureaux responsables services
- Secrétariat
- Bureaux responsables divisions
- Toilettes
- Local technique
- Salle d'archivage

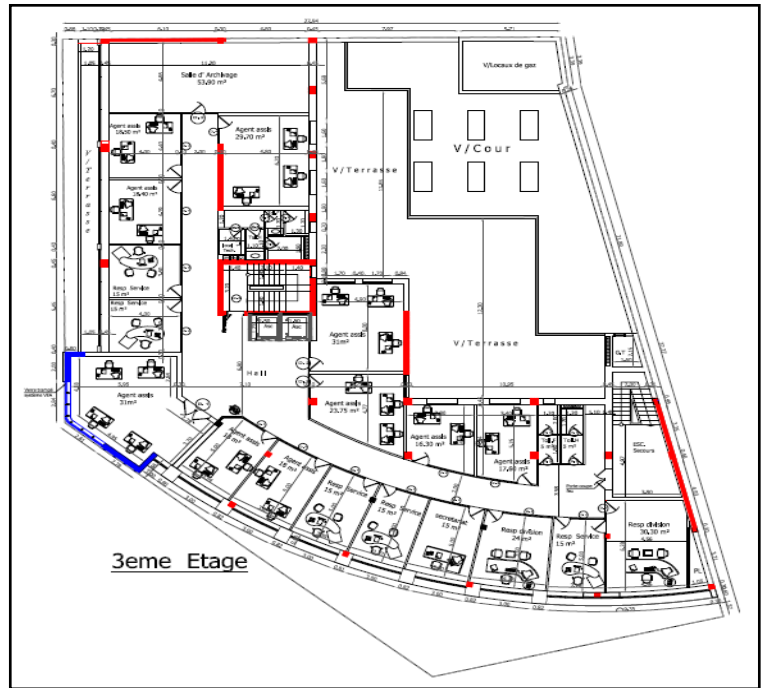


Fig.11 : Plan d'architecture du 3^{ème} étage

Le 4^{ème} étage contient :

- Bureaux agents assistants
- Bureaux responsables services
- Bureaux responsables divisions
- Secrétariat
- Salle pur matériel et fourniture de bureau
- Toilettes
- Local technique
- Salle d'archivage

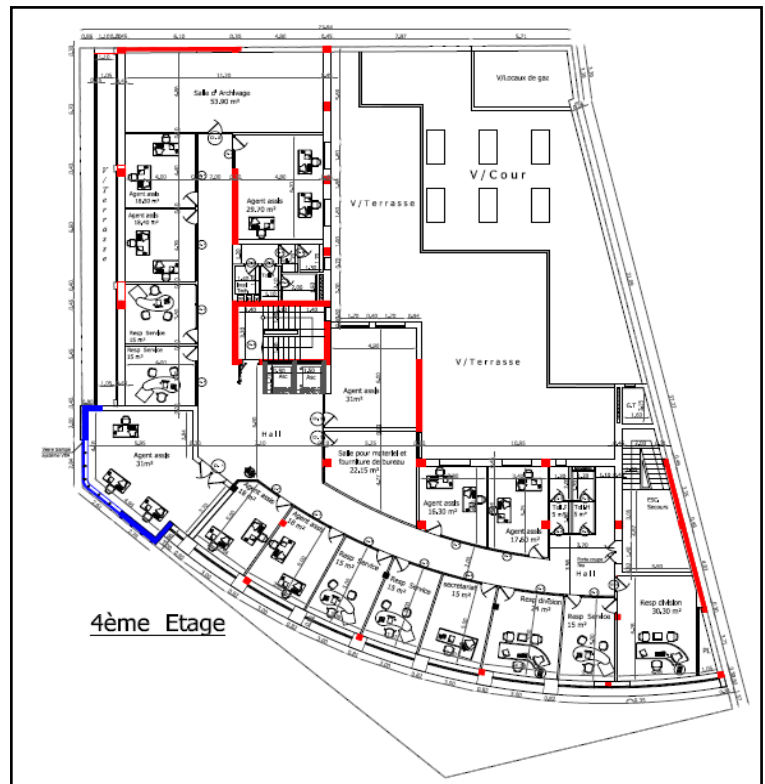


Fig.12 : Plan d'architecture du 4^{ème} étage



Le 5^{ème} étage contient :

- Salle de réunion
- Bureaux agents assistants
- Bureaux responsables services
- Bureaux responsables divisions
- Secrétariat
- Toilettes
- Salle pour matériel et fourniture de bureau
- Local technique
- Salle d'archivage

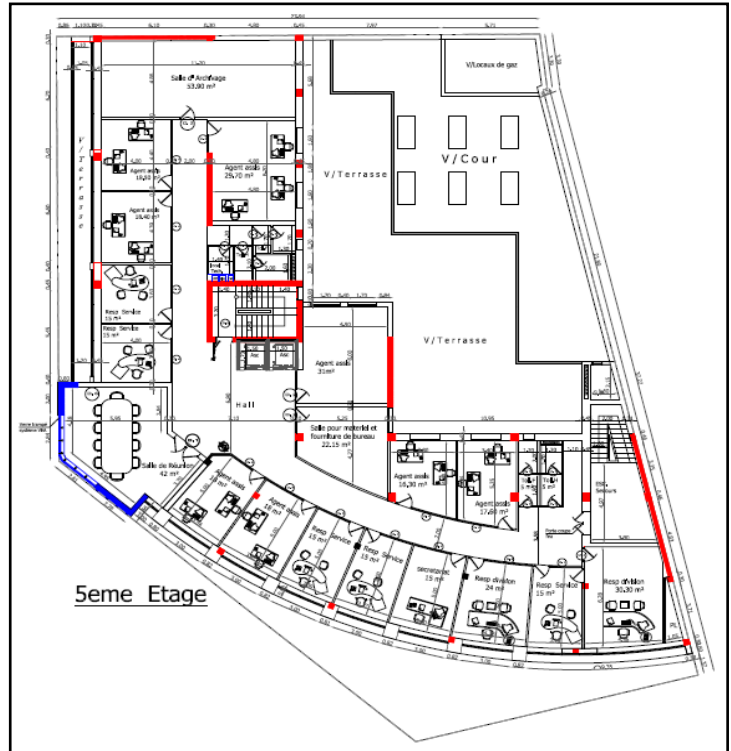


Fig.13 : Plan d'architecture du 5^{ème} étage

4) Données géotechniques :

L'étude géotechnique du sol de fondation du terrain réservé à la reconstruction du nouveau siège de la direction régionale de l'ONEP à Oujda, a révélé que les sols sont constitués, de haut en bas, d'un limon graveleux brun d'une puissance de 0,50 m, suivi d'une grave limoneuse calcaire très indurée brun beige d'une puissance variant de 4,00 m à 4,80 m, et reconnu jusqu'à une profondeur de 4,50 m à 4,80 m sous le TN.

Compte tenu de la nature du projet et des sols mis en évidence, des fondations superficielles au moyen de semelles isolées sont envisageables.

L'ancrage des fondations doit être de 1,00 m dans la grave limoneuse calcaire brune beige, sous le niveau du bas du sous sol.

La contrainte admissible à prendre en compte pour le dimensionnement des fondations sera limitée à 3,0 bars soit 30 T/m².



5) Caractéristiques des matériaux :

Résistance caractéristique du béton	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
Limité élastique des aciers	$f_e = 500 \text{ MPa}$
Contrainte de calcul du béton à l'ELU	$\sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$
Contrainte de calcul de l'acier à l'ELU	$\sigma_s = f_e / 1.15 = 434.8 \text{ MPa}$
Fissuration	<ul style="list-style-type: none">- Préjudiciable pour les éléments en fondation.- Peu préjudiciable pour la superstructure.
Enrobage des aciers	<ul style="list-style-type: none">- 5 cm pour les fondations.- 3 cm pour tous les éléments en BA.

Tab.1 : Caractéristiques des matériaux utilisés

6) Règlements en vigueur :

Tous les calculs sont basés sur les règlements suivants :

❖ **Règlement de construction parasismique RPS 2000 :**

C'est un règlement officiel qui s'applique aux constructions nouvelles et aux bâtiments existants subissant des modifications importantes telles que changement d'usage, transformation pour des raisons de sécurité publique ou construction d'un ajout. Il est homologué par le décret n°2-02-177 du 9 Hija 1422 (22 février 2002), et a pour objectif de :

- Définir l'action sismique sur les bâtiments ordinaires au cours des tremblements de terre.
- Présenter un recueil d'exigences minimales de conception et de calcul ainsi que des dispositions constructives à adopter pour permettre aux bâtiments ordinaires de résister convenablement aux secousses sismiques.

Les administrations, les maîtres d'ouvrage et les professionnels dans l'acte de construire au Maroc sont donc tenu de respecter ses articles.

❖ **Règles BAEL 91** : pour le dimensionnement des éléments en béton armé.

❖ **Règles de construction parasismique PS 92** : un règlement français utilisé également dans les calculs.



II. GÉNÉRALITÉS DE CALCUL :

1) Les variantes de contreventement en génie parasismique :

Une bonne conception des structures suppose la réalisation d'un ensemble formé par les planchers et les murs ou les portiques en béton armé, disposés dans deux directions du plan et constituant un réseau tridimensionnel plus ou moins continu obtenu par :

- le fonctionnement en « diaphragmes » des planchers, rôle essentiel dans le comportement sismique d'ensemble,

- le fonctionnement en diaphragme vertical, « contreventement » des murs ou portiques en béton armé, obtenue par une disposition des éléments structuraux avec une résistance et rigidité équivalentes dans les deux directions principales et descendus en ligne droite jusqu'aux fondations.

Tous les systèmes porteurs (mixte, par refends ou portique) peuvent être utilisés dans la construction parasismique, à condition que les dispositions constructives adéquates soient appliquées. Cependant, leur comportement sous séisme est très inégal.

Les dispositions constructives parasismiques améliorent la résistance aux séismes des différentes structures, mais elles ne permettent pas de leur conférer une même efficacité. Il est donc souhaitable que le choix de la structure, effectué au stade de la conception architecturale, soit judicieux.

Diverses raisons architecturales, fonctionnelles ou techniques conduisent habituellement à choisir entre trois types de contreventement :

a) Système de portiques :

i) *Principe de fonctionnement :*

Il s'agit d'une ossature composée de poteaux et poutres à nœuds rigides, capable de résister aussi bien aux charges verticales qu'aux charges horizontales.

Les structures en béton armé contreventées par portiques sont relativement répandues dans les constructions courantes de bâtiment, vu la simplicité de leurs exécutions ainsi que l'économie sur les matériaux utilisés. Cependant, ce type de structure ne convient pas pour des bâtiments élancés étant donnée leur flexibilité.

Le choix de la forme et le dimensionnement des portiques devraient être faits de sorte que les zones plastifiées (rotules plastique) ne puissent se former qu'entre les appuis des poutres, c'est à



dire que la résistance des poteaux et des nœuds soit supérieure à celle des poutres, le cas contraire pourrait avoir pour conséquence l'instabilité de la structure (l'effondrement prématuré de la structure).

Le dimensionnement doit conférer aux poutres une déformabilité suffisante pour que leur rupture potentielle soit due à la flexion et non pas au cisaillement.

Pour ce type de structures, la dissipation d'énergie se fait par des déformations importantes aux droit des zones d'extrémités dans les quelles sont susceptibles d'apparaître des rotules plastiques. Dans ces zones, sous l'effet des forces sismiques, apparaît une concentration des efforts avec dépassement des limites élastiques des matériaux et une diminution de la rigidité. Les nœuds subissent des efforts élevés et constituent les zones les plus vulnérables d'une ossature, cela explique le souci de la plupart des règlements des constructions parasismiques de conférer aux poteaux une résistance supérieure à celle des poutres.

ii) *Mode de rupture :*

Les modes de rupture indésirables souvent observés dans les structures contreventées par portiques sont dus à la formation de rotules plastiques dans les poteaux mal dimensionnés au niveau des zones critiques d'un étage souple, ou dans les nœuds (jonctions poteaux-poutres), la rupture est due à la concentration des contraintes à ses endroits à cause de leur rigidité élevée.

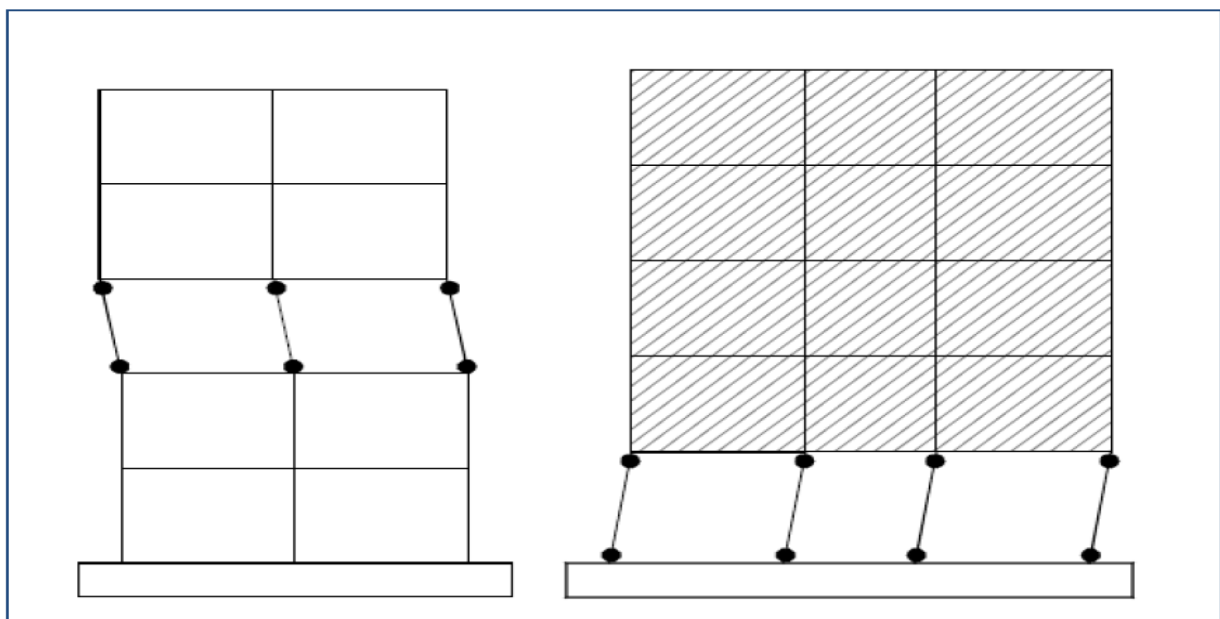


Fig.14 : Formation des rotules plastiques et apparition d'un mécanisme dans les poteaux d'un étage souple

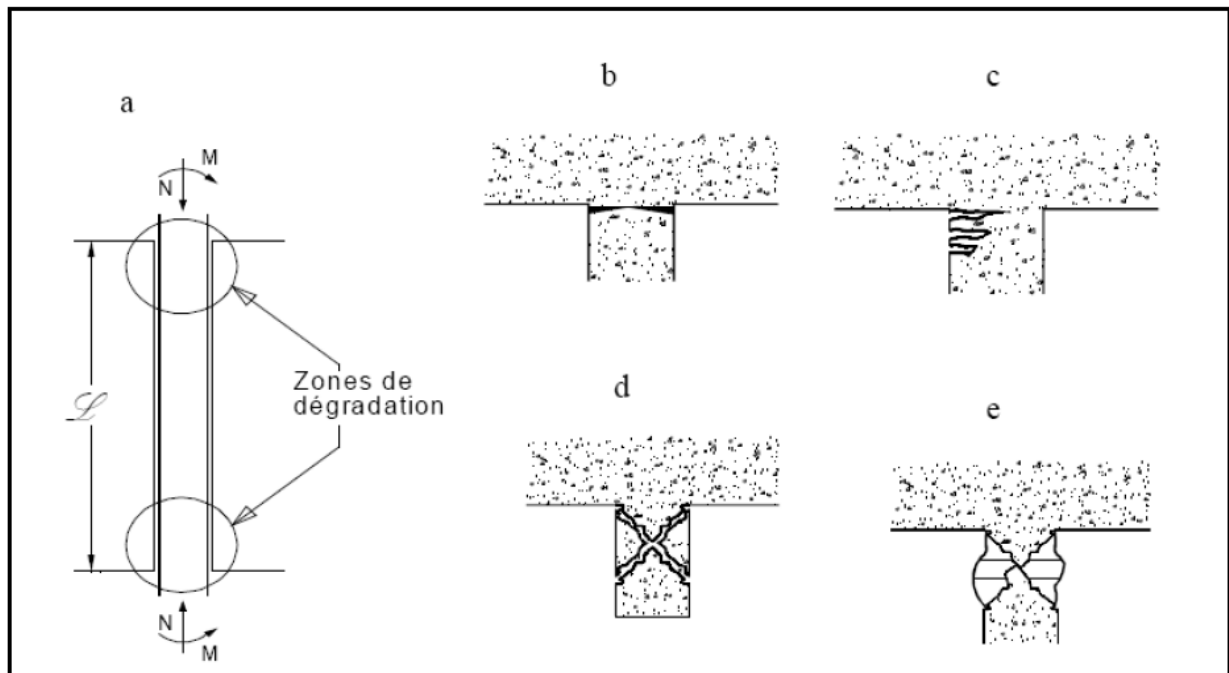


Fig.15 : Dégradation des zones critiques des poteaux

- a – Zones critiques situées aux extrémités du poteau
- b – Fissuration au droit d'arrêt de bétonnage
- c – Fissures dues à l'allongement des armatures longitudinales
- d – Fissures en X
- e – dislocation total du béton accompagnée du flambage des armatures longitudinales.

Les dégradations dues au cisaillement alterné de poutres ou poteaux rendent les structures inutilisables ou causent leur effondrement. Ces dégradations résultent de fissurations inclinées alternées à 45° en cas de cisaillement pur, générées par l'alternance des mouvements de la structure. Cet ensemble de fissures croisées transforme le matériau béton en un amas de pierres disjointes, ce qui entraîne une perte totale de résistance et de raideur tant axiale que flexionnelle de l'élément structural.

On assure un dimensionnement surabondant des armatures transversales d'effort tranchant. Le volume des nœuds doit être fretté afin de prévenir leur gonflement et l'éclatement du béton ainsi que pour lui assurer une bonne ductilité, l'insuffisance de frettage a souvent entraîné l'éclatement des nœuds ou la rupture des têtes de poteaux.

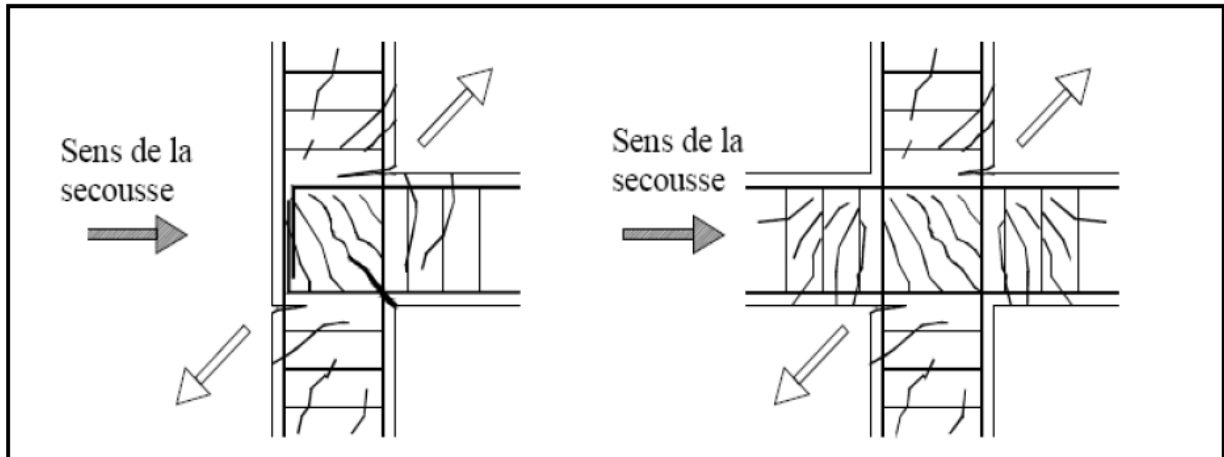


Fig.16 : Fendage de nœud non fretté : En l'absence d'armature transversale convenable, le cisaillement alterné détruit les sections

La rupture par cisaillement de ce qu'il est convenu d'appeler des «colonnes courtes» est une cause majeure d'effondrement lors de tremblements de terre. Il s'agit de colonnes trapues, qui sont souvent encastrées dans de solides poutres ou sommiers, ou qui sont rigidifiées par le remplissage ultérieur d'un cadre .Les poteaux courts d'une manière générale amènent à de graves désordres à l'occasion de séismes, même modérés. Si leur usage ne peut-être évité il est recommandé que des contreventements par voiles ou palées prennent l'essentiel de l'effort horizontal.

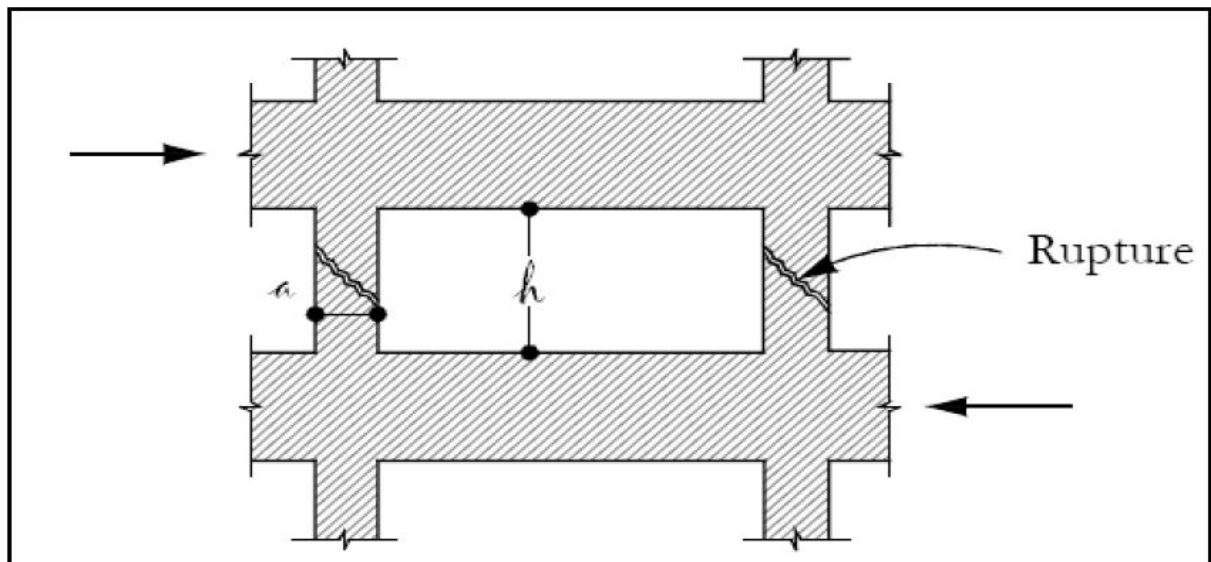


Fig.17 : Rupture d'un poteau court par effort Tranchant



b) Système de voiles :

i) Principe de fonctionnement :

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.

Le système est constitué de plusieurs murs isolés ou couplés, destinés à résister aux forces verticales et horizontales. Les murs couplés sont reliés entre eux par des linteaux régulièrement espacés et adéquatement renforcés.

Les bâtiments avec voiles en béton armé ont montrés un excellent comportement sous l'action sismique même lors des séismes majeurs. Ils ne comportent pas de zones aussi vulnérables tel que les nœuds de portiques et la présence de murs de remplissage n'entraîne pas de sollicitations locales graves.

Les dégâts subis par les voiles sont en général peu importants et facilement réparables. La grande rigidité des voiles réduit par ailleurs les déplacements relatifs des planchers, et par conséquent, les dommages causés aux éléments non structuraux, ainsi que les effets psychologiques sur les personnes. Dans les terrains meubles, les bâtiments en voiles imposent au sol des déformations qui permettent de dissiper une quantité importante d'énergie à laquelle l'ossature est donc soustraite. Par ailleurs, même largement fissurés, les voiles peuvent supporter les planchers et réduire le risque d'effondrement. Toutefois, les voiles non armés ou faiblement armés peuvent subir, en cas de séisme violent, des dommages importants.

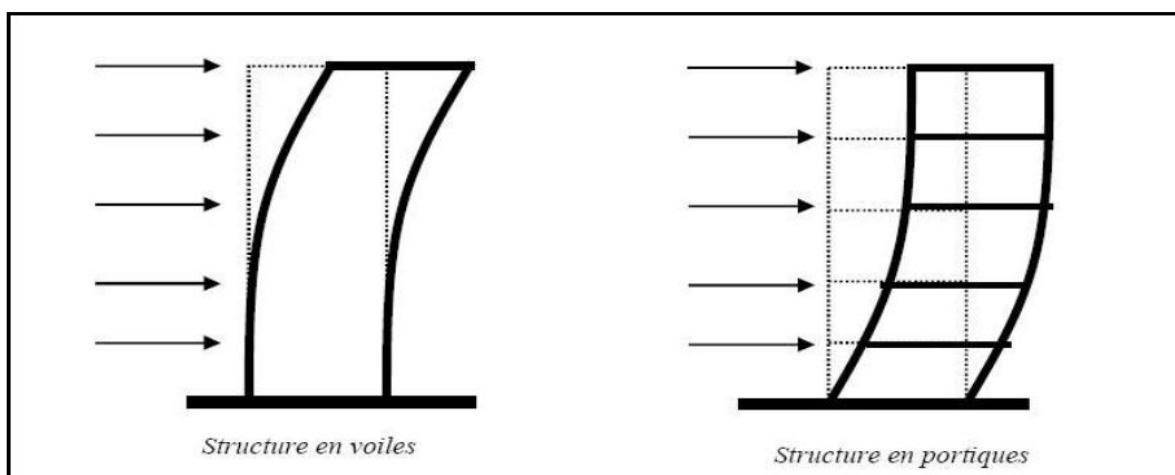


Fig.18 : Etat de déformation d'une structure en voiles et en portiques



Les voiles ou murs de contreventement peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions, dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leurs plans, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.

Par contre, dans la direction perpendiculaire à leurs plans, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales. On doit toutefois renforcer les extrémités des voiles par des poteaux ou des retours d'angle cette mesure est particulièrement recommandée. Elle confère également aux voiles une plus grande résistance dans le domaine élastique (meilleure résistance au flambement des bords comprimés). De plus, après le dépassement de la résistance du voile, l'élément continue à porter les charges par effet de portique.

Les dégâts souvent observés sur les voiles sont des fissures du béton au droit des zones de reprises de bétonnage, un soin particulier doit donc être apporté à leur exécution. La rigidité et la résistance des voiles diminuent avec le nombre et l'importance d'ouvertures, par ailleurs, elles devraient être superposées afin de préserver les trumeaux résistants comme le montre la figure suivante :

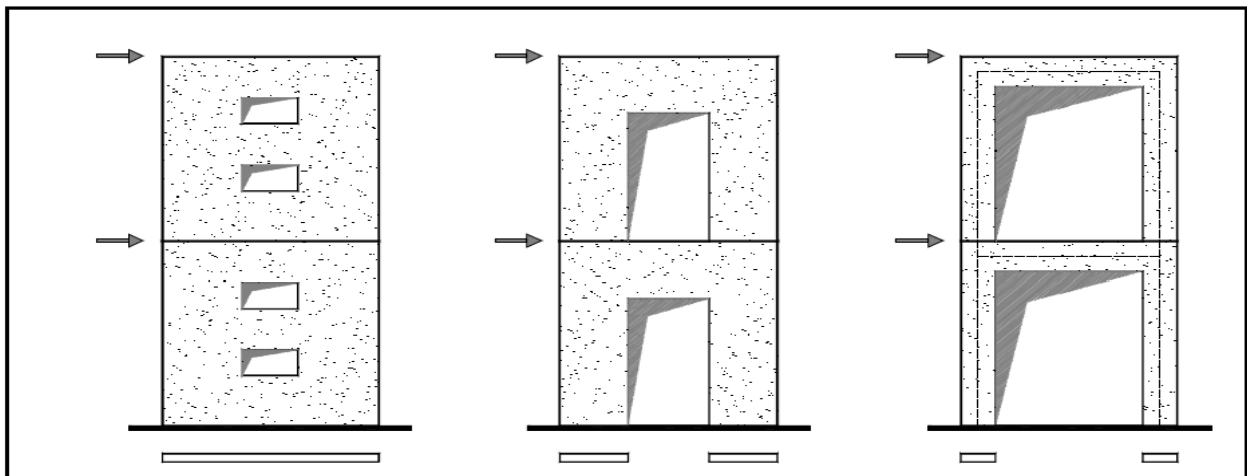


Fig.19 : Diminution de la résistance du voile en fonction du nombre et l'importance des ouvertures

Dans le cas des murs à ouvertures, les rotations subies par les sections horizontales se traduisent par de fortes courbures et, donc, par de fortes exigences de ductilité de linteaux qui seront appelés à dissiper une partie importante de l'énergie par la formation des rotules plastiques. Les linteaux sont fortement sollicités à l'effort tranchant, leur endommagement dépend directement des dispositions d'armatures. Pour le calcul, les linteaux sont traités comme des poutres ou pièces courtes.



Il est parfois possible d'éviter l'exécution d'éléments de construction fortement armés par des choix architecturaux judicieux. Ainsi plutôt que de réaliser deux murs couplés, qui ne donnent comme inertie totale que la somme des 2 inerties individuelles de chaque mur et qui impliquent des poutres de couplage fortement armées, on peut gagner en inertie flexionnelle, en faisant travailler l'ensemble comme une seule poutre, simplement en alternant les ouvertures au lieu de les aligner. Pour la répartition des efforts on ne tient pas compte des ouvertures (refend plein).

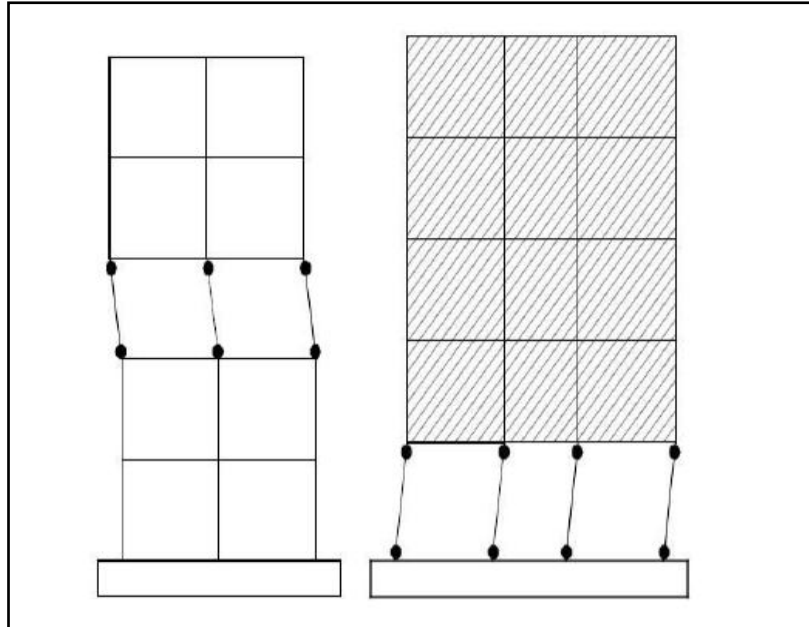


Fig.20 : Formation des rotules Plastiques dans les linteaux

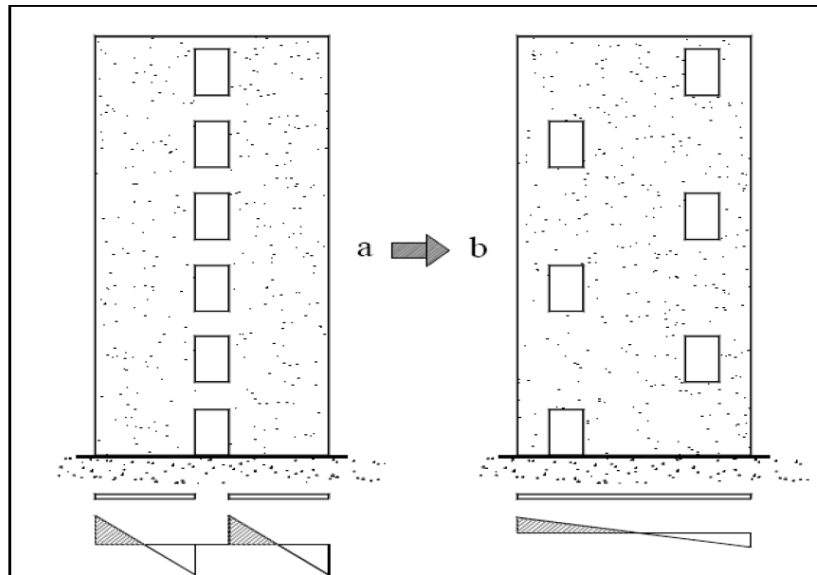


Fig.21 : Refend à ouvertures décalées, elle évite les poutres de couplage



La réalisation des structures en voiles nécessite un coût plus au moins élevé, du fait que la quantité du béton et des aciers de la structure est importante, comparée à celles d'une structure en portiques, ainsi que l'utilisation d'un équipement coûteux tel que l'investissement sur le coffrage (coffrage tunnel, tables et banches, coffrage glissant), grues d'une certaine capacité de levage).

Mais d'un autre côté, un gain considérable dans la durée d'exécution du projet (une réduction dans le temps de décoffrage des planchers), la facilité d'exécution et la possibilité d'amortissement des équipements sur plusieurs blocs réalisés. En plus, de multiples raisons d'ordre structural et économique poussent à promouvoir l'utilisation de ces structures en zone sismique.

ii) Mode de rupture :

Les modes de ruptures des voiles élancés sont représentés sur les figures ci-dessus :

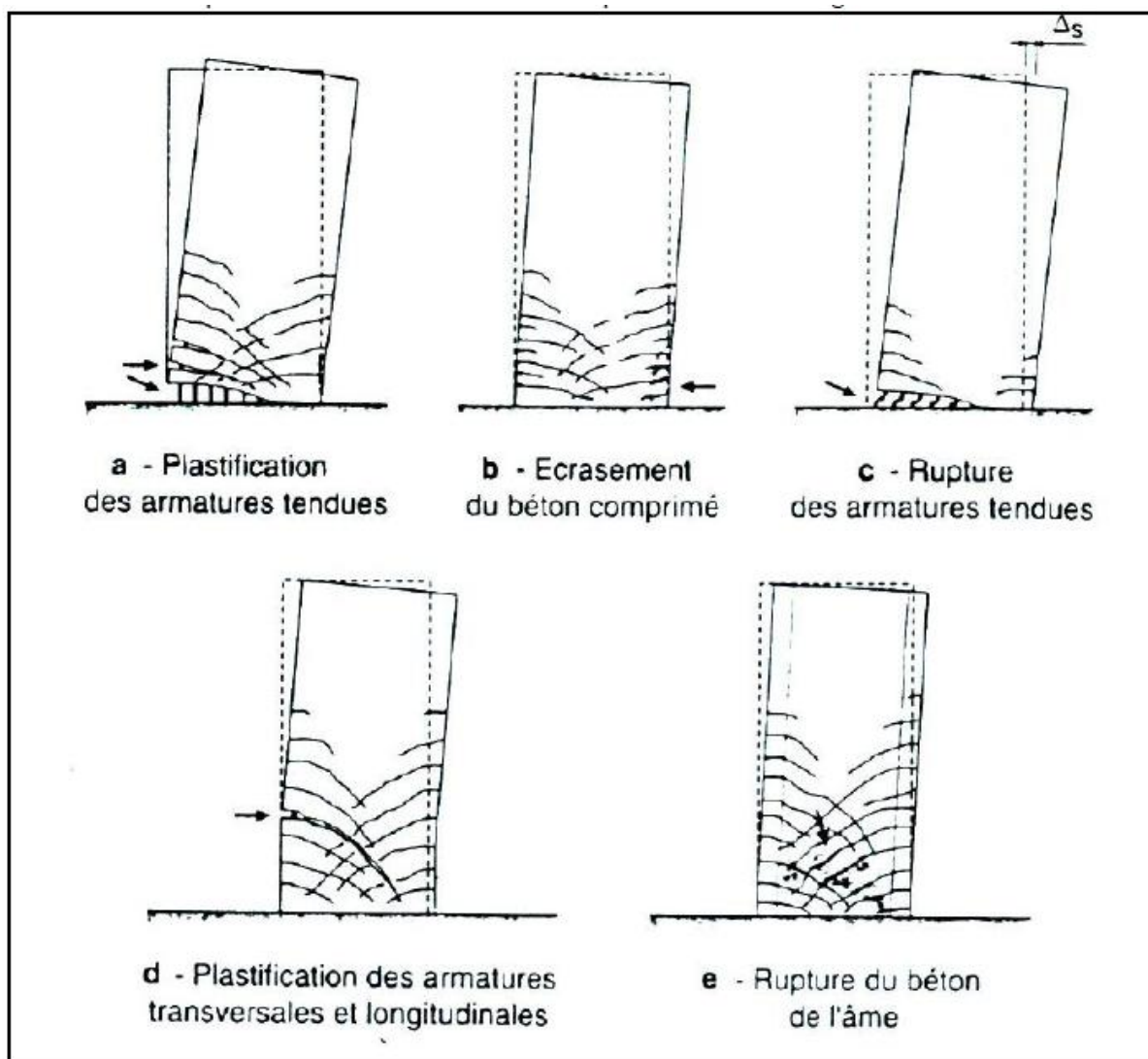


Fig.22 : Modes de rupture



❖ Rupture en flexion :

Mode a : rupture par plastification des armatures verticales tendues et écrasement du béton comprimé.

C'est le schéma de ruine le plus satisfaisant qui correspond à la formation d'une rotule plastique dans la partie inférieure de voile avec une importante dissipation d'énergie. On observe que ce mode de ruine dans les voiles très élancés soumis à un effort normale de compression faible et à cisaillement modéré.

Mode b : rupture par écrasement du béton. Ce mode de ruine se rencontre pour les voiles assez fortement armés soumis à un effort normal important. Le mode b est moins ductile que le mode a, surtout dans le cas d'une section rectangulaire.

Mode c : rupture fragile par ruptures des armatures verticales tendues. C'est un mode de rupture qui se rencontre dans les voiles faiblement armés, lorsque les armatures verticales sont essentiellement réparties et non concentrés aux extrémités. La ductilité et la capacité d'absorption d'énergie peuvent être améliorées en concentrant les armatures verticales aux extrémités.

❖ Rupture en flexion – Effort tranchant:

Mode d : rupture par plastification des armatures verticales de flexion et des armatures transversales.

C'est ce qui se produit dans les voiles moyennement élancés où la flexion n'est plus prépondérante et où les armatures horizontales sont insuffisantes.

❖ Rupture par effort tranchant :

Mode e : rupture des bielles de compression développées dans l'âme du voile. On observe dans les voiles munis de raidisseurs fortement armés longitudinalement et transversalement et soumis à des cisaillements élevés.

c) Système mixte voiles-portiques :

Dans certains cas ou les voiles ne suffisent plus à assurer le contreventement pourvu que les charges verticales sont, à 80% et plus, prises par les portiques. 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.

2) Systèmes de plancher :

a) Généralités :

On appelle planchers l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destiné à reprendre les charges d'exploitation ou autres charges permanentes (cloisons, chapes, revêtements...) et à les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs..).

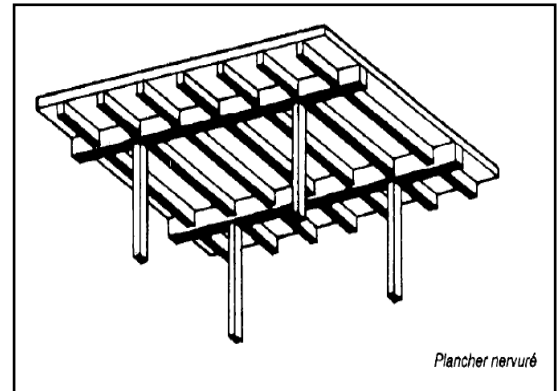


Fig.23 : *Plancher nervuré*

Les planchers peuvent être constitués d'un ou de plusieurs des éléments suivants :

- Dalles
- Nervures ou poutrelles
- Poutres
- linteaux

Les planchers ou les dalles se composent de trois parties distinctes :

- la partie portante
- le revêtement
- le plafond

La partie portante doit résister aux charges transmises par le poids propre et aux surcharges prévues par les règlements en vigueur. Le poids propre comprend, outre le poids de l'élément porteur lui-même, le poids du revêtement et celui du plafond. Les surcharges à admettre, dans le calcul des planchers, sont fixées par NF P 06-001 et NF P 06-004 du règlement BAEL 91 Révisé 99

Le choix d'un système de plancher approprié est une décision économique importante pour les immeubles de grande hauteur. Ce choix dépend de plusieurs paramètres, parmi les quels on trouve :

- L'utilisation du bâtiment : par exemple, dans les bâtiments résidentiels, les dimensions des appartements permettent le rapprochement des poteaux et des voiles, diminuant ainsi les



- portées des dalles. Par contre, les immeubles modernes à différents usages nécessitent des espaces ouverts dépourvus d'éléments structurels.
- La facilité et la rapidité de la construction jouent également un rôle dans la sélection du système de plancher.
- Si le bâtiment est exposé à des forces horizontales, le plancher doit assurer la fonction de diaphragme (assez rigide pour la transmission des charges).

b) Exemples de planchers :

Il y a une multitude de systèmes de plancher dans le domaine de construction. Les plus courants sont développés dans les paragraphes suivants:

- Plancher-dalle (ou champignon) : sans poutres ni nervures.
- Plancher à poutres dans une direction et dalles portant dans la direction perpendiculaire.
- Plancher à poutres croisées perpendiculaires 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.

b.1) Plancher dalle :

i) Définition :

Un plancher-dalle est un plancher à sous-face horizontale, sans aucune retombée pour les poutres et s'appuyant directement sur les poteaux avec éventuellement un épanouissement de ces derniers en forme de chapiteau ayant pour but de réduire la portée de la dalle, d'accroître la rigidité et d'éviter le poinçonnement au droit du poteau; ils sont alors dénommés planchers champignons.

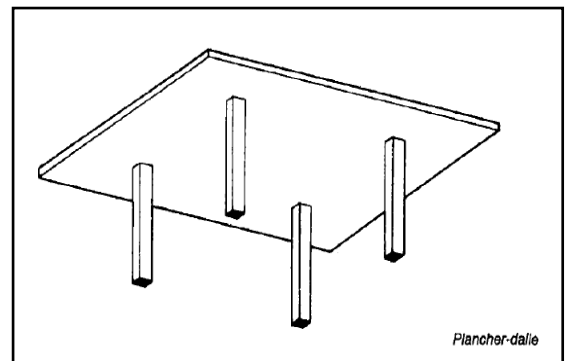


Fig.24 : *Plancher dalle*

Les avantages de ces planchers sont les suivants :

- Simplicité des coffrages, en dehors de ceux des chapiteaux ;
- Absence de poutres avec retombée, ce qui facilite, dans une certaine mesure, l'éclairage des locaux et le passage des canalisations.

L'intérêt économique résulte dans la simplicité du coffrage et de la possibilité de son emploi car, en général, ces planchers consomment plus de béton et plus d'acier que les planchers avec dalles, poutrelles et poutres apparentes.



Cet intérêt ne peut d'ailleurs exister que :

- Si l'on a un assez grand nombre de panneaux continus dans chaque sens ;
- Si tous les panneaux ont une forme rectangulaire ne différant pas trop du carré ;
- S'il n'y a pas de trous ou de trémies de grandes dimensions

ii) Calcul :

Une méthode de calcul de ce type de plancher est donnée en annexe E4 des Règles BAEL91. Elle consiste à considérer un fonctionnement en portique, dans les deux directions indépendamment l'une de l'autre et pour chaque file de poteaux.

Les dalles de chaque niveau, comprises entre deux plans parallèles verticaux à la direction étudiée et situées à mi-distance des axes de poteaux représentent les traverses du portique.

b.2) Dalles pleines :

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

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

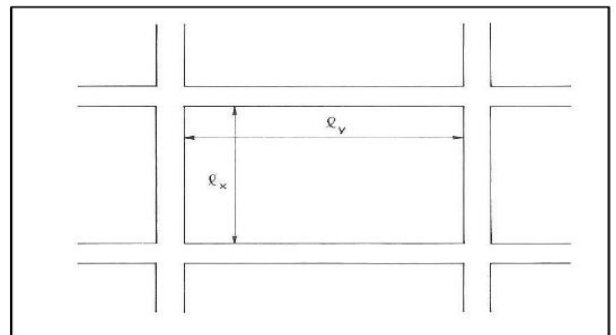


Fig.25 : Portée d'une dalle pleine

Les portées l_x et l_y d'un «panneau» de dalle sont mesurées entre les nus des appuis:

- Si $0,4 \leq \frac{l_x}{l_y} = \alpha \leq 1$, la dalle est considérée comme portant dans deux directions.
- Si $\alpha \leq 1$, la dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de sa petite portée.

i) Epaisseur de la dalle :

Elle résulte des conditions:

- Résistance à la flexion :
 - pour une dalle pleine portant sur deux appuis :
 - Travée isostatique : $h > l/20$
 - Travée continue : $h > l/28$



- pour une dalle pleine portant sur 4 appuis : $h > l/40$ à $l/50$ avec l : portée principale de la dalle.
- Isolation acoustique $\geq 20\text{cm}$
- Rigidité ou limitation de flèche $\sim 1/500$
- Sécurité en matière d'incendie : -7cm pour une heure de coupe-feu
- 11cm pour deux heures de coupe-feu.

La dalle pleine coulée sur place présente deux inconvénients principaux : une durée de mise en œuvre importante provoquée par la mise en place et le retrait des coffrages et par la confection de l'armature, et surtout un poids élevé nécessitant des fondations conséquentes, en particulier pour les immeubles comportant de nombreux étages.

ii) Poutres :

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

La hauteur h de la poutre dépend du chargement de la poutre en question :

- Poutre chargée des deux cotés : $h \geq L/10$
- Poutre chargée d'un seul coté : $h \geq L/12$
- Poutre non chargé : $h \geq L/16$

L : portée de la poutre

On peut également augmenter la largeur si on en aura besoin.

b.3) *Les planchers à poutrelles et entrevous*:

Les hourdis de brique ou de béton, par rapport à la dalle pleine, permettent d'alléger sensiblement la construction, mais au prix d'un temps de main d'œuvre entraînant un coût de réalisation souvent excessif. Cette technique nécessite en effet la mise en place préalable d'une série de poutres rapprochées entre lesquelles sont posés manuellement un grand nombre des hourdis.

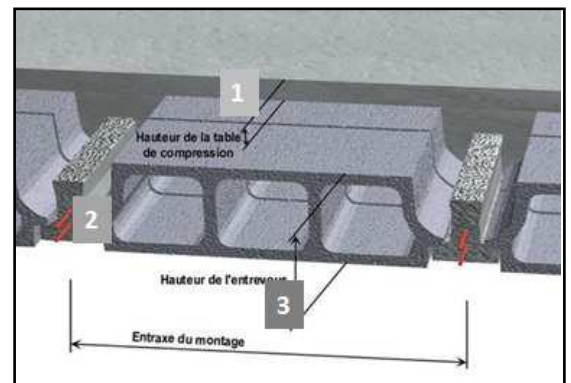


Fig.26 : Plancher à poutrelles et entrevous



En outre la sous-face de l'ouvrage composée d'éléments de textures différentes rend les travaux de finition malaisés.

1 : Dalle de compression

2 : Corps creux

3 : Poutrelle

b.4) Dalles alvéolées :

Les dalles alvéolées sont des éléments en béton armé ou précontraint, comportant des alvéoles longitudinales. Préfabriquées en usine, elles sont posées jointivement et clavées par un mortier de jointement.

La sous-face est en général lisse permettant l'application de peinture sans enduit spécial. La face supérieure peut être rugueuse pour recevoir une dalle collaborante armée d'un treillis soudé, d'épaisseur 5 à 6 cm, coulée sur chantier.



Fig.27 : Dalle alvéolée

- Les largeurs courantes sont 1,20 m et 0,60 m.
- Les épaisseurs, fonction de la portée et des charges appliquées, varient de 0,16 m à 0,40 m.
- L'ordre de grandeur des portées est de 50 fois l'épaisseur.
- Les bétons utilisés ont des résistances de l'ordre de 25 à 35 MPa à moins d'un jour, lors de la mise en précontrainte et de 50 à 70 MPa à 28 jours.

Pour la réalisation des planchers, les dalles alvéolées sont posées les unes contre les autres, de manière jointive, et clavetées par du béton. La mise en œuvre est très rapide et s'effectue généralement sans étais ni échafaudages, les dalles reposant seulement par leurs deux extrémités sur des poutres de rive préalablement mises en place.

Avantages:

- Economie de fourniture et de poids (influence sur les fondations, sur l'épaisseur des planchers),
- Meilleure qualité liée à la fabrication sous contrôle en usine,
- Rapidité de fabrication, gains sur les délais d'exécution des planchers,



- Moindre étaielement (pas d'étaielement sauf pour les grandes portées),
- Suppression de tous coffrages.

Inconvénients:

- Coûts de transport élevés si l'usine est loin du chantier,
- Nécessité de disposer de moyens de levage importants pour les éléments de grande portée,
- Limitation des porte-à-faux,
- Percements ou trémies limités en position et taille.

III. CONCEPTION ET PRÉDIMENSIONNEMENT :

1) Conception :

Tous les systèmes porteurs peuvent être utilisés dans la construction parasismique, il faut donc faire un choix judicieux, efficace et fonctionnel.

La conception a été faite de façon à pouvoir respecter les contraintes architecturales et les règles de conception parasismique tout en essayant d'avoir le maximum de symétrie possible, et ce pour ramener au plus le centre de torsion au centre de masse.

Le bâtiment présente une hétérogénéité architecturale entre le rez-de-chaussée et les étages ce qui implique une réduction importante des emplacements probables des voiles en BA.

D'autre part, le comportement des voiles sous séismes est généralement excellent ; même fortement fissurés, ils résistent à l'effondrement et préviennent ainsi la chute des planchers sur les occupants.

On considère donc une structure avec un contreventement par voiles.

La structure porteuse est identique pour tous les étages sauf pour le sous sol, la soupenne et le rez-de-chaussée.

Le bâtiment a été subdivisé en plusieurs axes selon les deux directions X et Y.

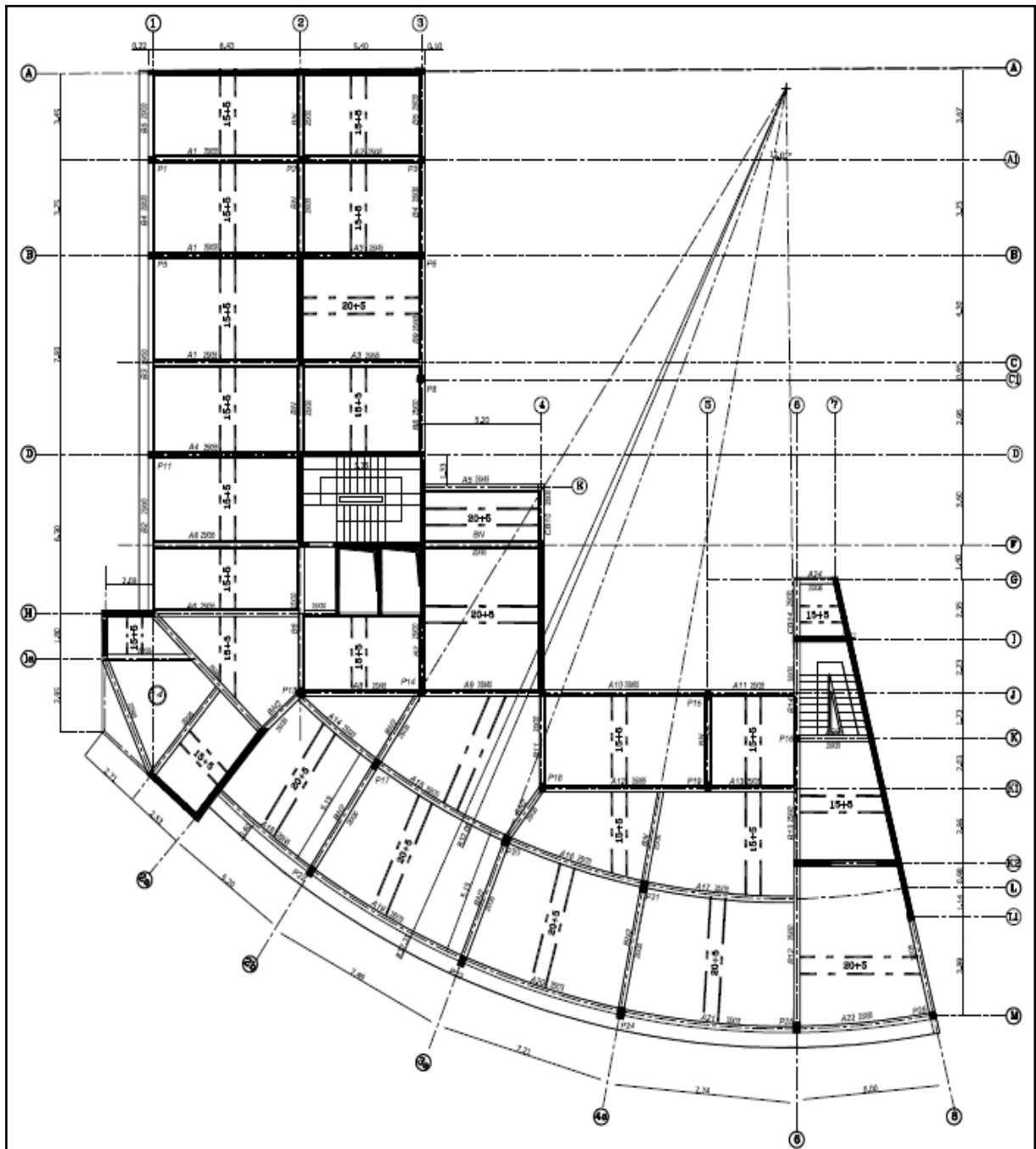


Fig.28 : Plan de coffrage étage courant

2) Prédimensionnement des éléments de structure :

a) Dalles :

❖ Choix de type de dalle :

Pour le Plancher haut du sous sol, vu qu'on ne cherche pas le confort acoustique, on optera pour des dalles pleines.



Pour les autres planchers du bâtiment, on optera pour des dalles à corps creux préfabriqués, pour les raisons suivantes :

- Gain important du temps de réalisation ;
- Facilités de stockage, de transport et de mise en œuvre ;
- Economie importante en béton ;
- Légèreté par rapport à la dalle pleine ;
- Meilleure isolation thermique et acoustique.

❖ Détermination de l'épaisseur :

Pour la dalle pleine du sous sol :

- Dalles reposant sur deux appuis : $e > L_x/35$ à $L_x/30$.
- Dalles reposant sur trois ou quatre appuis : $e > L_x/50$ à $L_x/40$.

L_x : est la petite portée.

On prend alors des épaisseurs de 12, 14 et 16 cm.

L'épaisseur du plancher en hourdis est déterminée à partir de la condition de flèche :

$$e \geq L/22,5$$

Où e : l'épaisseur totale du plancher.

L : la portée maximale entre nus d'appuis.

Ainsi, d'après les éléments préfabriqués disponibles dans le marché, on adopte des planchers d'épaisseurs 20 cm (15+5) et d'autres d'épaisseurs 25 cm (20+5).

b) Poutres :

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

Les dimensions de la section transversale de la poutre, b et h étant respectivement la largeur et la hauteur, doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $b/h \geq 0.25$
- $b \geq 200$ mm
- $b \leq b_c + h_c / 2$

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

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

Selon les règles de prédimensionnement des poutres, on doit avoir :

$$h > \frac{L}{16} \text{ à } \frac{L}{10}$$



Avec :

h : la hauteur de la poutre.

L : la portée entre nus d'appui de la poutre.

Dans notre cas, et pour plus de sécurité, on a fixé les hauteurs des poutres à $\frac{L}{12}$ arrondie à 5cm près.

La largeur des poutres a été fixée à 25 cm.

***N.B :** Les sections des poutres sont précisées dans les plans de coffrages présentés dans l'annexe.*

c) Poteaux :

D'après la descente de charges, les dimensions des poteaux sont choisies en utilisant la relation :

$$a \times b \geq \frac{N_u}{10} \text{ ou } \frac{N_u}{12}$$

d) Voiles :

Selon l'article 7.3.1.4.1 du RPS 2000, 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.

Pour notre bâtiment, $h_e=2,80\text{m} \rightarrow e = 15\text{cm}$.

On fixera alors l'épaisseur des voiles à **20 cm** pour tous les voiles sauf ceux des escaliers où on prend une épaisseur de **25 cm**.



IV. MÉTHODE DE CALCUL SISMIQUE :

1) Introduction :

Sauf circonstances exceptionnelles, comme lorsqu'il s'accompagne d'un raz-de-marée ou met en mouvement des masses instables de roches ou de glace, le séisme n'est dangereux pour les vies humaines qu'au travers de ses effets destructeurs dans les structures. En fait, la quasi-totalité des pertes matérielles ou économiques qu'il entraîne sont la conséquence directe ou indirecte, des dommages qu'il inflige aux constructions et à leur contenu. L'essentiel de la protection contre les séismes réside donc dans la réalisation d'ouvrages capables de résister à leurs effets les plus destructeurs.

Il est nécessaire donc que la préoccupation parasismique soit intégrée dès les premières phases de la conception du projet et qu'elle devienne un réflexe, de façon à réduire et 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.

2) Comportement des bâtiments vis-à-vis d'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.



Fig.29 : Mode de ruine des constructions à l'effet du séisme

3) Règlement parasismique marocain :

Le règlement parasismique marocain RPS2000 définit la méthode d'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 sismiques. 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.

Les objectifs essentiels du «Règlement de Construction Parasismique (RPS 2000)» visent à :

- Assurer la sécurité du public pendant un tremblement de terre ;
- Assurer la protection des biens matériels.

4) 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.

5) Méthodes de calcul :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant plusieurs méthodes dont :

- La méthode sismique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.

a) Méthode statique équivalente :

❖ Principe :

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

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante.
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire des secousses sismiques majeures.



❖ *Modélisation :*

- Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux directions puissent être découplés
- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non assurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

❖ *Conditions d'application de la méthode statique équivalente :*

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

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

- **Régularité en plan :**

- Le bâtiment présente sensiblement une symétrie orthogonale aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité et le centre de masses ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport (longueur/largeur) du plancher inférieure à 4.
- La somme des dimensions des parties rentrantes ou oscillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.
- Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considéré comme indéformables dans leur plan. Pour cela la surface totale des ouvertures de plancher doit être inférieure à 15% de celle de ce dernier.



- Régularité en élévation :

- Le système de contreventement ne doit pas compter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmet pas directement à la fondation.
- Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement, sans changement brusque, de la base au sommet du bâtiment.

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.

b) Méthode modale spectrale :

Le principe de cette méthode est de rechercher, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets qu'engendrent les forces sismiques dans la structure, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets seront combinés pour avoir la réponse de la structure.

La méthode la plus couramment employée pour le calcul dynamique des structures est basée sur l'utilisation de spectre de réponse.

L'approche dynamique est aussi basée sur un calcul direct en fonction du temps par l'utilisation d'accélérogrammes adaptés au site de la construction.

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

- Un spectre de réponse caractérise la sollicitation sismique.
- La structure est supposée à comportement élastique ce qui permet le calcul des modes propres.
- La réponse d'une structure est prépondérante au voisinage des fréquences de résonance.
- 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 PS 92 6.6.2.2 :

- Atteindre la fréquence minimale 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 l'apport des modes supérieurs est négligeable.

Ou bien :

La suite des modes peut être interrompue avant la fréquence de 33 Hz (période de 0,03 s) à condition que la somme des masses modales représente au moins 70 % de la masse totale vibrante M .

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 combinées de façon à restituer l'ensemble des effets du séisme réel.

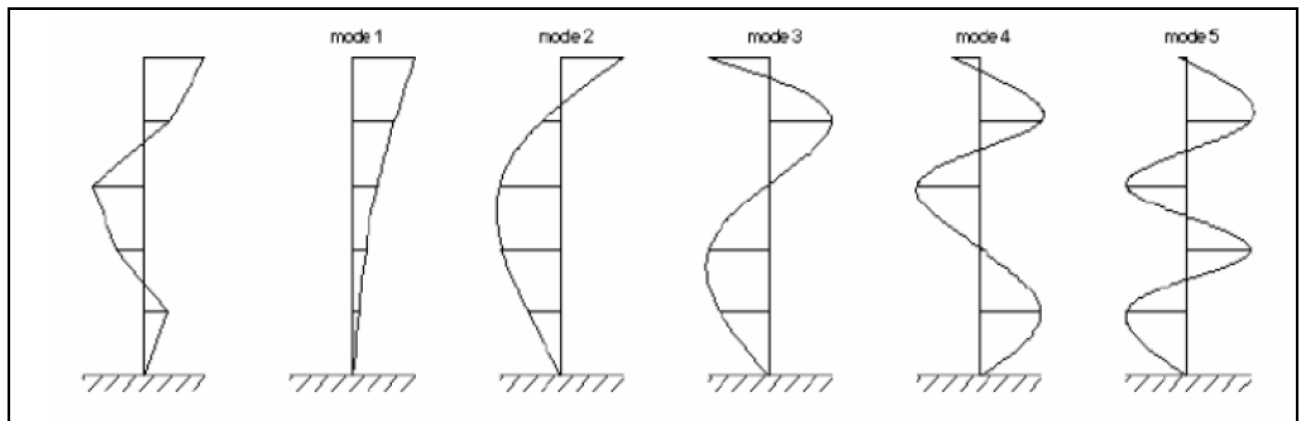


Fig.30 : Déformée réelle et déformée modales des 5 premiers modes

6) Hypothèses de calcul sismique :

a) Vérification de la régularité :

Notre structure ne répond pas aux conditions de régularité en plan, on va donc effectuer les calculs en se basant sur la méthode d'analyse modale pour trouver les sollicitations sismiques sur notre bâtiment ainsi que sa réponse et son comportement vis-à-vis du séisme.



b) Données sismiques :

Toutes les hypothèses, les valeurs de calcul parasismique de cette partie et les mentions des numéros d'article, de figure ou de tableau sont issues du règlement parasismique de construction **RPS 2000**.

❖ Classification du bâtiment :

Notre bâtiment est à usage de bureau et laboratoire, on est donc dans la classe II. D'où le coefficient d'importance ou de priorité I à prendre est de 1 (Tableau 3.1, p8 du RPS 2000).

❖ Coefficient d'accélération :

Ce coefficient est le rapport entre l'accélération maximale du sol et l'accélération de gravité g . Le coefficient d'accélération A dépend de la zone dans laquelle se trouve la structure. Le RPS2000 divise le Maroc en 3 zones de sismicité équivalente avec une probabilité d'apparition de 10% dans 50ans.

Notre projet se situe à Oujda, donc selon le zonage sismique du Maroc (Figure 5.2, p28 du RPS 2000), on est dans la zone II, et donc on a un coefficient d'accélération de 0.08.

❖ La ductilité :

La ductilité d'un système structural traduit sa capacité de dissiper une grande partie de l'énergie sous des sollicitations sismiques, par des déformations inélastiques sans réduction substantielle de sa résistance. La ductilité dépend des caractéristiques des matériaux de la structure, des dimensions des éléments et des détails de construction.

Puisque notre bâtiment s'inscrit dans la classe II, et puisqu'on a un coefficient d'accélération de 0.08, alors on a le niveau 1 de ductilité ND1 (Tableau 3.2, p10 du RPS

2000) représentant les structures peu ductiles. 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.



❖ *Facteur de comportement :*

Le facteur de comportement, ou coefficient de ductilité K , caractérise la capacité de dissipation de l'énergie vibratoire de la structure qui lui est transmise par les secousses sismiques. Ce coefficient est donné en fonction du type du système de contreventement et du niveau de ductilité choisi (Tableau 3.3, p10 du RPS 2000).

Pour notre cas, on a un système de contreventement par voiles, donc $K = 1,4$.

❖ *L'amortissement :*

L'amortissement représente les frottements internes développés dans la structure en mouvement. Il est défini par un coefficient ξ représentant un pourcentage e d'un amortissement critique.

Dans notre cas, le bâtiment qu'on a étudié est une structure en béton armé avec murs extérieurs lourds et cloisons, donc $\xi = 5\%$ (Tableau 3.4, p11 du RPS 2000).

❖ *Propriétés des matériaux structuraux :*

Pour le béton, on a pris une résistance à la compression σ_{28} de 25MPa, supérieure au seuil donné par le RPS200 qui est de 22 MPa. Quant à l'acier, on a adopté des armatures pour béton armé à haute adhérence avec une valeur supérieure de la limite d'élasticité f_e de 500 MPa. Enfin ; on a adopté un coefficient de sécurité $\gamma_s = 1.15$.

❖ *Facteur d'amplification :*

Le facteur d'amplification qualifie le comportement de la structure en fonction de sa période de vibration. Ce facteur est donné par le spectre de réponse du bâtiment en fonction du site et de la période fondamentale T du bâtiment. (Figure 5.3, p28 bis du RPS 2000)

Pour notre cas, ce facteur a été calculé automatiquement par le logiciel ROBOT et a été introduit automatiquement dans le calcul dynamique.

❖ *Coefficient de masse partiel :*

La combinaison fondamentale des actions à considérer pour le calcul des sollicitations et la vérification des états limite, fait intervenir la charge d'exploitation avec un coefficient ψ .

Ce dernier est égal à 0.2 pour notre immeuble (Tableau 6.1, p31 du RPS 2000).

**❖ Résumé :**

<i>Classe du bâtiment</i>	Classe II
<i>Coefficient de priorité I</i>	I = 1
<i>Coefficient d'accélération A</i>	0,08
<i>Niveau de ductilité</i>	ND1
<i>Facteur de comportement</i>	1,4
<i>Amortissement</i>	5%
<i>Zonage</i>	Zone 2
<i>Coefficient du site</i>	S = 1,2
<i>Coefficient de masse partiel</i>	0,2

Tab.2 : Données du calcul sismique**V. MODÉLISATION ET VÉRIFICATION :****1) Etapes de la modélisation :**

L'objet de cette partie est la modélisation de la structure à l'aide de CBS pro et de Robot Millenium.

La modélisation de notre structure a été faite en suivant les étapes ci-dessous:

- Modélisation de la structure sur CBS, saisie des données géométriques et des chargements statiques.
- Calcul statique (descente de charges) effectué sur CBS.
- Export de la structure vers Robot Millenium.
- Maillage de la structure sur Robot Millenium.
- Calcul dynamique effectué sur Robot Millenium.

On a pris en compte les cas de charge suivants :

Cas 1 : poids propre de la structure, pris automatiquement par la structure.

Cas 2 : charges permanentes.

Cas 3 : charges d'exploitation.



Cas 4 : analyse modale.

Cas 5 : sismique-direction X.

Cas 6 : sismique- direction Y.

Pour les cas 4, 5 et 6, on définit les paramètres suivants :

- Norme sismique : RPS 2000.
- Méthode de calcul : Avancée.
- Nombre de modes : 18.
- Zone sismique, coefficient du site, coefficient de comportement, classe de la structure et l'amortissement. (voir les hypothèses de calcul).
- On considère les combinaisons CQC (combinaisons quadratiques complètes).

2) Saisie de la structure :

On saisit les poteaux et les voiles d'abord, puis les poutres et ensuite les dalles en précisant le sens de portée. On copie les étages en faisant des modifications si nécessaire et enfin on met le chargement surfacique (G et Q).

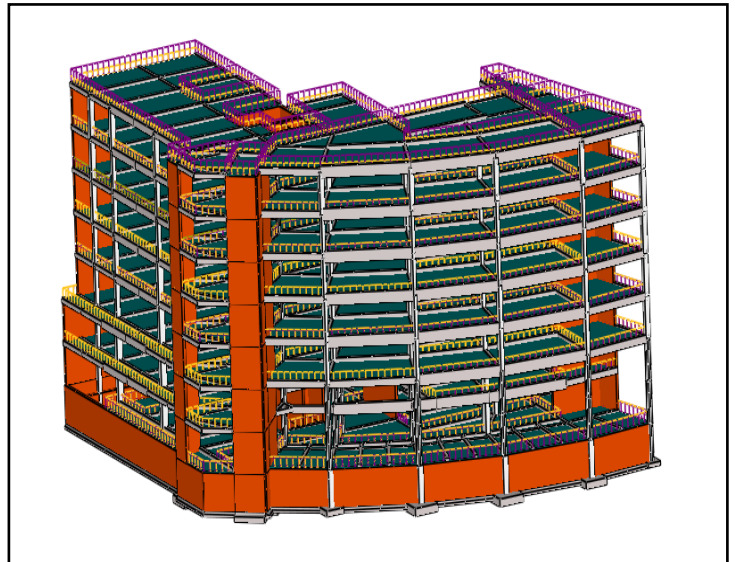


Fig.31 : Vue de la structure 3D

3) Descente de charge :

L'objectif est de déterminer la charge au niveau de chaque poteau et finalement les charges qui arrivent aux fondations.

**a) Manuelle :****❖ Définition des charges par plancher :**

(1) La charge permanente G apportée par la terrasse est définie comme suit :

Elément	Charge (Kg/m ²)	
	15+5	20+5
Dalle	280	325
Forme de pente	220	
Etanchéité	12	
Revêtement (carrelage céramique)	88	
Enduit / Faux plafond	30	
G	630	675

Tab.3 : Détails de la charge permanente apportée par la terrasse

(2) La charge permanente G apportée par les étages, le RDC et la soupenne est définie comme suit :

Elément	Charge (Kg/m ²)	
	15+5	20+5
Dalle	280	325
Cloisons	50	
Revêtement (carrelage céramique)	160	
Enduit / Faux plafond	30	
G	520	565

Tab.4 : Détails de la charge permanente apportée par les étages, le RDC et la soupenne

(3) La charge permanente G apportée par le plancher haut du sous sol est définie comme suit :



Elément	Charge (Kg/m ²)	
	e = 12 cm	e = 14 cm
Dalle	300	350
Cloisons	50	
Revêtement (carrelage céramique)	160	
Enduit	30	
G	540	590

Tab.5 : Détails de la charge permanente apportée par le sous sol

(4) On a affaire à une terrasse accessible, donc : $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$.

(5) Tous les étages sont à usage bureaux, donc : $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$.

(6) Dans le rez-de-chaussée et l'entre sol on trouve des laboratoires, donc : $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$.

On récapitule les charges dans le tableau suivant :

	Charge permanente G (Kg/m ²)		Charge d'exploitation Q (Kg/m ²)
	Dalle 15+5	Dalle 20+5	
PH 5 ^{ème} (terrasse)	630 ⁽¹⁾	675 ⁽¹⁾	150 ⁽⁴⁾
PH 4 ^{ème}	520 ⁽²⁾	565 ⁽²⁾	250 ⁽⁵⁾
PH 3 ^{ème}	520	565	250
PH 2 ^{ème}	520	565	250
PH 1 ^{er}	520	565	250
PH RDC	520	565	250
PH soupente	520	565	250 ⁽⁶⁾
PH sous sol	e = 12 cm	e = 14 cm	250
	540 ⁽³⁾	590 ⁽³⁾	

Tab.6 : Charges apportées par les planchers

❖ **Calcul des charges transmises aux poteaux :**

Les surfaces d'action sont calculées manuellement sur le schéma (sur les fichiers Autocad).



On exposera d'abord la démarche de calcul pour un seul poteau, puis on donnera les résultats des autres poteaux sous forme de tableaux.

- **Méthode de calcul :**

En premier lieu, on a regroupé les résultats des charges de chaque plancher sur le poteau, puis on a calculé les charges cumulées du niveau supérieur (PH 5^{ème}) jusqu'au niveau inférieur (PH sous sol), en distinguant la charge permanente et la charge d'exploitation.

Pour chaque niveau, on calculé l'effort normal ultime N_u à l'aide de la combinaison des charges :

$$N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

On applique à cet effort une majoration en le multipliant par un coefficient de correction C_c :

$$N_u = (1.35 * G + 1.5 * Q) * C_c$$

En se basant sur le résultat de cette relation, on a prédimensionné les sections des poteaux à partir de la relation :

$$a \times b \geq \frac{N_u}{12}$$

Où : a et b sont les deux dimensions planes du poteau.

Les sections des poteaux étant déterminées, on a calculé leurs poids propres. Ensuite, on a calculé les totaux des charges permanentes (y compris les poids propres des poteaux) et des charges d'exploitation pour redimensionner les poteaux.

L'exemple étayé ci-dessous est celui du poteau P2 :

Poteau P2 :

❖ **Surface de chargement :**

$$S_c = 21,3 \text{ m}^2$$

❖ **Charge apportée par le plancher terrasse :**

- Charge permanente :

$$G = G_{\text{plancher}} + G_{\text{poutre}}$$

$$G = 0,63 * 21,3 + 2,5 * \left[\frac{6,18}{2} * 0,35 * 0,25 + \frac{5,15}{2} * 0,25 * 0,25 \right]$$

$$G = 14,5 \text{ T}$$

- Charge d'exploitation :



$$Q = 0,15 * 21,3$$

$$Q = 3,19 \text{ T}$$

❖ *Charge apportée par le plancher étage courant, RDC et soupenite :*

- Charge permanente :

$$G = 0,52 * 21,3 + 2,5 * \left[\frac{6,18}{2} * 0,35 * 0,25 + \frac{5,15}{2} * 0,25 * 0,25 \right]$$

$$G = 12,15 \text{ T}$$

- Charge d'exploitation :

$$Q = 0,25 * 21,3$$

$$Q = 5,32 \text{ T}$$

N.B : Même démarche pour la détermination des charges supportées par les autres poteaux.

Poteau P2 :

PH	G	G _{cumulé}	Q	Coeff	Q _{cumulé}	N _u	C _c	N _u corrigé
PH5	14,5	14,5	3,19	1	3,19	24,36	1,1	26,79
PH4	12,15	26,65	5,32	1	8,51	48,74	1,1	53,61
PH3	12,15	38,8	5,32	0,9	13,3	72,33	1,1	79,56
PH2	12,15	50,95	5,32	0,8	17,55	95,1	1,1	104,61
PH1	12,15	63,1	5,32	0,7	21,27	117,09	1,1	128,80
PH RdC	12,15	75,25	5,32	0,6	24,46	138,28	1,1	152,11
PH soupenite	12,15	87,4	5,32	1	29,78	162,66	1,1	178,92

PH	a*b	h	PP _{poteau}	PP _{cumulé}	N _u final (T)
PH5	25x25	2,8	0,44	0,44	27,38
PH4	25x30	2,8	0,52	0,96	54,91
PH3	25x30	2,8	0,52	1,48	81,56
PH2	25x50	2,8	0,87	2,35	107,78
PH1	25x50	2,8	0,87	3,22	133,15
PH RdC	35x55	2,8	1,35	4,57	158,28
PH soupenite	35x55	2,8	1,35	5,92	186,91
PH sous sol	35x55	2,5	1,35	7,27	188,73

Tab.7 : Résultats de la descente de charges manuelle pour le poteau P2

**b) Sur CBS :**

Voici ici les résultats obtenus au niveau 0 de la structure à l'ELU en tonnes :

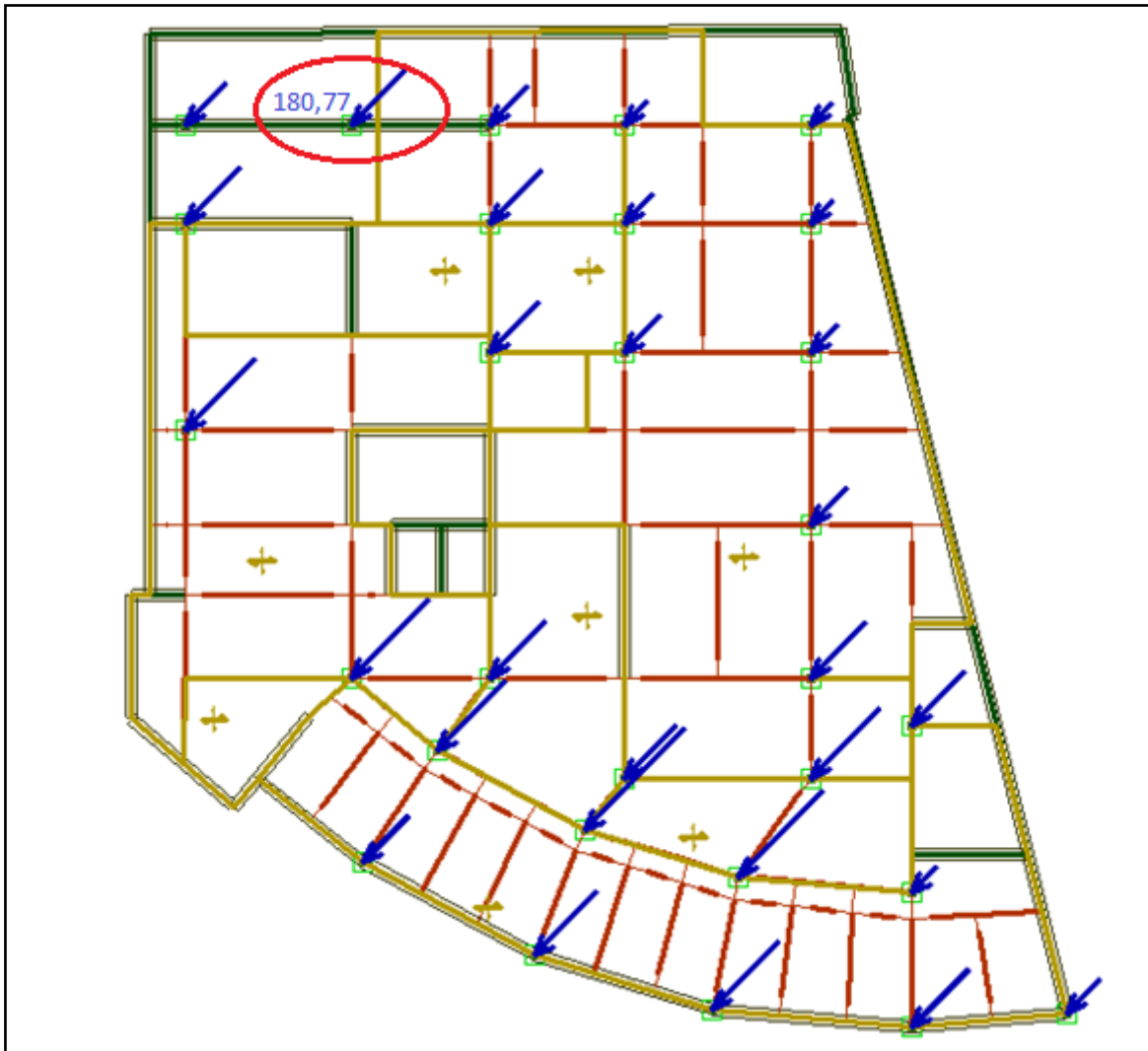


Fig.32 : Résultats de la descente de charges sur CBS pour le poteau P2

⇒ On remarque que l'effort normal obtenu par le logiciel CBS pro, au niveau du sous sol pour le poteau P2, est proche de celui obtenu par le calcul manuel.

On peut considérer ce résultat comme acceptable vu les approximations qu'on adopte lors de la modélisation, néanmoins, le calcul manuel reste le plus fiable.



3) Maillage de la structure :

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

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

- La première étape concerne la définition des panneaux pour lesquelles le maillage par éléments finis sera généré. Ces panneaux modélisant les voiles et les planchers de la structure sont reconnus lors du maillage par leurs contours.
- Lors de la deuxième étape (après la génération du maillage avec ou sans le lancement des calculs), le maillage par éléments finis surfaciques est généré suivant les paramètres définis dans la boîte de dialogue Préférences de l'affaire (option Maillage EF). Les méthodes de génération du maillage par éléments finis sur Robot sont:
 - Maillage simple (méthode de Coons)
 - Maillage complexe (méthode de Delaunay)
 - Sélection automatique de la méthode de maillage (par défaut).

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

Après une longue réflexion et pour palier à ce problème, le maillage est généré dans un deuxième temps par la méthode de Coons, et puis par celle de Delaunay (en décochant dans les paramètres l'option maillage régulier, car les panneaux ne sont pas tous réguliers).

⇒ Le maillage a été enfin généré avec succès.

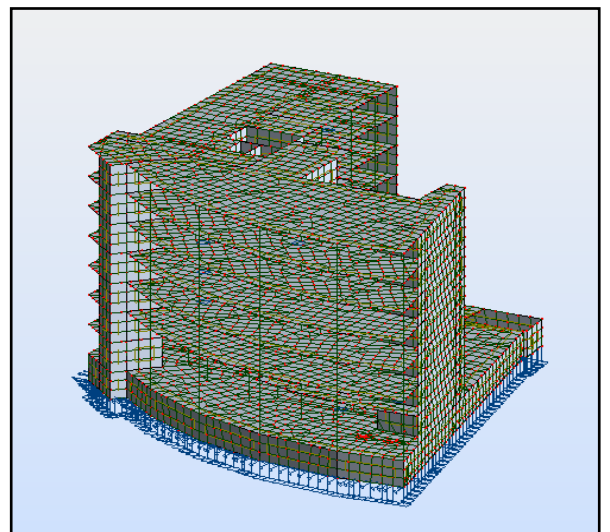


Fig.33 : Maillage de la structure



❖ Description de la méthode de Delaunay :

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

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

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

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

4) Résultats de l'analyse modale :

Afin de satisfaire les exigences réglementaires, il faut mobiliser au moins 90% de la masse de la structure avant d'atteindre la fréquence de coupure 33Hz.

Les résultats pour 18 modes sont montrés dans le tableau suivant:

Mode	Fréquence Hz	Masses Cumulées UX%	Masses Cumulées UY%	Masse Modale UX%	Masse Modale UY%
1	2,31	39,57	5,46	39,57	5,46
2	3,77	49,83	57,49	10,26	52,03
3	7,68	64,65	63,85	14,82	6,36
4	8,63	72,25	64,16	7,60	0,31
5	13,78	74,59	81,79	2,33	17,63
6	14,72	74,72	81,90	0,13	0,11
7	15,26	77,70	81,98	2,99	0,08
8	19,24	80,66	82,01	2,96	0,03
9	21,14	85,49	82,97	4,83	0,97
10	22,64	85,60	83,06	0,10	0,09



11	24,70	85,81	85,37	0,21	2,35
12	25,09	85,87	88,04	0,06	2,61
13	27,35	85,99	88,17	0,12	0,13
14	28,85	87,21	88,40	1,22	0,23
15	30,89	87,93	89,68	0,71	1,29
16	31,56	88,87	89,95	0,93	0,27
17	32,35	89,03	90,24	0,17	0,29
18	32,85	90,90	90,51	1,88	0,27

Tab.8 : Résultats de l'analyse modale

On constate d'après ce tableau des résultats qu'on atteint la somme de 90.90% au 18^{ème} mode pour la direction X et à une fréquence de 32.85 Hz et la somme de 90.51% pour la direction Y.

Les figures ci-dessous montrent la déformée de la structure selon les 3 premiers modes :

➤ **Mode 1** :

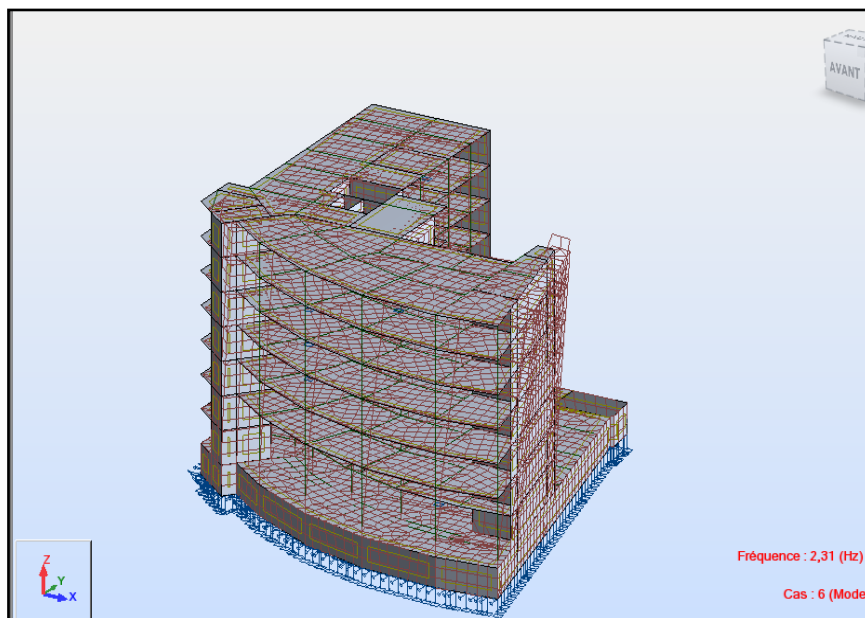


Fig.34 : Déformée du mode 1



➤ **Mode 2 :**

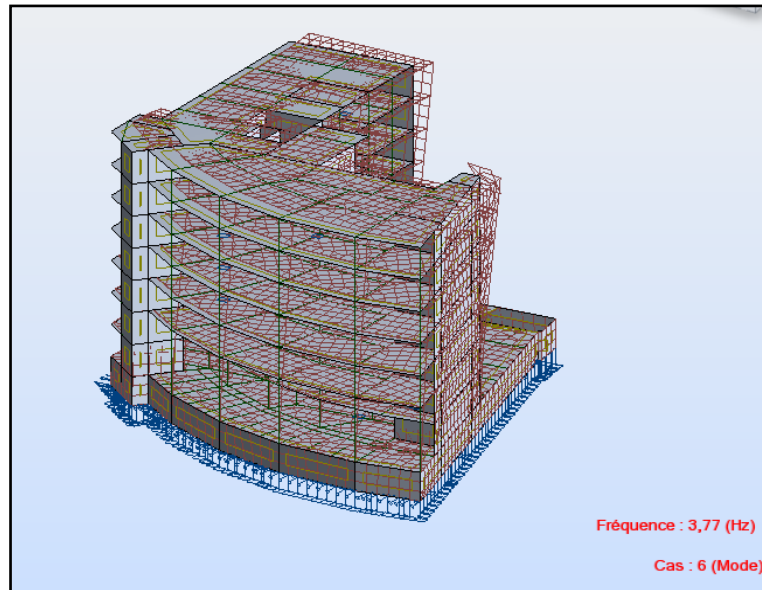


Fig.35 : Déformée du mode 2

➤ **Mode 3 :**

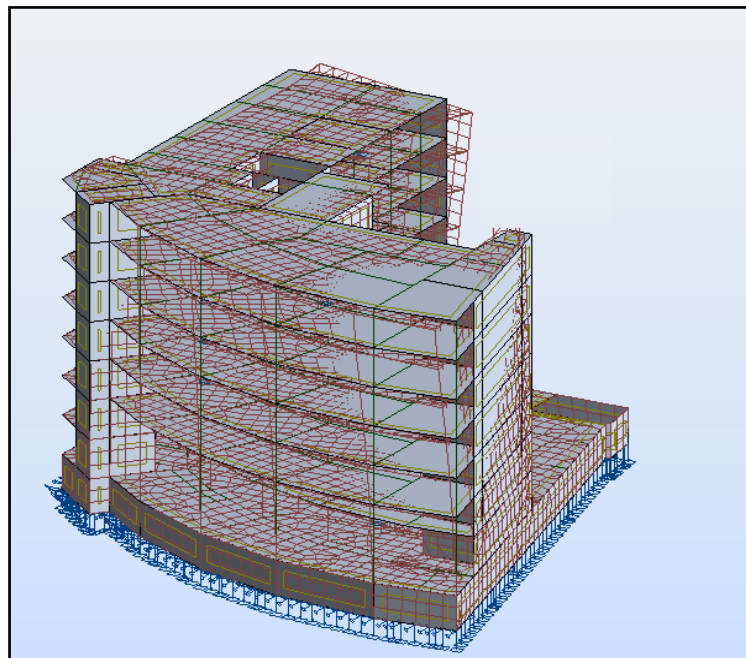


Fig.36 : Déformée du mode 3



5) Vérification de la structure :

a) Vérification des déformations :

Le but est de vérifier que la structure évolue dans le domaine de ses propriétés qui est pris en compte dans le calcul et contenir les dommages structuraux dans des limites acceptables (RPS 2000).

❖ *Déplacements latéraux inter-étages :*

Pour des raisons de fonctionnalité et de limitation du coût résultant des dommages liées aux actions sismiques, les déplacements inter-étages dus au séisme de calcul ne doivent pas dépasser des valeurs limites normatives. Le RPS 2000 limite le déplacement relatif Δe pour les bâtiments de classe II comme suit : $K.\Delta e \leq 0.010 h$

Avec :

h : la hauteur de l'étage considéré.

K : le coefficient de comportement.

Etage	Hauteur	Direction X(cm)		Direction Y(cm)		Déplacement limite (cm)
		U _x	U _y	U _x	U _y	
Sous sol	2,5	0,0	0,0	0,0	0,0	1,78
Soupenite	2,8	0,1	0,0	0,0	0,0	2
RDC	2,8	0,2	0,1	0,1	0,1	2
1 ^{er} étage	2,8	0,3	0,1	0,1	0,1	2
2 ^{ème} étage	2,8	0,4	0,2	0,2	0,2	2
3 ^{ème} étage	2,8	0,5	0,3	0,2	0,3	2
4 ^{ème} étage	2,8	0,6	0,3	0,3	0,3	2
5 ^{ème} étage	2,8	0,7	0,4	0,3	0,4	2

Tab.9 : Vérification des déplacements latéraux inter-étages

D'après le tableau ci-dessus, on trouve que les déplacements inter-étages vérifient la condition préconisée dans le RPS2000.



❖ *Déplacement latéral total du bâtiment :*

Le déplacement latéral total du bâtiment Δg doit être limité à $\Delta g_{\text{limite}} = 0,004.H$

Avec H la hauteur totale de la structure.

Pour notre cas, $H = 22,1\text{m}$

Soit $\Delta g_{\text{limite}} = 0,004 \times 22,1 = 8,84\text{ cm}$.

Les tableaux suivants résument les déplacements latéraux totaux U_x et U_y suivant les deux sens sismiques X et Y :

Direction sismique	Déplacement	Déplacement latéral maximal (cm)	Déplacement latéral limite (cm)
X	U_x	2,8	8,84
	U_y	1,4	8,84
Y	U_x	1,2	8,84
	U_y	1,4	8,84

Tab.10 : Vérification du déplacement latéral total

Le déplacement latéral maximal du bâtiment selon les deux directions X et Y est largement inférieur aux limites imposées par le RPS2000.

b) Vérification de la stabilité :

❖ *Stabilité au glissement :*

Lorsque les constructions sont en pente, il doit être vérifié, par toute méthode scientifique confirmée par l'expérience, que le massif défini par la surface de glissement la plus critique reste stable. Le bâtiment doit être dimensionné pour résister à une poussée de glissement au moins 1,5 fois supérieure aux charges agissant sur le bâtiment.

D'après le rapport géotechnique, le rocher à un niveau presque constant, donc on n'est pas amené à effectuer cette vérification.

❖ *Stabilité au renversement :*

La structure doit être dimensionnée pour résister aux effets de renversement dus 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.



La stabilité est considérée satisfaite si :

$$\theta = \frac{W.K.\Delta_{el}}{V.h} \leq 0,1$$

L'effet du second ordre est à prendre en compte dans le calcul pour :

$$0,1 \leq \theta \leq 0,2$$

La stabilité est non satisfaite si :

$$\theta \geq 0,2$$

Avec :

θ : Indice de stabilité

W : poids au-dessus de l'étage considéré

V : action sismique au niveau considéré

h : hauteur de l'étage

Δ_{el} : Déplacement relatif

K : coefficient de comportement

Etage	Masse (Kg)	Sens X			Sens Y		
		Vx(KN)	Δ_{el}	θ_x	Vy(KN)	Δ_{el}	θ_y
Sous sol	789600,21	2005,42	0	0	2399,27	0	0
Soupenne	429581,47	1923,67	0,1	$1,11.10^{-3}$	2236,87	0	0
RDC	531795,57	1819,56	0,2	$2,92.10^{-3}$	2146,72	0,1	$1,24.10^{-3}$
1 ^{er} étage	422093,82	1734,89	0,3	$3,65.10^{-3}$	2072,13	0,1	$1,02.10^{-3}$
2 ^{ème} étage	422093,87	1671,14	0,4	$5,05.10^{-3}$	1961,92	0,2	$2,15.10^{-3}$
3 ^{ème} étage	420836,98	1586,92	0,5	$6,63.10^{-3}$	1839,28	0,3	$3,43.10^{-3}$
4 ^{ème} étage	420836,93	1449,83	0,6	$8,71.10^{-3}$	1752,79	0,3	$3,6.10^{-3}$
5 ^{ème} étage	427302,47	1307,49	0,7	0,011	1647,39	0,4	$5,18.10^{-3}$

Tab.11 : Calcul de l'indice de stabilité

Le tableau montre clairement que le coefficient θ est inférieur à 0,10 pour tous les étages, donc la stabilité au renversement est vérifiée et il n'existe pas d'effet de second ordre.



VI. DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS EN BA :

1) Ferrailage des poteaux :

Le calcul du poteau présenté dans ce qui suit, est celui du poteau P2 au niveau du sous-sol. En ce qui concerne les autres niveaux, on effectuera un calcul similaire.

Le calcul du poteau sera fait en ne tenant compte que de l'état limite ultime (ELU).

a) Ferrailage longitudinale :

La descente de charges à l'ELU donne un effort normal $N=188,73T$

On considère les dimensions : $axb = 35 \times 55 \text{ cm}^2$

○ Calcul de la longueur de flambement :

Le poteau est encasté dans les fondations, donc : $l_f = 0,7 * l_0$, avec l_0 est la longueur de l'étage correspondant.

Donc : $l_f = 0,7 * 3,5 = 2,45 \text{ m}$

○ Calcul de λ :

$\lambda = l_f / i$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$ et $I = b \times a^3 / 12 = 1,96.10^{-3}$

on trouve : $i = 0,101$, donc : $\lambda = 24,25 \text{ m}^4$

○ Calcul de α :

$$\begin{cases} \alpha = 0,85 / [1 + 0,2 * (\lambda/35)^2] ; \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 * (50/\lambda)^2 ; 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$\lambda \leq 50$ donc : $\alpha = 0,85 / [1 + 0,2 * (\lambda/35)^2] = 0,77$

○ Calcul de la section d'acier :

La section d'acier est calculée en utilisant la relation suivante :

$$A = [(N/\alpha) - (B_r * f_{c28} / 0,9 * \gamma_b)] / (f_e / \gamma_s)$$

$B_r = (0,35 - 0,02) * (0,55 - 0,02) = 0,175 \text{ m}^2$

On trouve: $A = -1,816.10^{-3} < 0$

Puisque cette section est négative, on prend la section minimale.



$$\begin{cases} A_{1\min} = 0,2\% a \cdot b = 3,85 \text{ cm}^2 \\ A_{2\min} = 4\text{cm}^2/\text{ml de périmètre} = 0,0004 \cdot (a+b) \cdot 2 = 7,2 \text{ cm}^2 \\ A_{\max} = 5\% a \cdot b = 96,25 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

On retient alors la valeur : **7,2 cm²**

- L'espacement doit vérifier :

$e_1 \leq \min (a+ 10\text{cm} ; 40\text{cm}) = 40 \text{ cm} ;$ on prend **e = 20 cm**

Ainsi :

$$A = 7,2 \text{ cm}^2 \text{ soit } 8\text{T}12 (1)$$

b) Ferrailage transversale :

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l}{3} = 4 \text{ mm} \quad \text{et} \quad e_t \leq \min (a+ 10\text{cm} ; 40\text{cm} ; 15\Phi_t) = 18 \text{ cm}$$

On prend $e_t = 18 \text{ cm}$ et $\Phi_s = 8 \text{ mm}$, soit **T8/ e = 18 cm (2 et 3)**

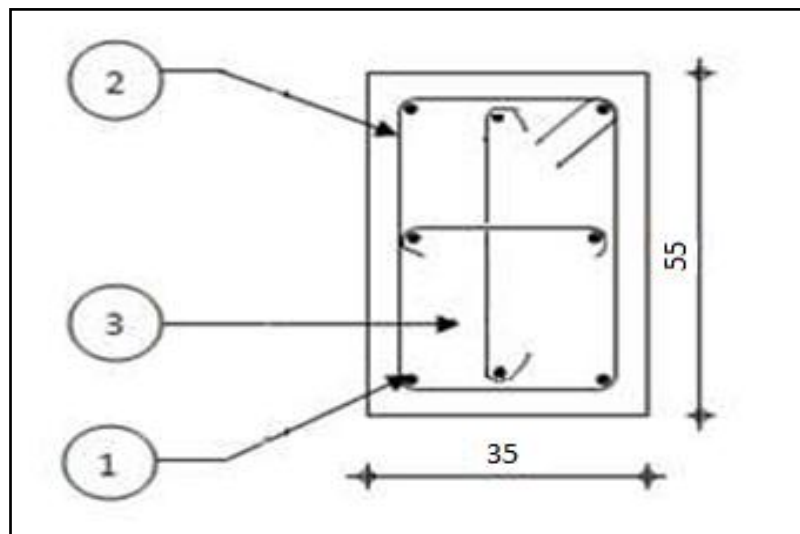


Fig.37 : Ferrailage du poteau P2



2) Dimensionnement et ferrailage des semelles isolées :

On prendra l'exemple de la semelle isolée sous le poteau P2 pour lequel on a détaillé les calculs dans la partie précédente.

On a : $N = 188,73 \text{ T}$

On choisit une semelle qui a le même débord : $A-a = B-b$ (1)

Les dimensions de la semelle doivent vérifier :

$$A*B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \quad (2)$$

Avec dans notre cas : $\sigma_{sol} = 3 \text{ bars}$

On trouve donc : $A*B \geq 6,29 \text{ m}^2$

On prend : $A = 2,5 \text{ m}$ et $B = 2,7 \text{ m}$

On a : $d_a = (A-a)/4 = 0,54 \text{ m}$

$d_b = d_a + 0,02 \text{ m} = 0,56 \text{ m}$

$h = \max(d_a ; d_b) + 0,05 \text{ m} = 0,61 \text{ m}$

○ Calcul des sections d'acier:

Poids propre de la semelle:

$$PP_{\text{semelle}} = 2,5 * 2,7 * 0,61 * 2,5 = 10,29 \text{ T}$$

❖ Etat limite ultime :

$$N_u = 188,73 + 1,35 * PP_{\text{semelle}}$$

$$N_u = 202,6 \text{ T}$$

Donc :

$$A_a = \frac{N_u * (A-a)}{8 * d_a * \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2,026 * (2,5 - 0,35)}{8 * 0,54 * \frac{500}{1,15}}$$

$$A_a = 23,2 \text{ cm}^2$$

$$A_b = \frac{N_u * (B-b)}{8 * d_b * \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2,026 * (2,7 - 0,55)}{8 * 0,56 * \frac{500}{1,15}}$$

$$A_b = 22,4 \text{ cm}^2$$



❖ *Etat limite de service:*

$$N_s = 136,17 + PP_{\text{semelle}}$$

$$N_s = 146,5 \text{ T}$$

Donc :

$$A_a = \frac{N_s \cdot (A-a)}{8 \cdot d_a \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{1,465 \cdot (2,5-0,35)}{8 \cdot 0,54 \cdot 202}$$

$$A_a = 36,1 \text{ cm}^2$$

$$A_b = \frac{N_s \cdot (B-b)}{8 \cdot d_b \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{1,465 \cdot (2,7-0,55)}{8 \cdot 0,56 \cdot 202}$$

$$A_b = 34,8 \text{ cm}^2$$

❖ *Conclusion:*

On retient les sections d'acier suivantes :

$$A_a = 36,1 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 18\text{T}16 / e = 14 \text{ cm}$$

$$A_b = 34,8 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 18\text{T}16 / e = 15 \text{ cm}$$

❖ *Forme des armatures :*

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{1,6 \cdot 500}{4 \cdot 3,23} = 62 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } \psi_s = 1,6 \text{ pour les HA, } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 3,23 \text{ MPa}$$

$$B/4 = 270/4 = 67,5 \text{ cm ; } B/8 = 270/8 = 33,75 \text{ cm}$$

$$A/4 = 250/4 = 62,5 \text{ cm ; } A/8 = 250/8 = 31,25 \text{ cm}$$

⇒ On Remarque que: $B/8 < l_s < B/4$ et $A/8 < l_s < A/4$, donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et peuvent ne pas comporter des ancrages courbes.



❖ *Schéma du ferrailage :*

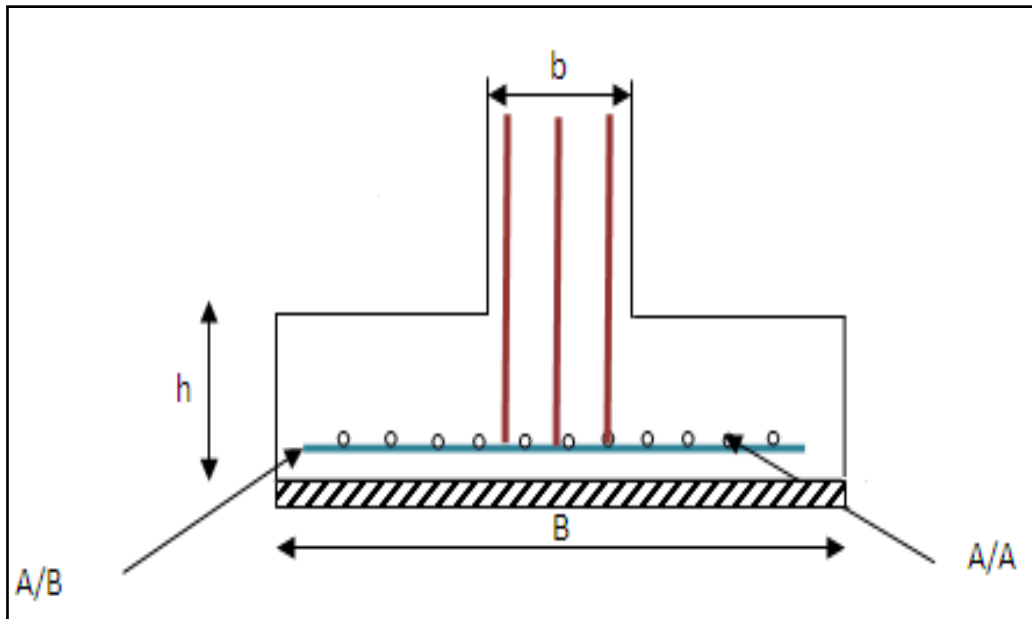


Fig.38 : *Ferrailage de la semelle isolée sous le poteau P2*

3) Dimensionnement et ferrailage des voiles :

Dans cette partie, on détaillera le calcul pour le voile délimité par les axes B et C au niveau du sous-sol qu'on a fait selon le DTU 23.1, le règlement RPS et les règles PS 92.

a) Hypothèses :

- La largeur du voile : $a = 0,20$ m ;
- La longueur du voile : $l = 4,30$ m ;
- La hauteur est de 2,50 m ;
- La charge est appliquée à plus de 90 jours ;
- Coefficient de comportement : $K=1,4$.

On donnera ci-après les sollicitations appliquées au voile :

N (T)	T (T)	M (T.m)
503,27	50,84	184,01

Tab.12 : *Sollicitations appliquées au voile délimité par les axes B et C*



Le domaine de validité est déterminé par les paramètres suivants :

- La longueur du voile est au moins égale à cinq fois son épaisseur ;
- L'épaisseur du voile est au moins égale à 10 cm ;
- L'élançement mécanique est au plus égale à 80 ;
- La caractéristique du béton à 28 jours est au plus égale à 40MPa.

b) Contraintes limites :

❖ Détermination de la longueur de flambement :

Lorsqu'un voile n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l_f' se déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plancher. La méthode simpliste donne pour le rapport $\frac{l_f'}{l}$ les résultats suivants :

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	il existe un plancher de part et d'autre	0.80	0.85
	il existe un plancher d'un seul côté.	0.85	0.90
Mur articulé en tête et en pied		1.00	1.00

Tab.13 : Détermination du coefficient l_f'/l

Dans notre cas le mur est armé, encastré en pied et en tête et il est rigidifié d'un seul coté, donc :

$$l_f' = 0,85 * l = 0,85 * 2,50 = 2,125 \text{ m}$$

Le mur étant raidi à une extrémité, on doit chercher l_f .

$$\text{On a : } b = 2,5 * c = 2,5 * (4,30 - 0,20) = 10,25 \text{ m.}$$

Le mur étant armé horizontalement et : $l_f' = 2,125 \text{ m}$, on a (d'après le DTU 23.1) :

$$l_f = \frac{l_f'}{\left(1 + \left(\frac{l_f'}{b}\right)^2\right)^{1/2}} = 2,037 \text{ m}$$

❖ *Elancement mécanique :*

$$\lambda = l_f * \frac{\sqrt{12}}{a-0,02} = 39,2 < 50$$

Donc :

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2*\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,68$$

En premier lieu, Il faut s'assurer tout d'abord que l'effort normal pondéré N_u sollicitant le mur à l'état limite ultime est inférieur à N_{ulim} résistant équilibré par la section du béton et éventuellement par la section d'armatures.

L'effort limite ultime est, dans le cas d'un mur armé, donné par la formule suivante :

$$N_{ulim} = \alpha \left(\frac{B_r * f_{c28}}{0,9 * \gamma_b} + A * \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec : A est la section d'acier qu'on prendra égale à la section minimale A_{min} .

$$A_{v,min} = \rho_v * h * a = 0,001 * 430 * 20 = 8,6 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$N_{ulim} = 0,68 * \left(\frac{4,30 * (0,20 - 0,02) * 25}{0,9 * 1,5} + 8,6 * 10^{-4} * \frac{500}{1,15} \right) = 10 \text{ MN.}$$

On trouve :

$$\sigma_{ulim} = \frac{N_{ulim}}{l * a} = \frac{10}{4,30 * 0,20} = 11,63 \text{ MPa}$$

Et donc on vérifie bien que :

- $\sigma_u = \frac{N_a}{l * a} = \frac{503,27 * 10^{-2}}{4,30 * 0,20} = 5,85 \text{ MPa} \leq \sigma_{ulim}$ à mi hauteur de l'étage.
- $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{ulim}}{\alpha} = 17,1 \text{ MPa}$ à l'étage.

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console encadrée à sa base. Le voile est sollicité par un effort normal et un effort tranchant constant sur toute la hauteur et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique d'un voile est composé d'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (potelets de rives), d'armatures verticales uniformément réparties et d'armatures horizontales elles aussi uniformément réparties. Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction/compression créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué.



Enfin, les armatures verticales et horizontales de l'âme ont pour rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant et à l'effort normal.

c) Dimensions des potelets de rive :

$$d' = \max \begin{cases} a \\ a.k.\frac{n}{\sigma_{bc}} \\ \frac{l_f}{15}.k.\frac{n}{\sigma_{bc}} \end{cases}$$

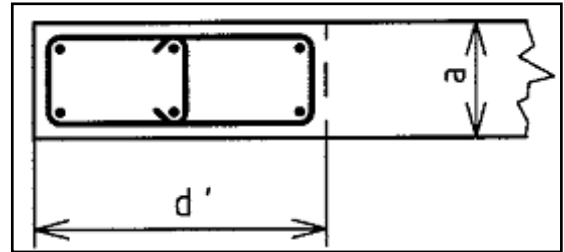


Fig.39 : Dimensions des potelets de rive

Avec :

K coefficient de comportement = 1,4 ;

$n = \sigma_u = 5,85$ MPa.

On trouve donc :

$d' = \max (20 \text{ cm} ; [0,20 \cdot 1,4 \cdot 5,85 / 11,63]; [2,037 \cdot 1,4 \cdot 5,85 / (15 \cdot 11,63)]) = 20 \text{ cm}$ et on peut aller jusqu'à $l/8 = 0,54$ m.

Les voiles sont calculés en flexion composée sous un effort normal de compression N et un moment de flexion M.

La section en flexion composée peut être :

- Partiellement comprimée
- Entièrement comprimée
- Entièrement tendue

Dans cet exemple, on trouve que toutes les sections du voile sont partiellement comprimées.

La section est rectangulaire de largeur $b = 20$ cm et de hauteur $h = 4,30$ m.

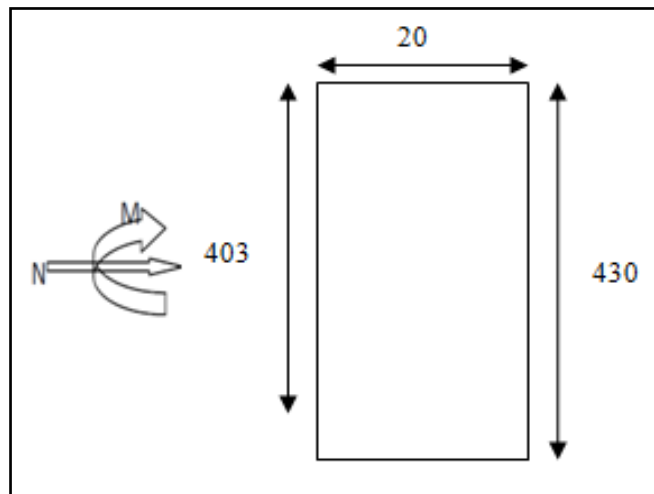
On prendra $d = h - \frac{d'}{2} = 4,30 - \frac{0,54}{2} = 4,03$ m.

- Le moment appliqué à cette section est : $M = 184,01$ Tm
- L'effort tranchant appliqué à cette section au centre de gravité est : $N = 503,27$ T



- La contrainte admissible du béton en compression est :

$$\sigma_{bc} = 0,85 f_{c28} / \gamma_b = 14,17 \text{ MPa.}$$



L'effort normal de calcul $N > 0$, il y a donc un problème de flambement.

On vérifie que :

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15 ; \frac{15 \cdot e_1}{h}\right) \quad (1)$$

Avec : $e_1 = e_0 + e_a = \frac{M}{N} + \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{1}{250}\right)$

On aura donc : $e_1 = \frac{184,01}{503,27} + \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{2,50}{250}\right) = 0,38 \text{ m.}$

Si l'inégalité (1) est vérifiée, le calcul se fera en flexion composée, sinon un calcul au flambement sera nécessaire.

Dans notre cas, on vérifie bien que :

$$\frac{l_f}{h} = \frac{2,037}{4,30} = 0,47 \leq \max\left(15 ; \frac{15 \cdot 0,38}{4,30}\right) = 15$$

Donc pour tenir compte du flambement, une excentricité additionnelle e_2 est à calculer :

$$e_2 = \frac{6 \cdot l_f^2}{10^4 \cdot h} (1 + \alpha) = \frac{6 \cdot 2,037^2}{10^4 \cdot 4,30} (1 + 1) = 0,0011 \text{ m}$$

N.B : $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$ est le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre. Le coefficient α est compris entre 0 et 1.

Cette excentricité reste négligeable par rapport à e_1 .



Le moment de calcul en flexion composée est donc :

$$M_a = N * \left(e_1 + \left(d - \frac{h}{2} \right) \right) = 503,27 * \left(0,38 + \left(4,03 - \frac{4,30}{2} \right) \right) = 1137,39 \text{ Tm}$$

On aura alors:

$$\mu = \frac{M}{b * d^2 * \sigma_{bc}} = \frac{11,37}{0,20 * 4,03^2 * 14,17} = 0,247 \leq \mu_R = 0,372$$

On obtient :

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,36 \quad ; \quad z = d * (1 - 0,4 * \alpha) = 4,03 * (1 - 0,4 * 0,36) = 3,45 \text{ m}$$

Ainsi, la section d'acier est :

$$A = \left(\frac{M_a}{z} - N \right) * \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(\frac{11,37}{3,45} - 5,0327 \right) * \frac{1,15}{500} = - 39,95 \text{ cm}^2$$

La section est négative, on se contentera donc des dispositions minimales de ferrailage dans les extrémités du voile, et ce pour tous les étages.

A = 8,6 cm² soit **6T14 / e = 10 cm** sur chaque extrémité.

❖ *Les armatures transversales :*

$$S_t \leq \min (10\Phi_L ; 20\text{cm}) = \min (14 ; 20) \rightarrow S_t = 14 \text{ cm}$$

$$\Phi_T \leq \max (\Phi_L/3 ; 6\text{mm}) \rightarrow \Phi_T = 6\text{mm}$$

d) Ferrailage vertical à l'effort normal:

Le DTU. 23.1 précise que le pourcentage minimal doit être au moins égal à la plus grande des deux valeurs :

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

Avec $\theta = 1,4$ pour un voile de rive, et $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire.

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

On trouve alors :

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

$$\text{On prend : } \rho_v = 2.10^{-3} \rightarrow A_v = \rho_v * a = 2.10^{-3} * 20 = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La section d'armatures A_v (correspondant au pourcentage ρ_v) doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bonde du mur considéré.

⇒ Ainsi, sur chaque face on aura 2 cm²/ml, ce qui donne **2*8T6/ml**.

**e) Ferrailage horizontale de l'effort tranchant (parallèles aux faces du mur) :**

Le DTU 23.1 précise que le pourcentage minimal doit être au moins égal à la plus grande des deux valeurs :

$$\rho_h \geq \max\left(\frac{2}{3}\rho_v ; 0,001\right) = 1.10^{-3} < 2.10^{-3} \text{ (RPS 2000)}$$

On prend donc : $\rho_h = 2.10^{-3} \rightarrow A_h = \rho_h * a = 2.10^{-3} * 20 = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$

La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de l'élément.

Ainsi on aura un ferrailage de **2 cm²/ml** sur chaque face, c'est-à-dire **2*8T6/ml**.

f) Justification aux sollicitations tangentes (PS92) :*❖ Vérification de cisaillement :*

On définit le pourcentage des armatures de flexion :

$$\omega_f = 100 * \left(\frac{A_f}{a*d}\right) = 100 * \left(\frac{8,6}{20*403}\right) = 0,1\%$$

On définit par ailleurs :

- La contrainte normale de compression : $\sigma = \frac{N}{a*b} = \frac{5,0327}{0,20*4,30} = 5,85 \text{ MPa}$
- Le paramètre d'excentricité : $\alpha_N = \frac{M}{l*N} = \frac{184,01}{4,30*503,27} = 0,085$
- L'effort tranchant de calcul : $V^* = \frac{V*(1+k)}{2} = \frac{0,51*(1+1,4)}{2} = 0,61 \text{ MN}$
- Le cisaillement conventionnel de calcul associé :

$$\tau^* = \frac{V^*}{a*d} = \frac{0,61}{0,20*4,03} = 0,75 \text{ MPa}$$

- Le paramètre d'élanement de calcul : $\alpha_N = \frac{M}{l*V^*} = \frac{1,84}{4,30*0,61} = 0,7$
- Le moment limite M_{lim} de fissuration systématique en flexion composée, est déterminé à partir de la condition de non fissuration systématique :

$$M_{lim} = \frac{a * l^2}{6} \left(\sigma + \frac{f_{t28}}{1,5} \right) = \frac{0,20 * 4,30^2}{6} \left(5,85 + \frac{2,1}{1,5} \right) = 4,47 \text{ MN.m}$$

- Le cisaillement conventionnel associé :

$$\tau_1 = \tau^* * \frac{M_{lim}}{M} = 0,75 * \frac{4,47}{1,84} = 1,82 \text{ MPa}$$



- La contrainte limite de résistance a l'effort tranchant :

$$\tau_2 = 0,45 * \sqrt{f_{t28} * \left(f_{t28} + \frac{2}{3} \sigma \right)} = 0,45 * \sqrt{2,1 * \left(2,1 + \frac{2}{3} * 5,85 \right)} = 1,59 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_3 = \min(\tau_1; \tau_2) * (1 + 3\omega_f) + 0,15\sigma$$

On a alors : $\tau_3 = 1,59 * (1 + 3 * 0,001) + 0,15 * 5,85 = 2,47 \text{ MPa}$

Avec : $\omega_f \leq 2\%$

❖ Détermination des armatures transversales :

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

$$\tau^* \leq \tau_{lim}$$

Avec : $\tau_{lim} = \max(\tau_3; 0,5f_{t28}) = \max(2,47; 0,5 * 2,1) = 2,47 \text{ MPa}$

D'où : $\tau^* = 0,75 \leq \tau_{lim}$

La condition étant vérifiée, il ne sera pas nécessaire d'ajouter des armatures transversales.

g) Dispositions constructives :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit respecter :

- $S \leq \min(1,5 * a; 20 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$ en zone critique.
- $S \leq \min(1,5 * a; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$ en zone courante.

Où : a est l'épaisseur du voile.

La zone critique de notre voile se situe sur une hauteur $L_c = \max(H/6; L) = 4,30 \text{ m}$

Avec H et L respectivement la hauteur du bâtiment et la largeur du voile.

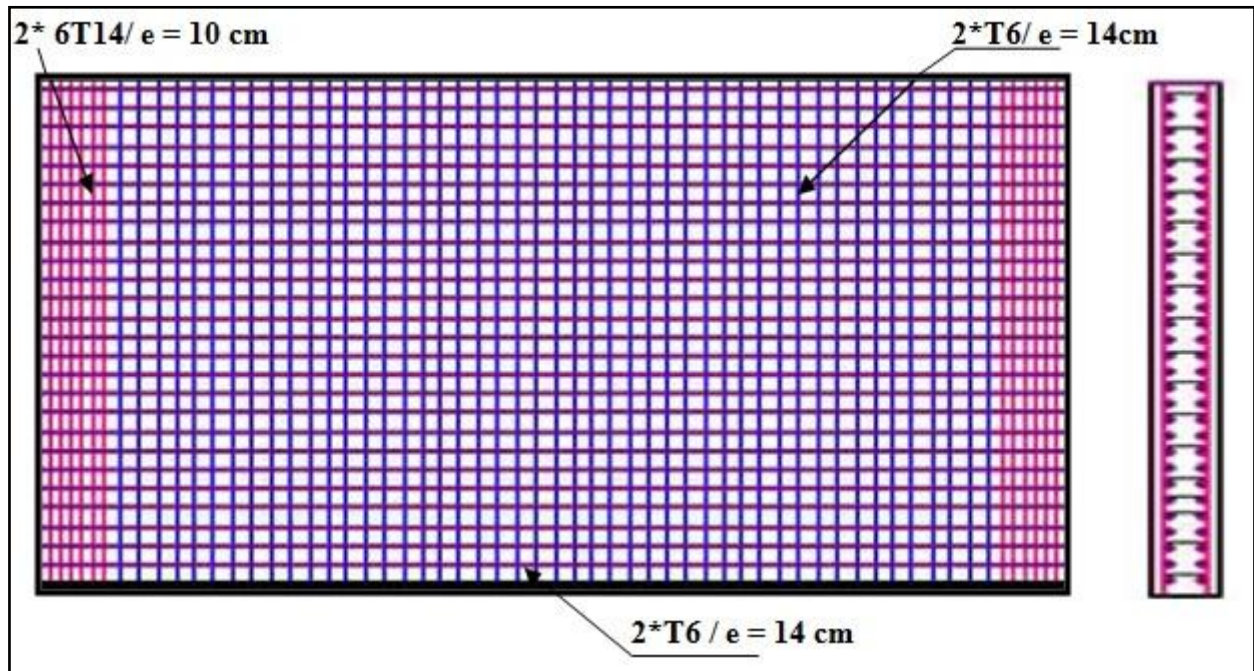


Fig.40 : Ferrailage du voile délimité par les axes B et C au niveau du sous sol

4) Dimensionnement et ferrailage des semelles filantes :

Pour le calcul détaillé on se contentera de la semelle filante supportant le voile délimité par les axes B et C.

La semelle est soumise à un effort normal N et un moment fléchissant M dû aux actions sismiques.

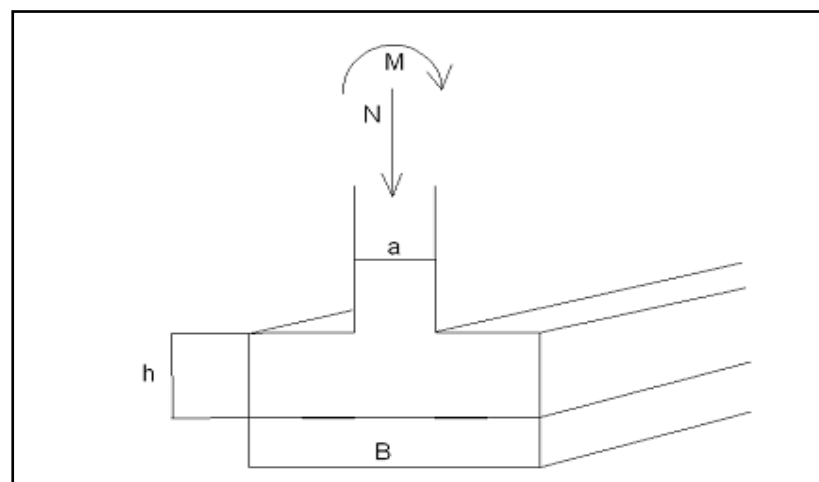


Fig.41 : Efforts agissants sur la semelle



❖ **Dimensions du voile :**

- La longueur du voile : $l = 4,30 \text{ m}$
- L'épaisseur : $a = 20 \text{ cm}$

❖ **Chargement :**

- L'effort normal : $503,27 \text{ T}$
- Le moment fléchissant : $184,01 \text{ T.m}$

❖ **Prédimensionnement de la semelle :**

On ajoute des débords de 1,35m de part et d'autre de la semelle, ainsi on aura une longueur de semelle égale à 7 m.

Pour que le sol puisse résister à l'effort normal important la surface de contact semelle/sol doit être suffisamment grande, ainsi on prend une largeur B de 4 m.

On choisit une hauteur de 1 m ce qui donne une semelle **SF : 4×1×7**

- le poids de la semelle sera donc :

$$P_{\text{semelle}} = 4 * 1 * 7 * 2,5 = 70 \text{ T}$$

- L'effort dû à la pression du sol avec $\gamma_s = 1,8 \text{ T/m}^3$ et une profondeur de 1 m :

$$P_{\text{sol}} = 1,8 * 1 * (7 * 4 - 4,3 * 0,2) = 48,8 \text{ T}$$

Donc l'effort normal total sur la semelle à l'état accidentel est :

$$N_a = 503,27 + 70 + 48,8 = 622,07 \text{ T}$$

Et $M = 184,01 \text{ T.m}$

L'effort normal à l'ELU vaut : $N_u = 585,75 \text{ T}$

L'effort normal à l'ELS vaut : $N_s = 423,73 \text{ T}$

❖ **L'excentricité :**

On a : $e = \frac{M}{N_a} = \frac{184,01}{622,07} = 0,29 \text{ m} \leq \frac{l}{6} = 1,17 \text{ m}$, donc: N_a tombe à l'intérieur du noyau central de la semelle.

Ainsi, la semelle est entièrement comprimée.



❖ *Etat des contraintes :*

La contrainte maximale est : $\sigma_M = \frac{N_a}{L*B} * \left(1 + \frac{6.e}{L}\right) = \frac{6,22}{7*4} * \left(1 + \frac{6*0,29}{4,3}\right) = 0,312 \text{ MPa}$

La contrainte minimale est : $\sigma_m = \frac{N_a}{L*B} * \left(1 - \frac{6.e}{L}\right) = \frac{6,22}{7*4} * \left(1 - \frac{6*0,29}{4,3}\right) = 0,132 \text{ MPa}$

Donc : $\sigma = \frac{3\sigma_M + \sigma_m}{4} = 0,267 \text{ MPa} \leq \sigma_{sol} = 3 \text{ bars} = 0,3 \text{ MPa}$

❖ *Ferraillage de la semelle :*

Puisque la semelle travaille en compression, nous allons déterminer le ferraillage à partir de l'état limite ultime et l'état limite de service.

- *Calcul à l'ELU :*

L'effort normal sollicitant à l'état limite ultime est : $N_u = 585,75 \text{ T}$

La section d'armatures vaut :

$$A_u = N_u * \frac{(B - b)}{8 * d * \sigma_s} = \frac{5,86}{7} * \frac{(4 - 0,20)}{8 * 0,95 * 434,78} = 9,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- *Calcul à l'ELS :*

L'effort normal sollicitant à l'état limite ultime est : $N_s = 423,73 \text{ T}$.

Puisque la fissuration est préjudiciable on a pris La contrainte de l'acier égale à : $\sigma_s = 202 \text{ MPa}$.

La section d'armatures vaut :

$$A_s = N_s * \frac{(B - b)}{8 * d * \sigma_s} = \frac{4,24}{7} * \frac{(4 - 0,20)}{8 * 0,95 * 202} = 15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

⇒ On remarque que l'état limite de service est la plus contraignante dans la direction transversale de la semelle filante. On retient alors la section **A = 15 cm²/ml** c'est-à-dire **T20/ml ; e = 17 cm**.

Suivant la longueur de la semelle : $A_1 = \frac{A*B}{4} = \frac{15*4}{4} = 15 \text{ cm}^2$, soit : **T20 ; e = 17 cm**.



❖ *Longueur de scellement :*

On a: $l_s = \frac{\phi}{4} * \frac{f_e}{\tau_s} = \frac{2}{4} * \frac{500}{3,23} = 77,4 \text{ cm}$

Avec :

$$\psi_s = 1,6 \text{ pour les HA, } f_{t28} = 0,6 + 0,06 * f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 0,6 * \psi_s^2 * f_{t28} = 3,23 \text{ MPa}$$

$$B/4 = 400/4 = 100 \text{ cm} \quad ; \quad B/8 = 400/8 = 50 \text{ cm}$$

$$L/4 = 700/4 = 175 \text{ cm} \quad ; \quad L/8 = 700/8 = 87,5 \text{ cm}$$

On remarque que :

- Dans le sens de B : $B/8 < l_s < B/4$, toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et peuvent ne pas comporter des ancrages courbes.
- Dans le sens de L : $l_s < L/8$, on n'utilise pas de crochets.

❖ *Schéma de ferrailage :*

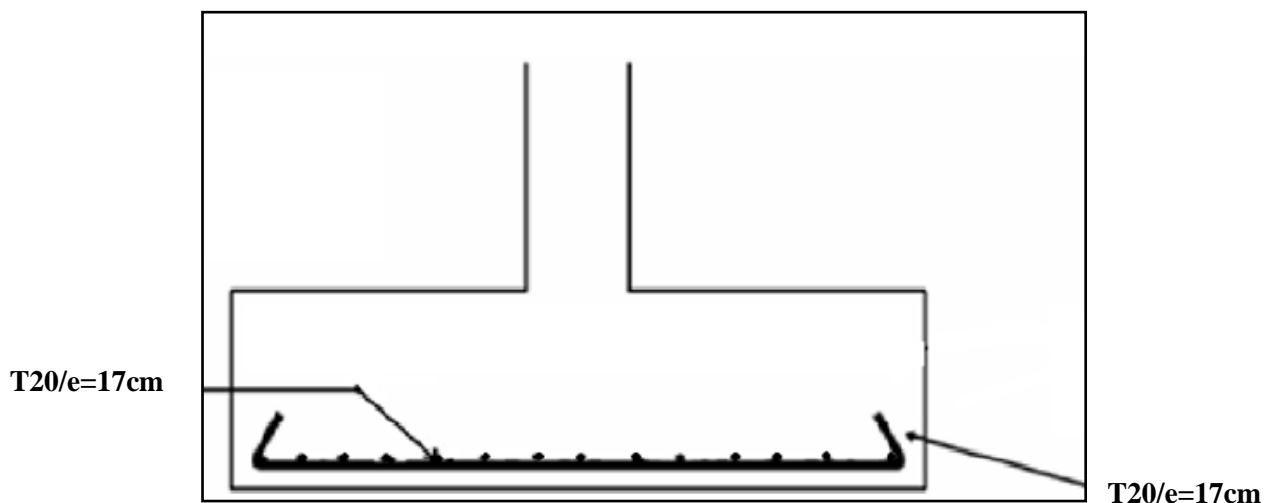


Fig.42 : Ferrailage de la semelle filante sous le voile délimité par les axes B et C.



VII. ESTIMATION DU COÛT DE LA STRUCTURE :

L'estimation du coût de notre structure se fera sur la base du tableau récapitulatif de quantités données par le logiciel CBS, et les ratios de calcul.

1) Les ratios de calcul :

Les ratios d'aciers représentent le rapport du poids des armatures sur le volume du béton pour chaque élément de la structure. Les valeurs prises sont les suivants :

Eléments	Ratio d'acier Kg/m ³
Voile	120
Poteau	160
Poutre	120
Dalle	50
Semelle filante	60
Semelle isolée	70

Tab.14 : Ratios de calcul

2) Coût estimatif de la structure :

Les prix des matériaux de construction connaissent beaucoup de fluctuations. Ne cherchant à établir qu'un coût estimatif, nous considérerons des valeurs moyennes, incluant la mise en œuvre, comme le montre le tableau qui suit :

Matériaux	Prix HT (DH)
Béton par m ³	1500 DH/m ³
Armatures HA500 /Kg	17 DH/Kg

Tab.15 : Prix des matériaux



Il est à noter, que ces résultats sont donnés seulement pour la structure porteuse sans prendre en considération le prix de la maçonnerie.

En considérant les quantitatifs trouvés, on obtient les résultats suivants :

Type d'objet	Coût du béton			Coût des aciers		
	Quantité (m ³)	Prix unitaire HT (DH)	Total (DH)	Quantité (Kg)	Prix unitaire HT (DH)	Total (DH)
Poutres	313,85	1500	470 755	37662	17	640 254
Poteaux	60,93	1500	91 395	9748,8	17	165 729,6
Voiles	423,70	1500	635 550	50844	17	864 348
Dalles	121,18	1500	181 770	21812,4	17	370 811
Semelles isolées	44,94	1500	67 410	3145,8	17	53 478,6
Semelles filantes	41,89	1500	62 835	2513,4	17	42 727,8
Coût total du béton			1 509 715	Coût total des aciers		2 137 349
Coût total						3 647 064

Tab.16 : Calcul du coût de la structure porteuse

⇒ D'après le tableau, le coût de la structure porteuse s'élève à 3 647 064,00 DH HT. D'une manière générale, le prix de la structure porteuse représente 30% du montant total du bâtiment. Donc on peut dire que ce projet aura un coût global avoisinant les 15 MDH, ce qui est un chiffre raisonnable pour ce genre de structure.



CONCLUSION

Mon travail de fin d'étude a consisté en la conception et le dimensionnement parasismique du nouveau siège de la direction régionale de l'ONEP à Oujda, avec le bureau d'études **BETEC**.

Dans cette étude, j'ai établi une conception parasismique pour le bâtiment. Le type de contreventement adopté est un contreventement par voiles. Le prédimensionnement des éléments de structure : poutres, voiles, planchers, poteaux a été fait manuellement. La vérification de la régularité du bâtiment a donné une structure irrégulière. La descente de charges a été réalisée aussi bien manuellement qu'avec le logiciel CBS afin d'établir une comparaison entre les deux résultats obtenus. Une analyse modale a été faite sur le logiciel Robot Millenium et des vérifications des déformations et de stabilité ont donné des résultats satisfaisants qui ont prouvé que j'ai pu réussir une bonne conception. J'ai aussi mené des calculs manuels en vue de déterminer le ferrailage de quelques éléments de structure. Et enfin j'ai établi un estimatif de coût pour la structure porteuse qui m'a permis d'évaluer approximativement le coût global du bâtiment qui s'élève à 15 MDH.

Ceci dit, à travers ce travail, j'ai pu renforcer mes connaissances techniques et établir des liens étroits avec le monde professionnel. Le fait de traiter un projet réel d'une grande envergure, et de se familiariser avec les logiciels Robot et CBS en est une parfaite illustration.



RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Règles BAEL 91 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions.
- RPS 2000 : règlement parasismique marocain applicable aux bâtiments.
- NFP 06-013 Règles PS françaises applicables aux bâtiments, dites Règles PS 92.
- Cours « B.A.E.L » et « structure de bâtiments », Mr A. GUISSI, EHTP.
- Cours « Dynamique des structures », Mme M. AZMI, EHTP.
- Cours « Contreventement des bâtiments », M. NIAZI, EHTP.
- Conception et calcul des structures de bâtiment de Henry Thonier aux éditions des Ponts et Chaussées.



Annexes



Plans architecturaux

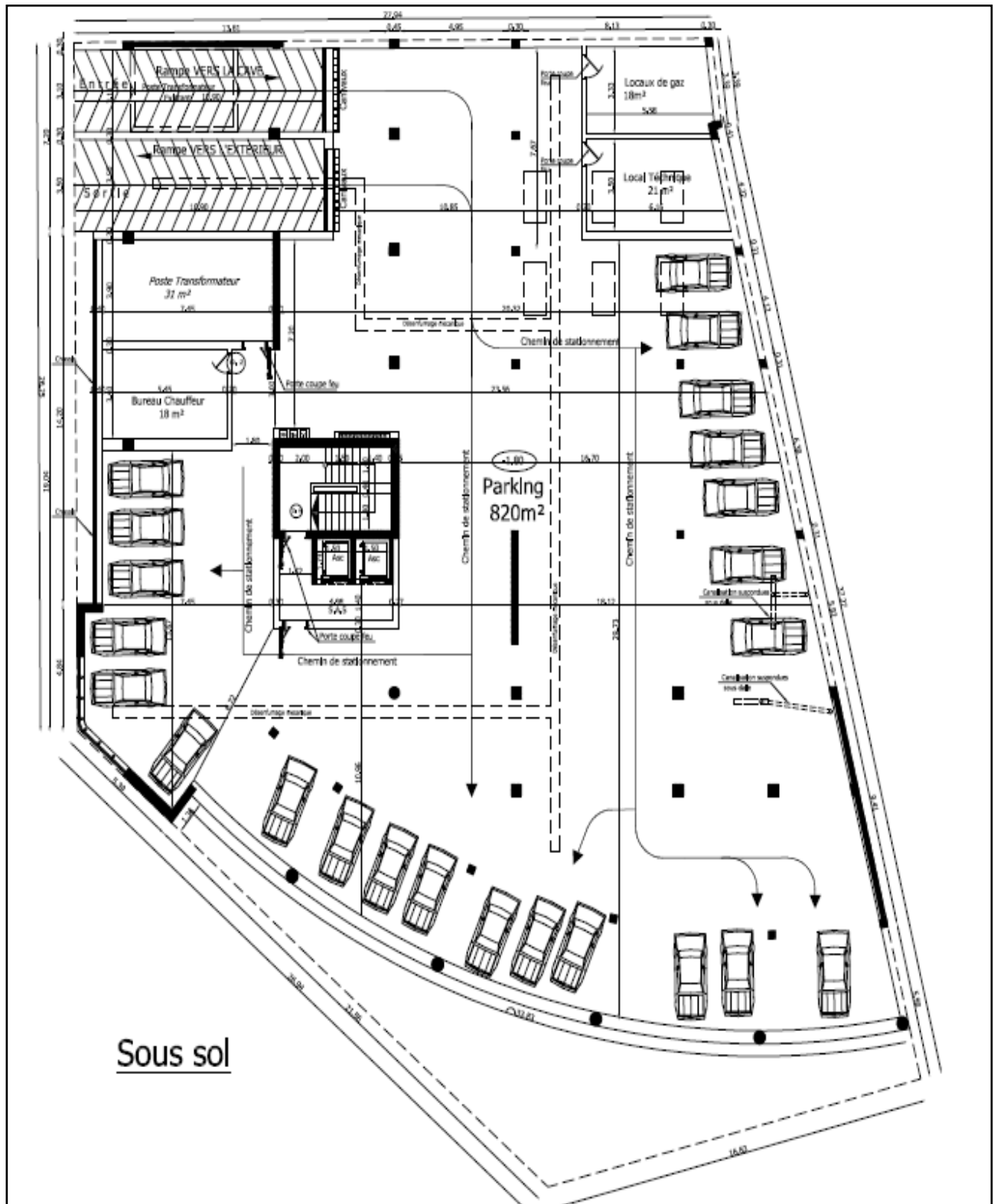


Fig.43 : Plan d'architecture du sous sol

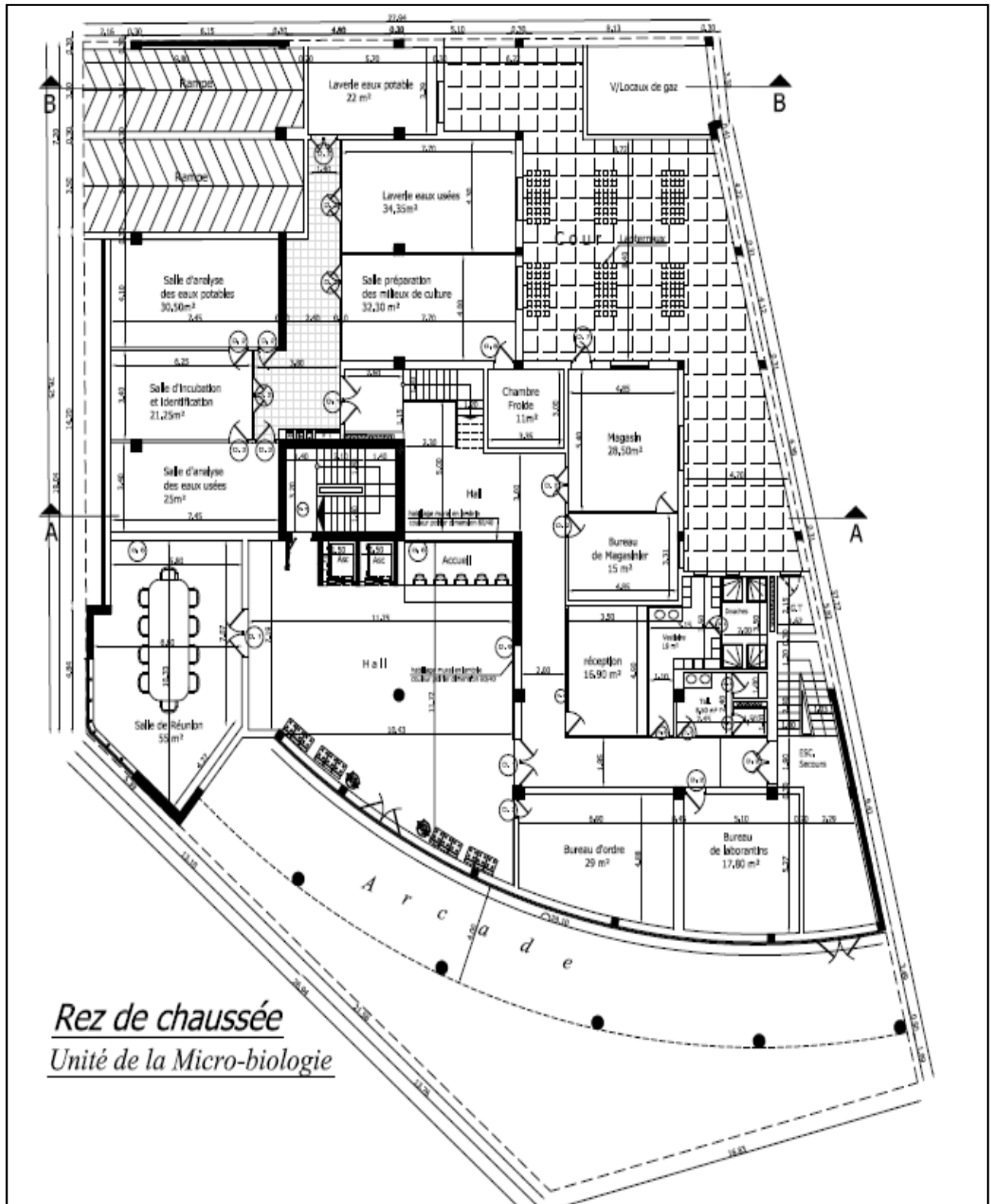


Fig.44 : Plan d'architecture du rez-de-chaussée

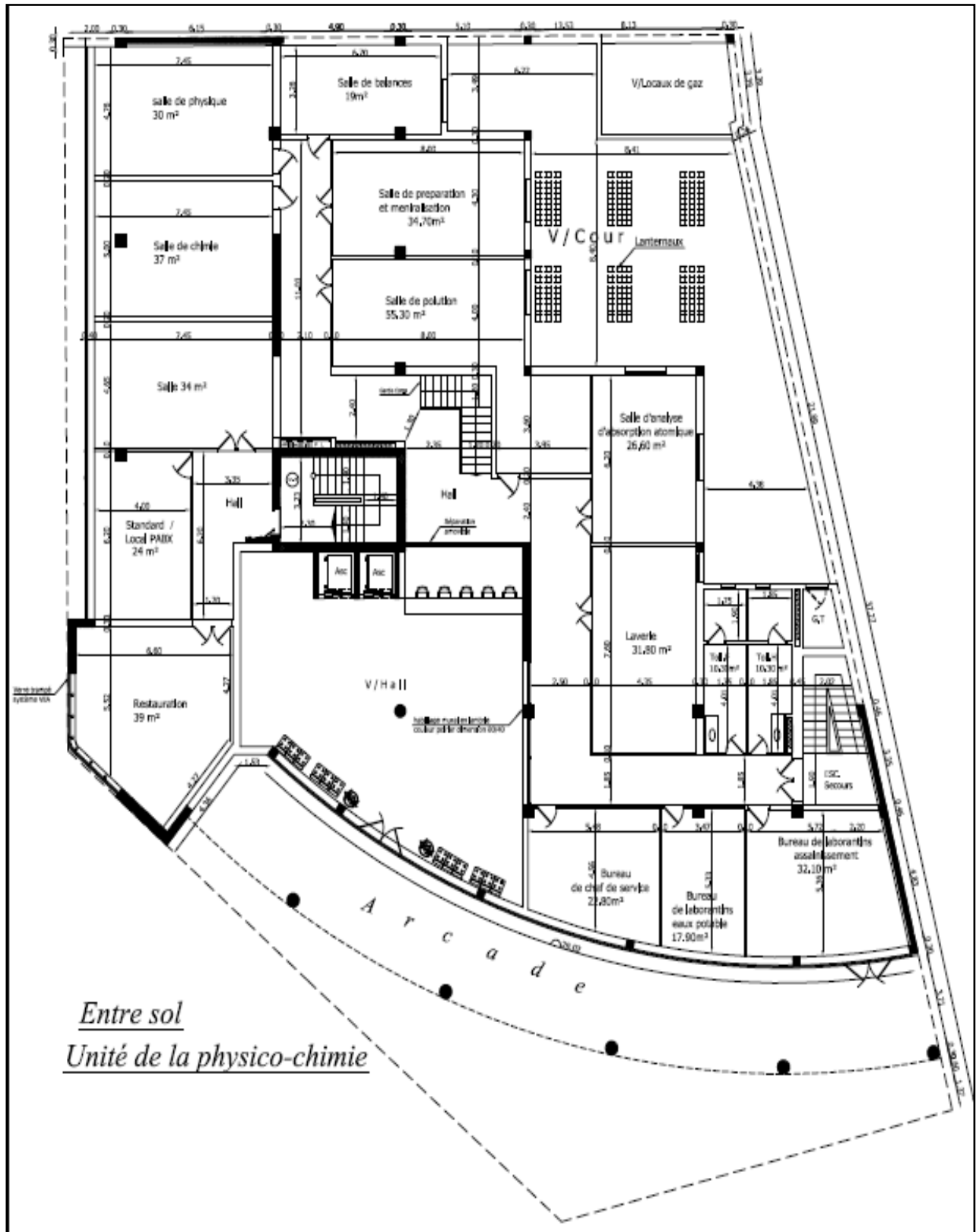


Fig.45 : Plan d'architecture de l'entre sol

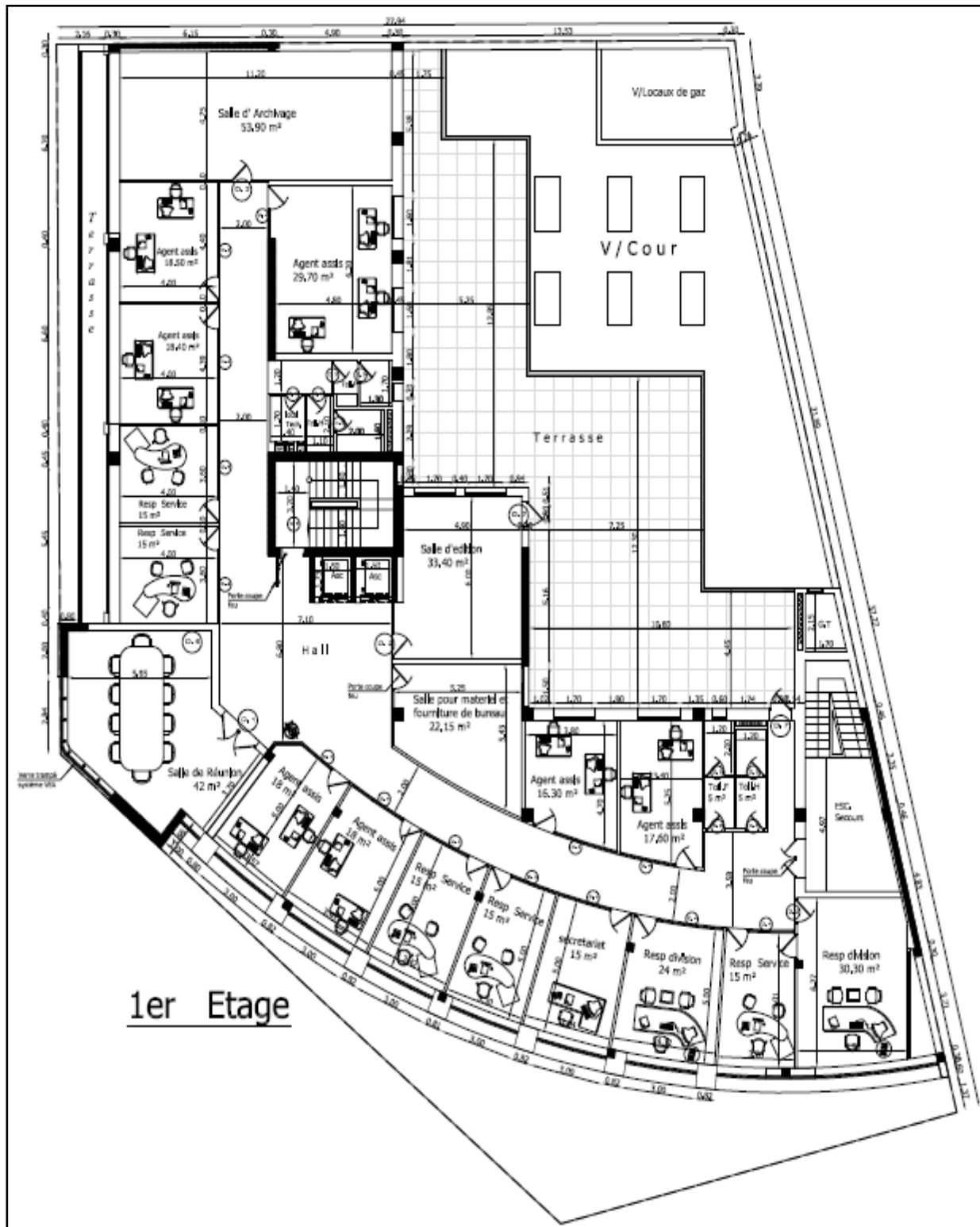


Fig.46 : Plan d'architecture du 1^{er} étage

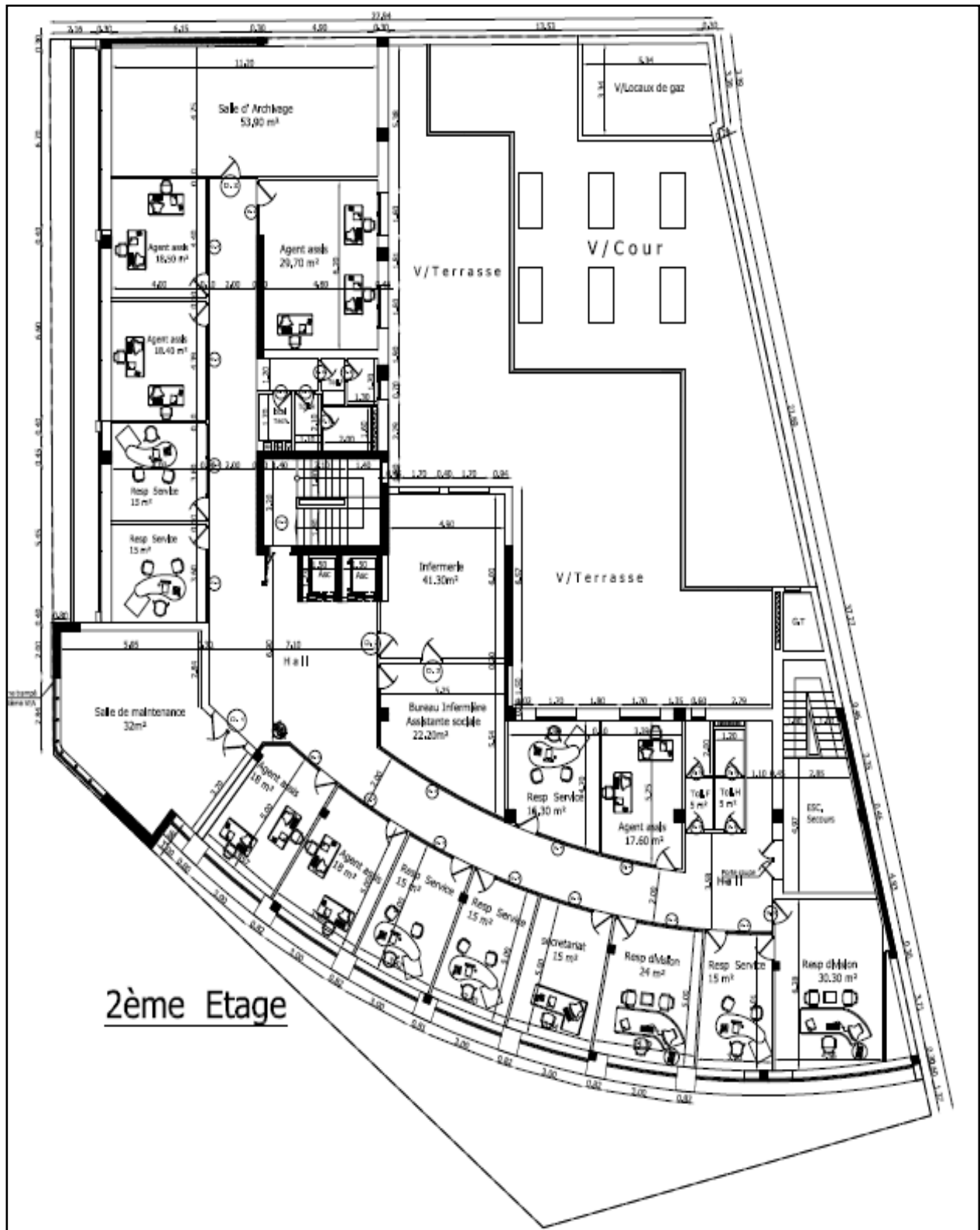


Fig.47 : Plan d'architecture du 2^{ème} étage

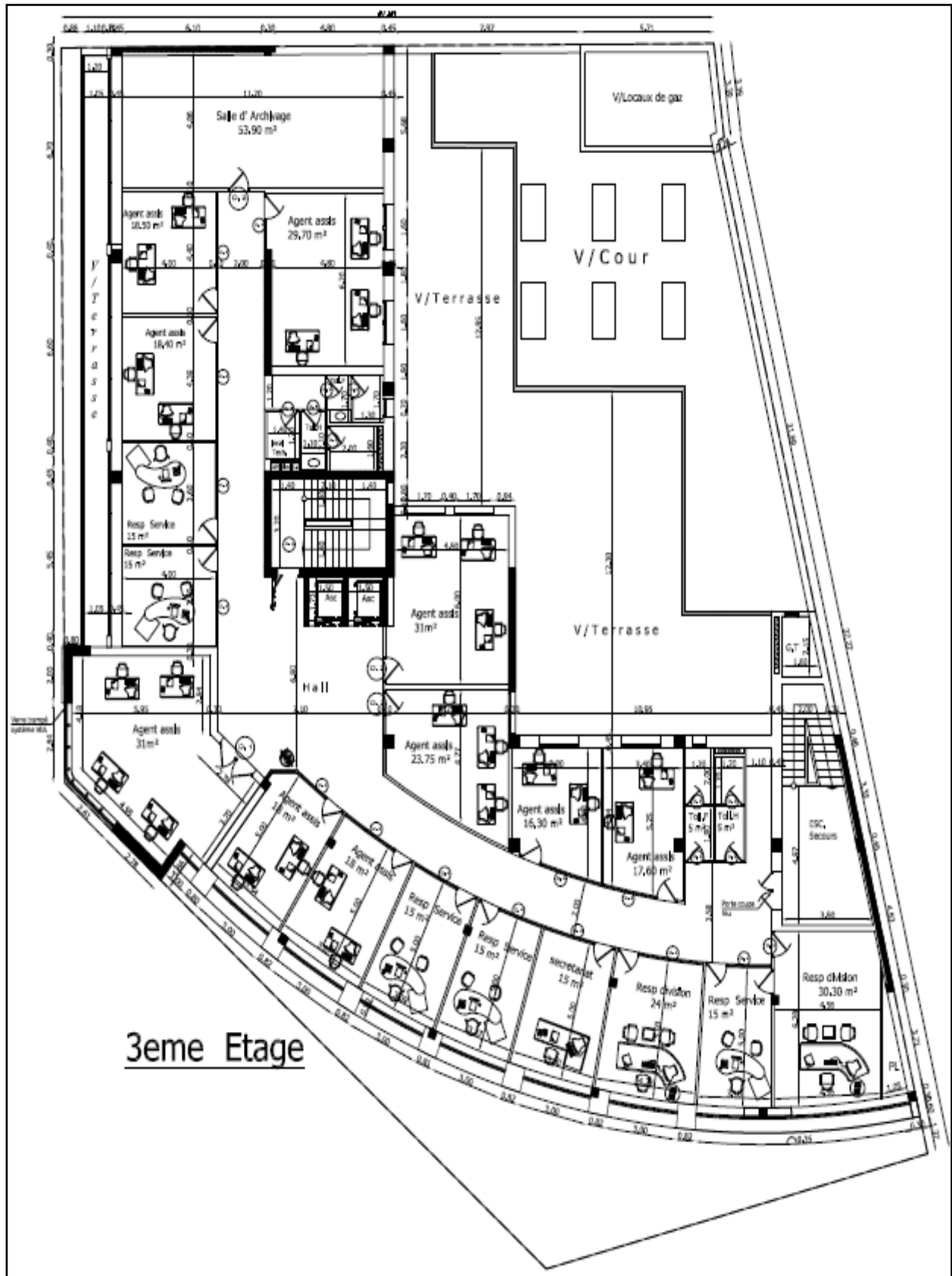


Fig.48 : Plan d'architecture du 3^{ème} étage

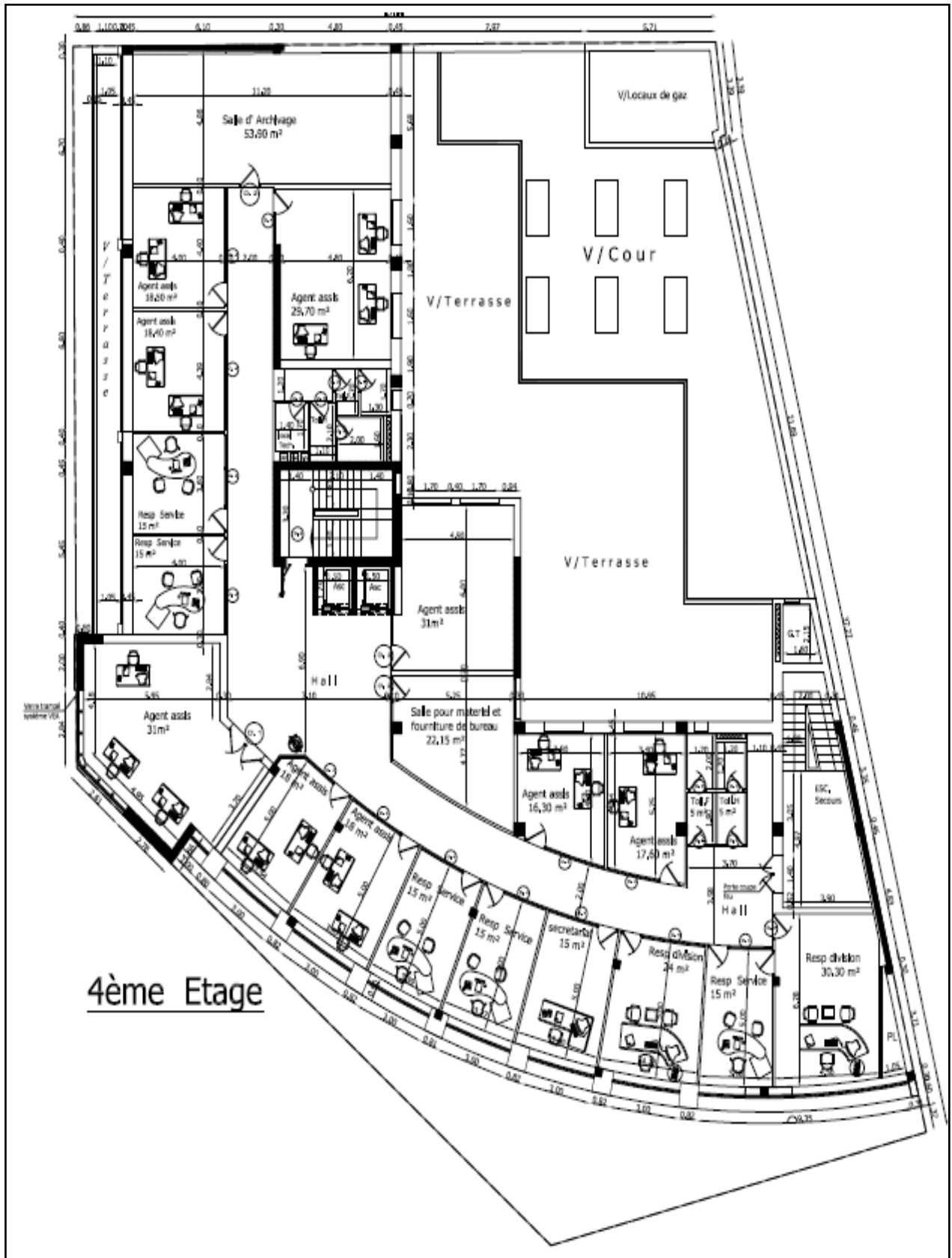
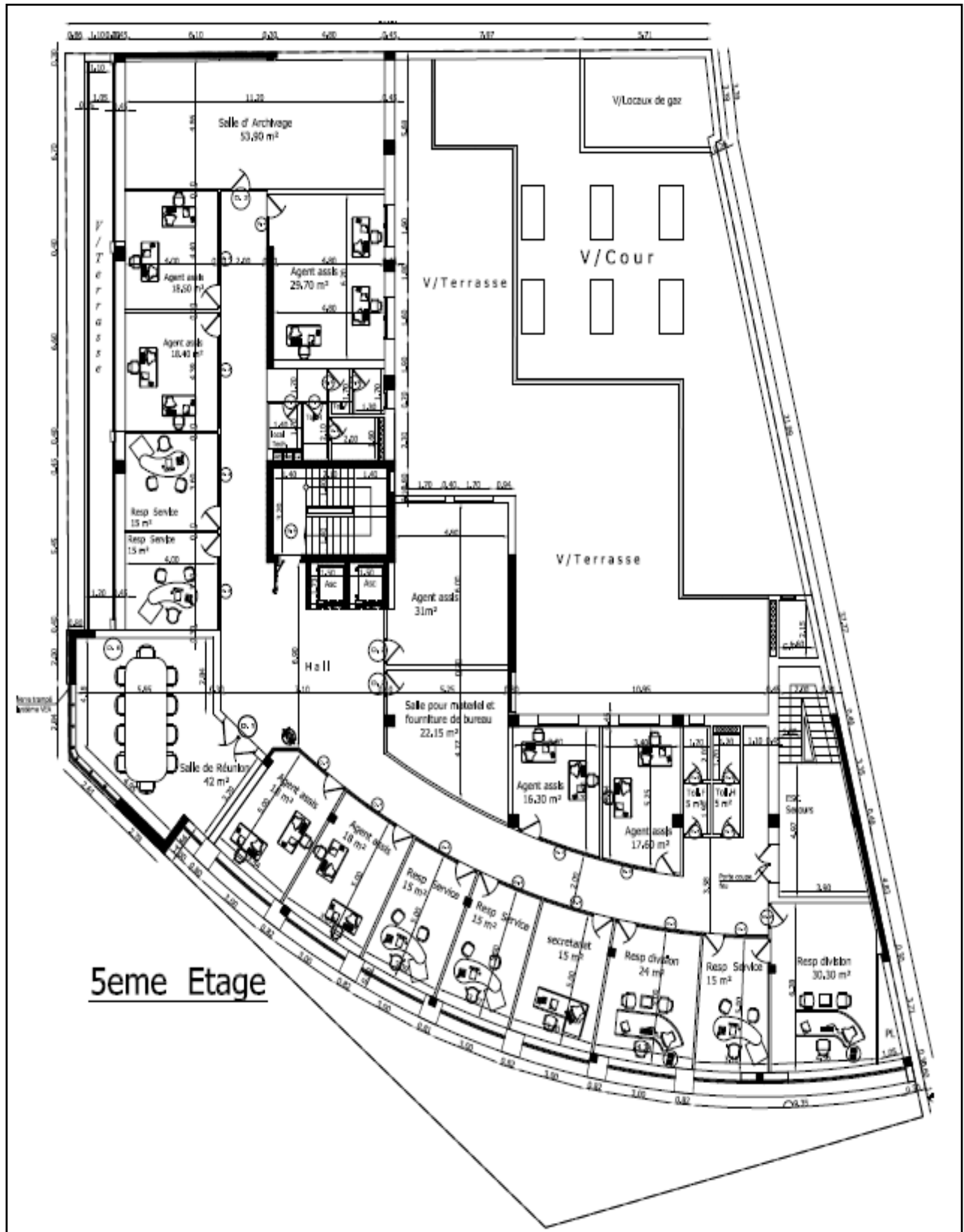


Fig.49 : Plan d'architecture du 4^{ème} étage



5eme Etage

Fig.50 : Plan d'architecture du 5^{ème} étage

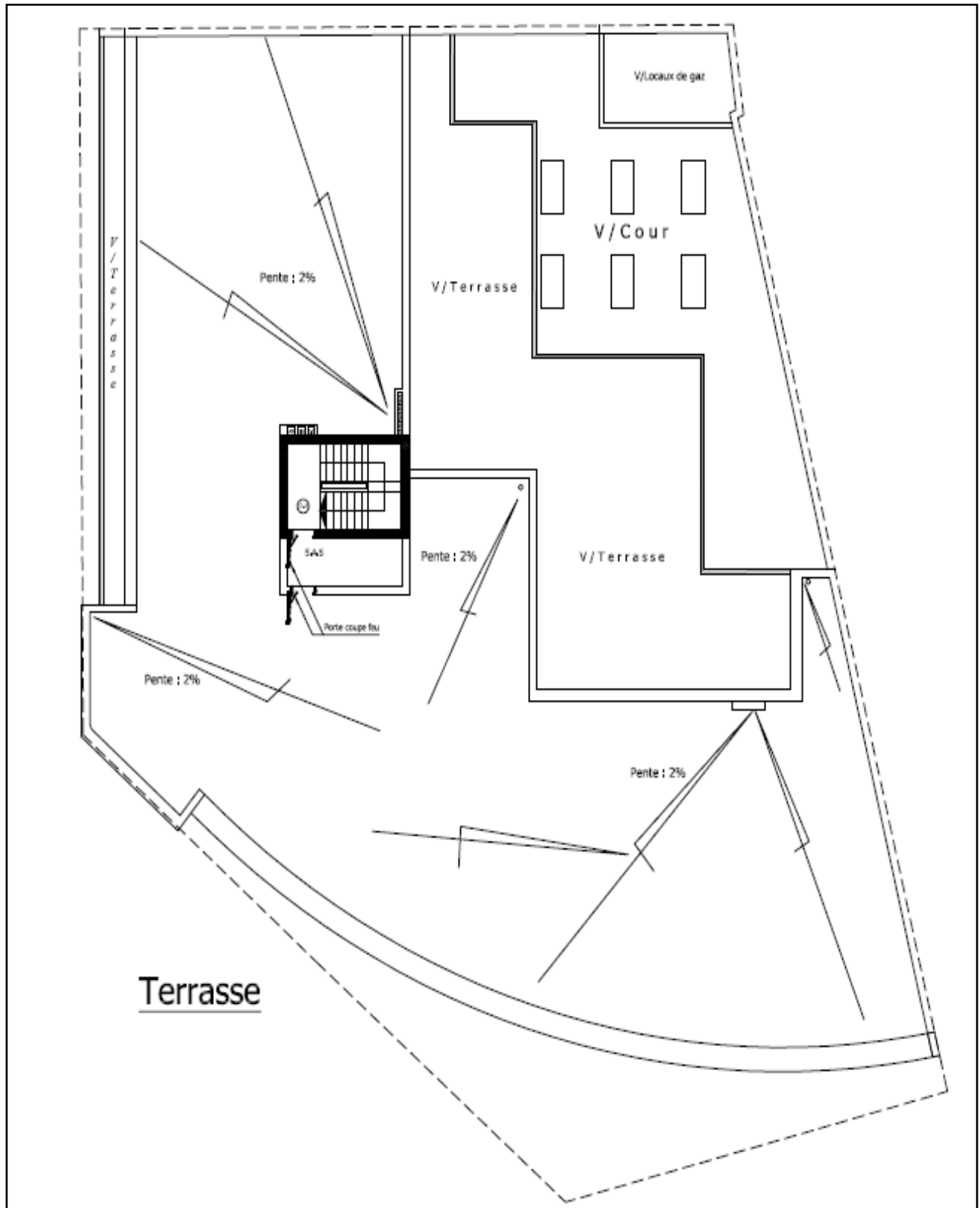


Fig.51 : Plan d'architecture de la terrasse



Plans de coffrage

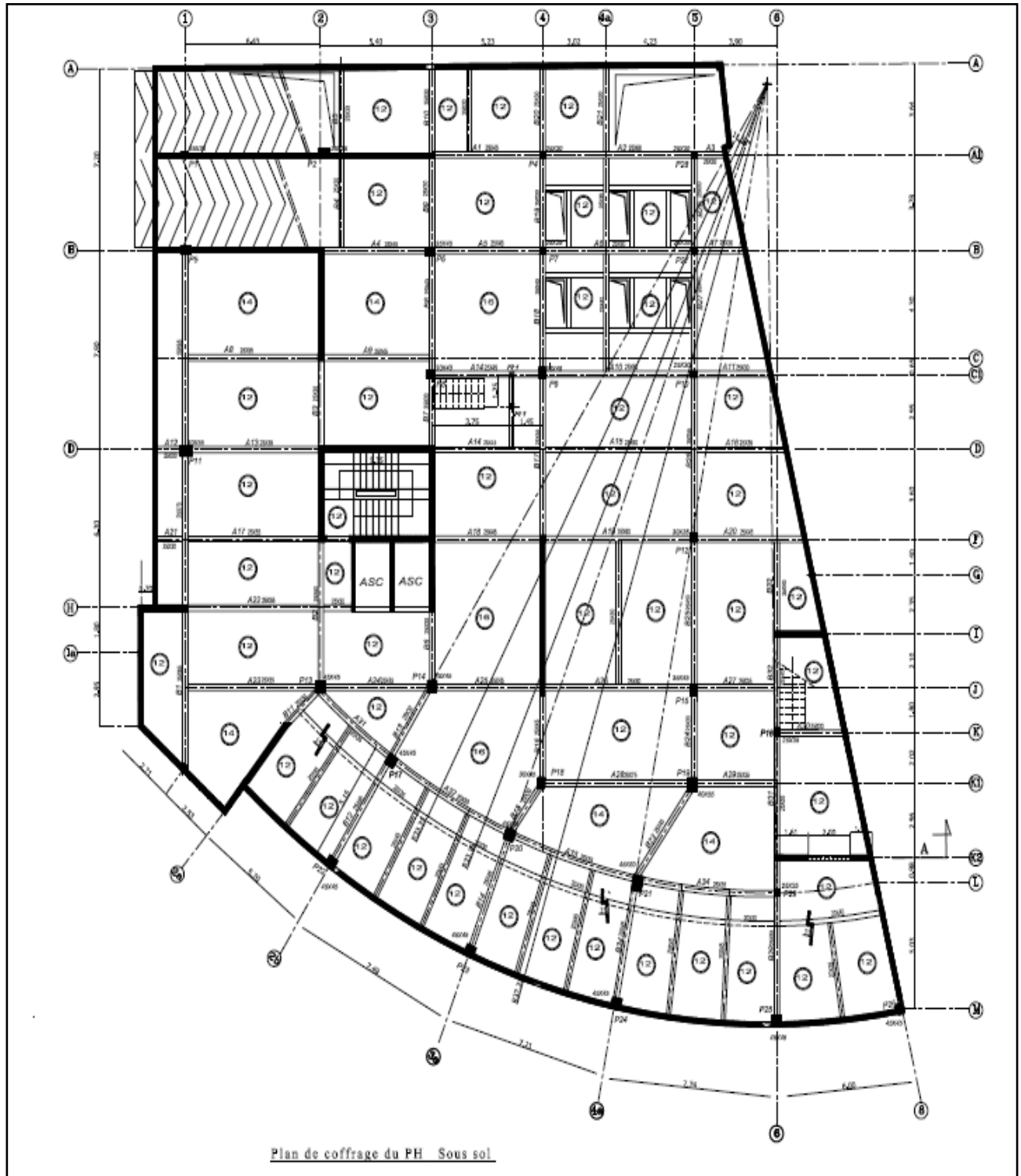


Fig.52 : Plan de coffrage du PH du sous sol

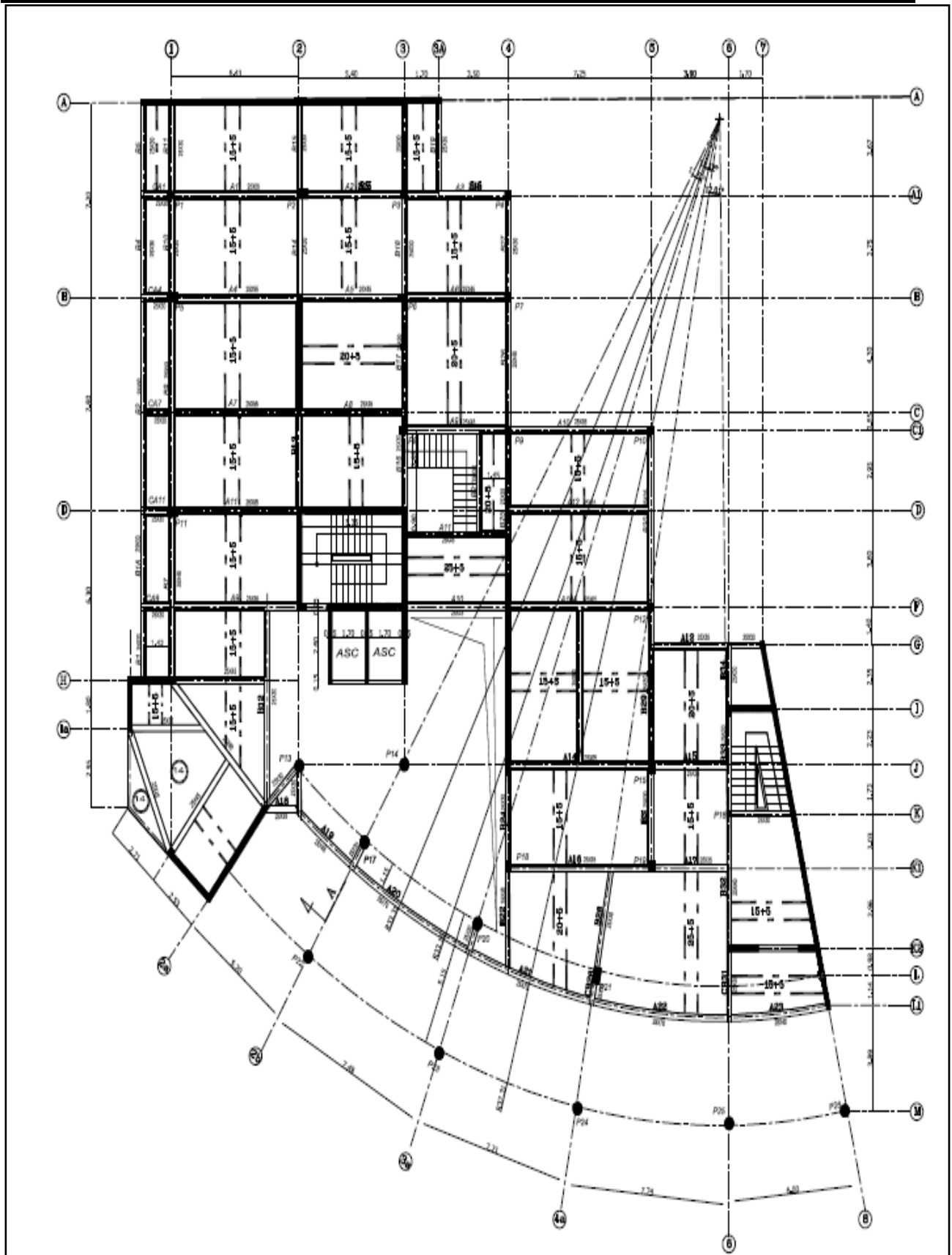


Fig.53 : Plan de coffrage du PH de la soupente

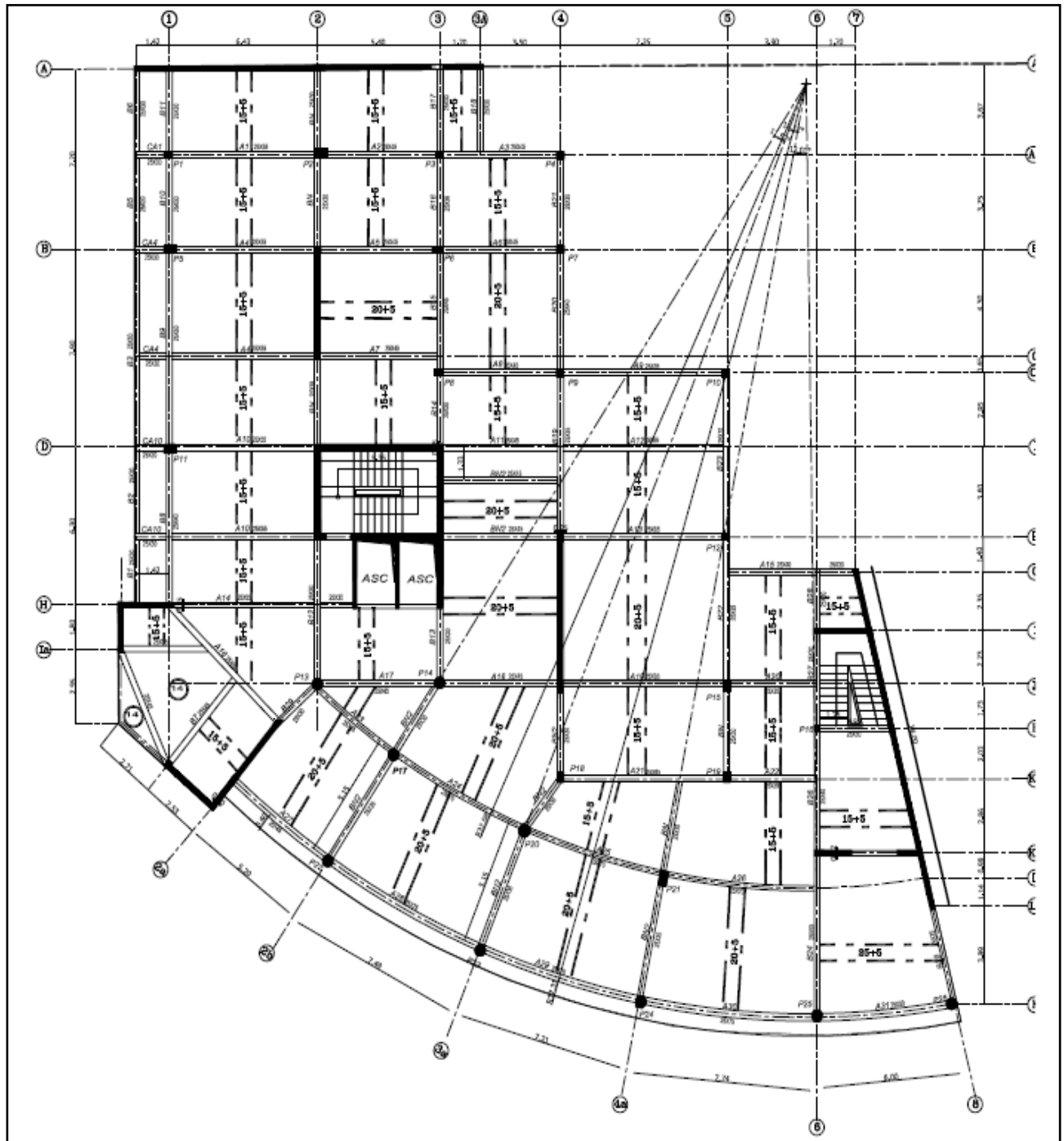


Fig.54 : Plan de coffrage du PH du RDC

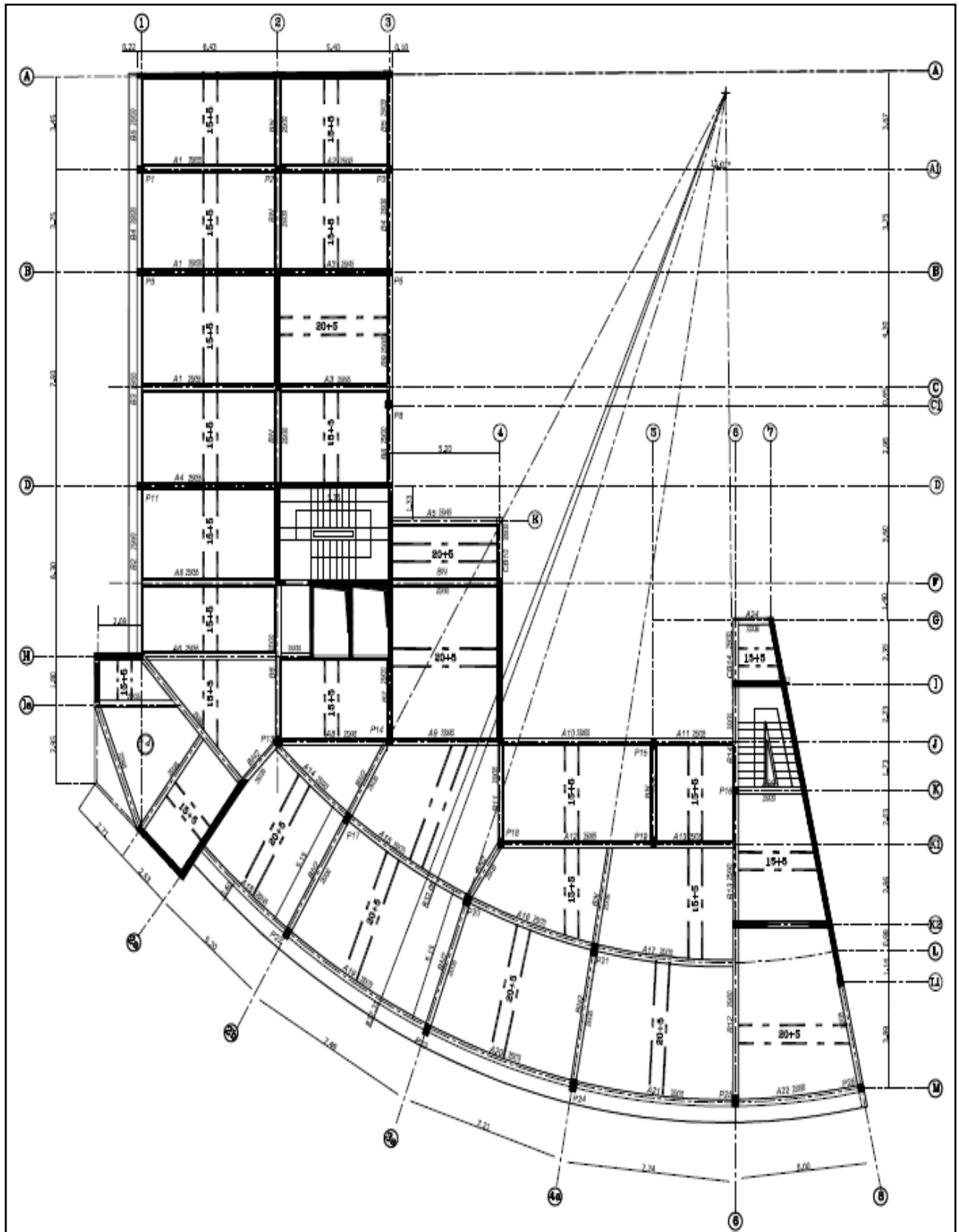


Fig.55 : Plan de coffrage du PH étage courant

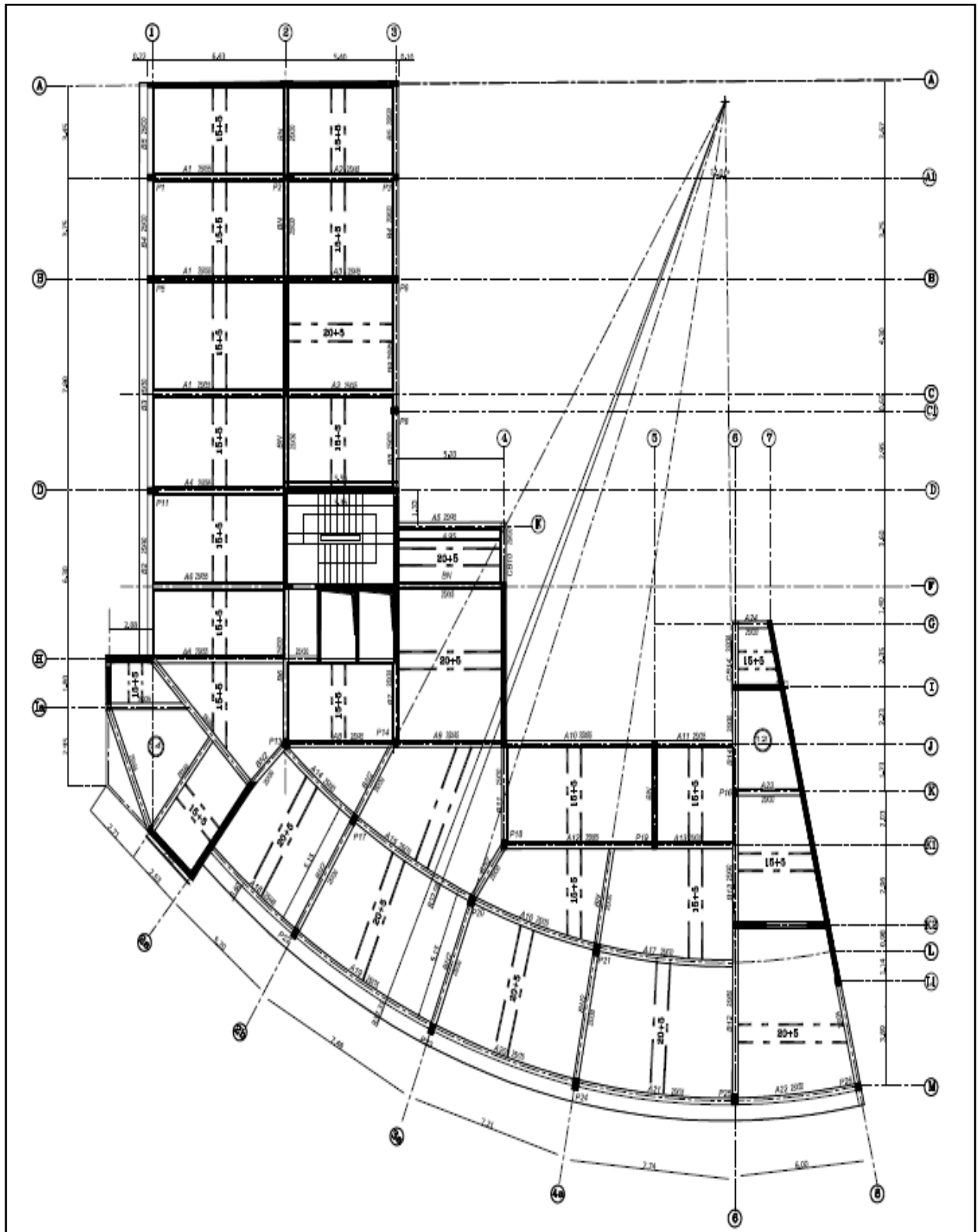


Fig.56 : Plan de coffrage du PH de la terrasse

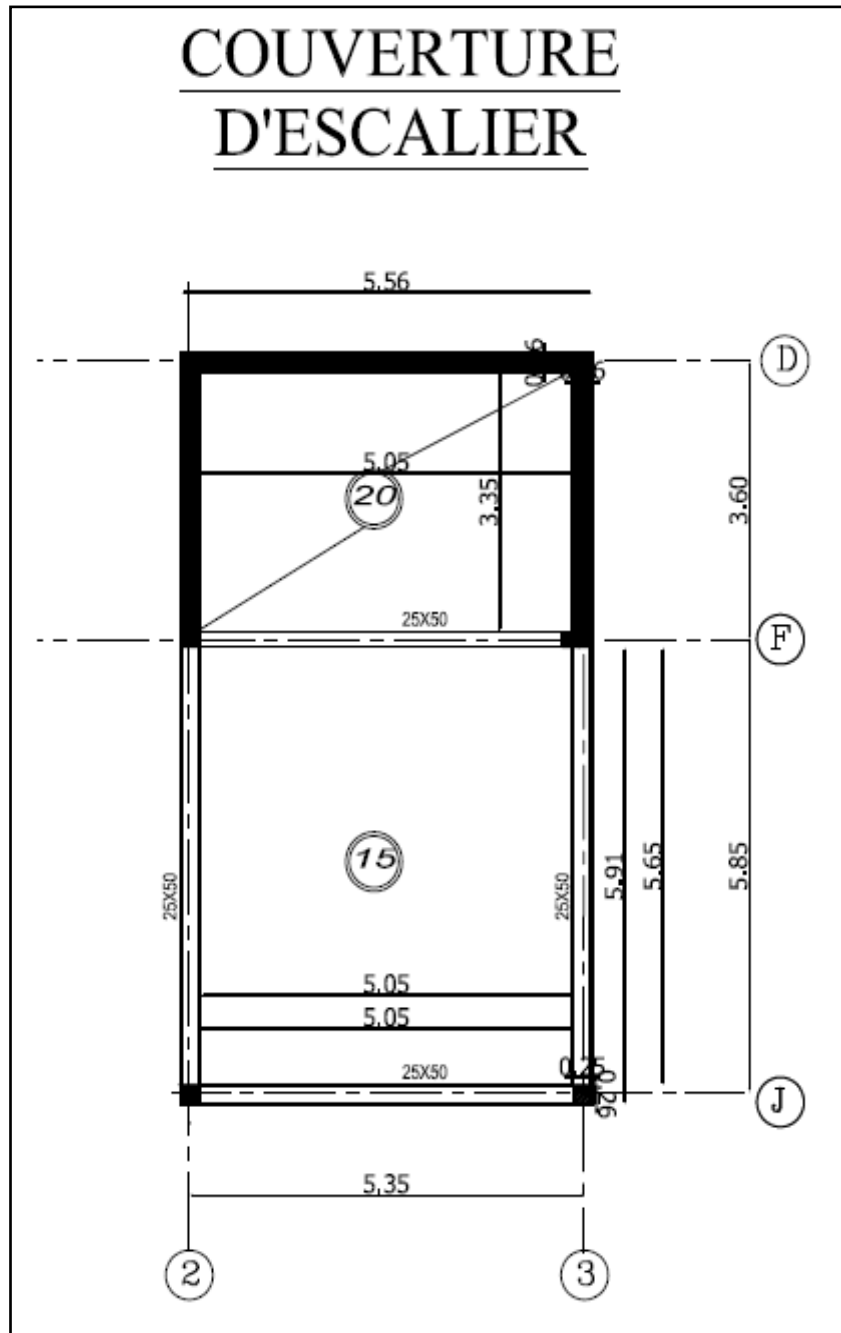


Fig.57 : Plan de coffrage de la couverture d'escalier

**Paramètres sismiques Selon le RPS2000**

Zone	$A = A_{\max}/g$
Zone 1	0,01
Zone 2	0,08
Zone 3	0,16

Tab.17 : Coefficient d'accélération

Site	Nature	Coefficient
Site 1	Rocher toute profondeur Sols fermes épaisseur <15 m	1
Site 2	Sols fermes épaisseur >15 m Sols moyennement ferme épaisseur <15 m Sols Mous épaisseur <10 m	1,2
Site 3	Sols moyennement ferme épaisseur >15 m Sols Mous épaisseur >10 m	1,5

Tab.18 : Coefficient de site

Classe de construction	Coefficient I
Classe 1	1,3
Classe 2	1

Tab.19 : Coefficient de priorité



Classe de bâtiments	$A_{max} < 0,1g$	$0,1g < A_{max} < 0,2g$	$0,2g < A_{max}$
Classe 1	ND1	ND2	ND3
Classe 2	ND1		ND2

Tab.20 : Ductilité et classe de bâtiment

Système de contreventement	ND1	ND2	ND3
Portique	2	3,5	5
Mixte	2	3	4
Voile	1,4	2,1	2,8

Tab.21 : Facteur de comportement K

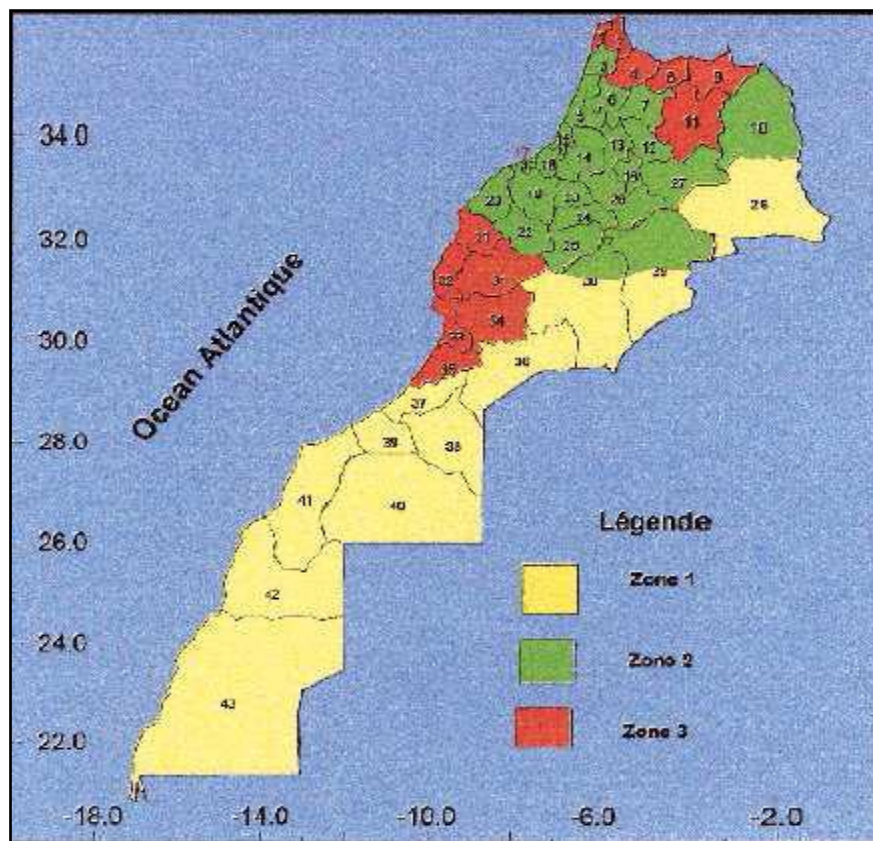


Fig.58 : Zonage sismique

**Dimensions des poteaux**

PH	PH5	PH4	PH3	PH2	PH1	PH RdC	PH soupenste	PH sous sol
P1	25x25	25x25	25x25	25x30	25x30	25x30	25x30	25x30
P2	25x25	25x30	25x30	25x50	25x50	35x55	35x55	35x55
P3	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x30	25x30	25x30
P4	-	-	-	-	-	25x25	25x25	25x30
P5	25x25	25x30	25x30	25x35	25x35	30x50	30x50	30x50
P6	25x25	25x25	25x25	25x30	25x30	25x45	25x45	35x45
P7	-	-	-	-	-	25x25	25x25	25x25
P8	25x25	25x25	25x25	25x30	25x30	25x35	25x35	30x40
P9	-	-	-	-	-	25x30	25x30	30x45
P10	-	-	-	-	-	25x25	25x25	25x30
P11	25x25	25x30	25x30	25x50	25x50	35x50	35x50	40x55
P12	-	-	-	-	-	25x30	25x30	30x35
P13	Φ25	Φ30	Φ30	Φ40	Φ40	Φ45	Φ45	45x45
P14	25x25	25x25	25x25	25x35	25x35	Φ45	Φ45	45x45
P15	25x25	25x25	25x25	25x35	25x35	30x40	30x40	35x45
P16	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x30	25x30	25x35
P17	25x25	25x30	25x30	25x40	25x40	Φ45	Φ45	45x45
P18	25x25	25x25	25x25	25x35	25x35	25x40	25x40	30x45
P19	25x25	25x30	25x30	25x40	25x40	30x40	30x40	40x55
P20	25x25	25x35	25x35	30x40	30x40	Φ45	Φ45	45x45
P21	25x25	25x40	25x40	30x45	30x45	35x60	35x60	45x60
P22	25x25	25x30	25x30	25x40	25x40	Φ45	Φ45	45x45
P23	25x25	25x30	25x30	25x40	25x40	Φ45	Φ45	45x45
P24	25x25	25x30	25x30	30x40	30x40	Φ45	Φ45	45x45
P25	25x25	25x35	25x35	30x40	30x40	Φ45	Φ45	45x45
P26	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	Φ45	Φ45	Φ45
P27	-	-	-	-	-	-	-	25x25
P28	-	-	-	-	-	-	-	25x30
P29	-	-	-	-	-	-	-	25x25

Tab.22 : Dimensions des poteaux



Ferrailage de quelques éléments de structure

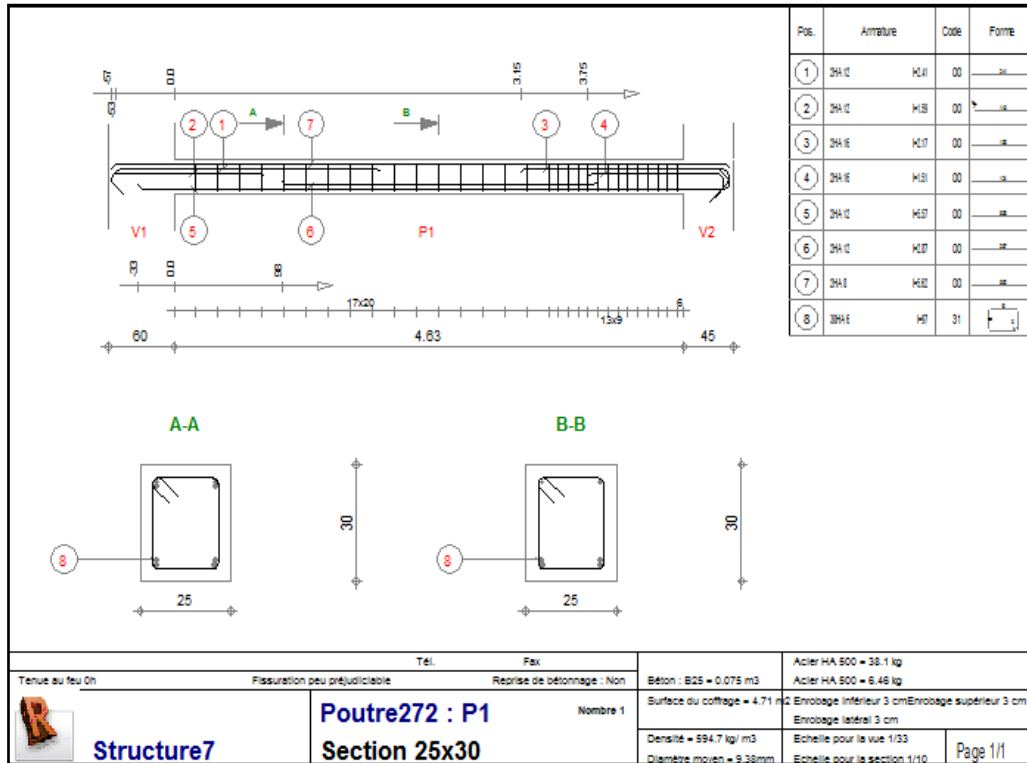


Fig.59 : Ferrailage de la poutre 272

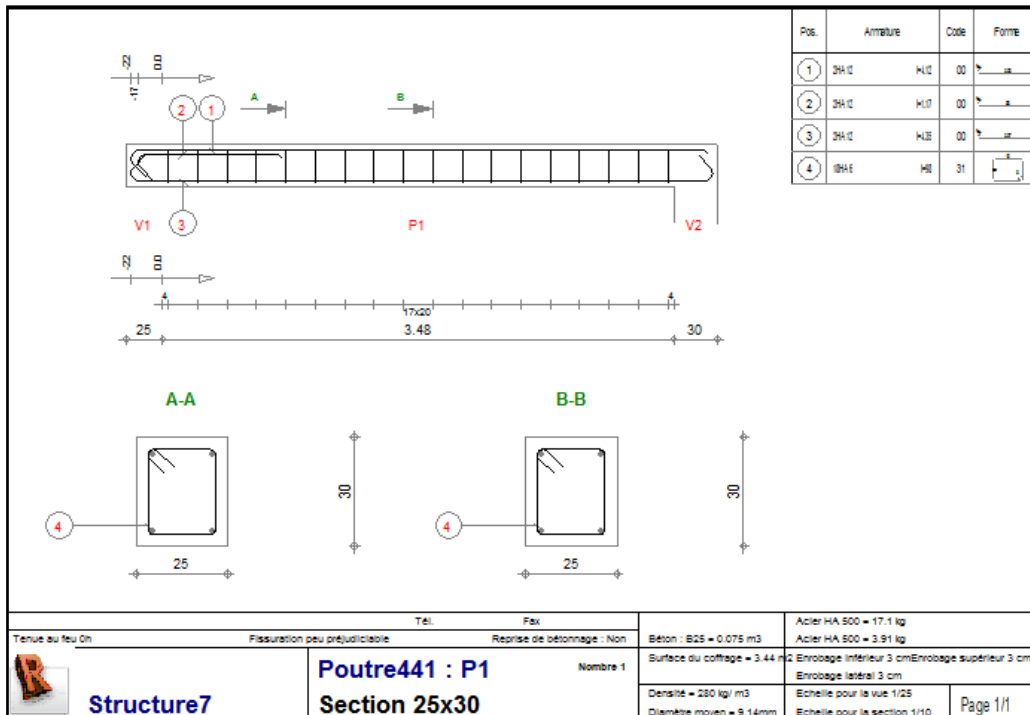


Fig.60 : Ferrailage de la poutre 441

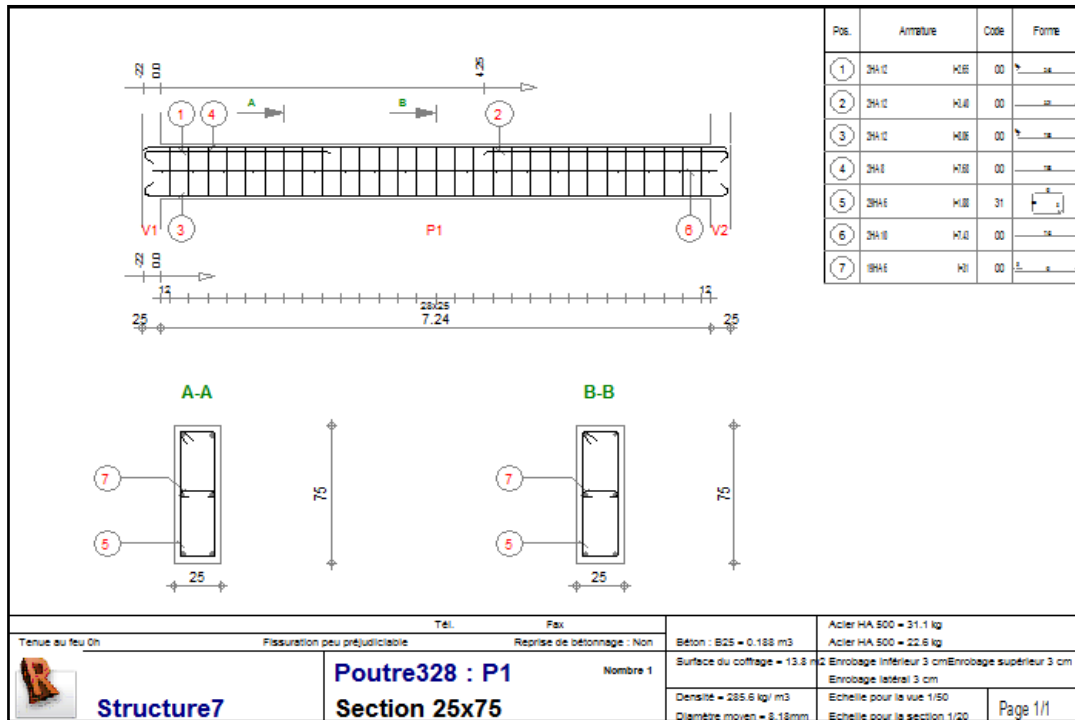


Fig.61 : Ferrailage de la poutre 328

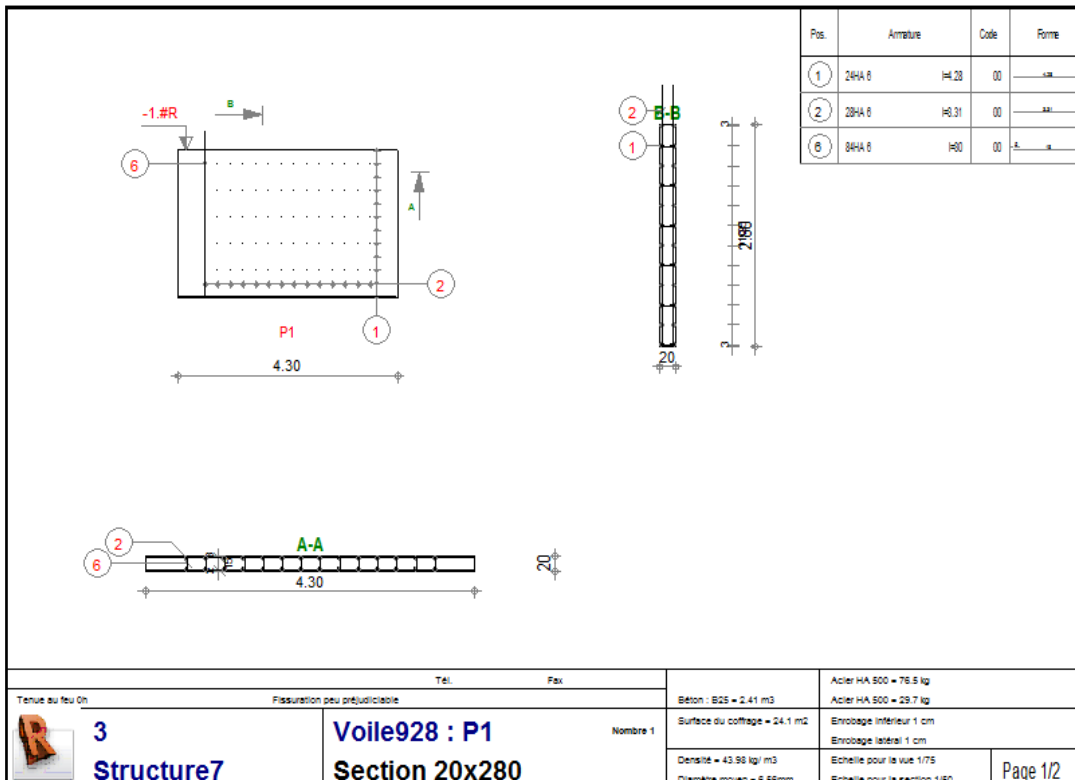


Fig.62 : Ferrailage du voile 928

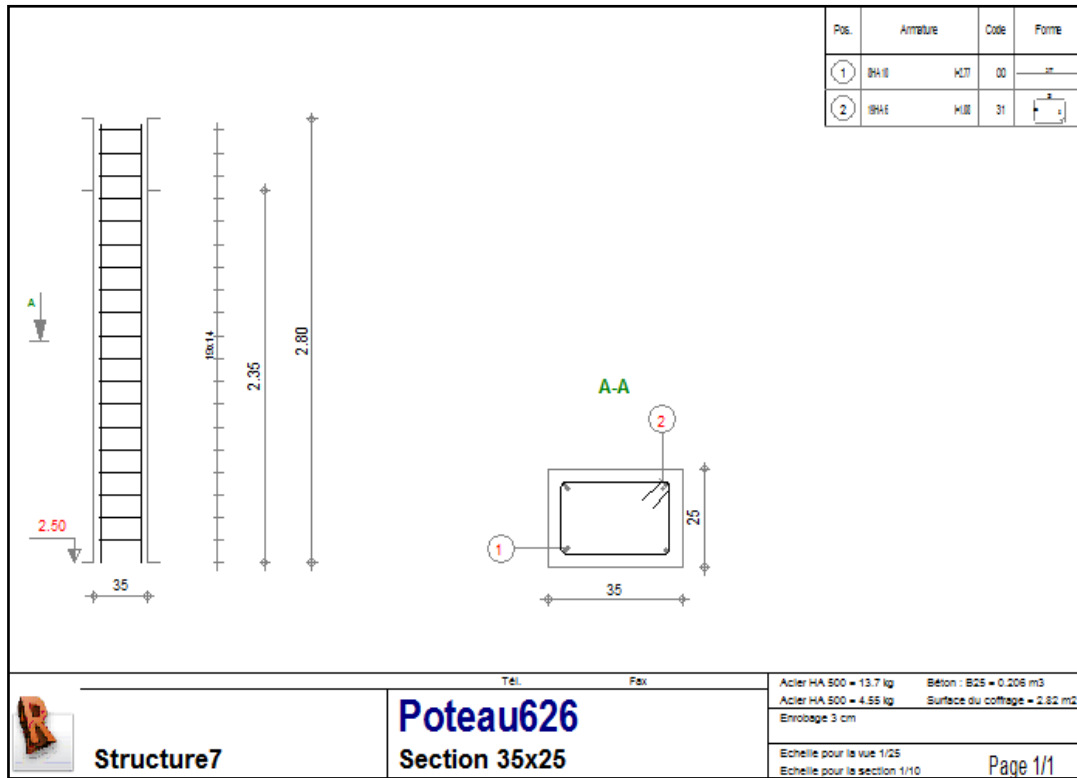


Fig.63 : Ferrailage du poteau 626

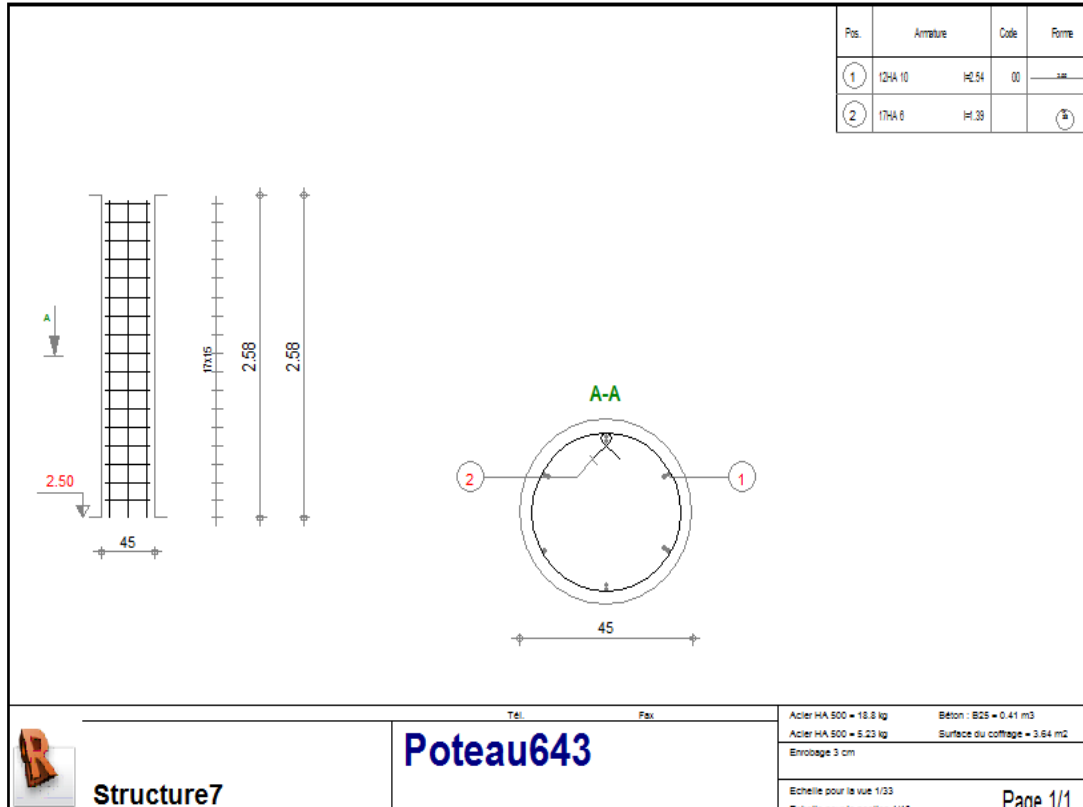


Fig.64 : Ferrailage du poteau 643