

République algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la
recherche scientifique
Université Mohamed Boudiaf- M'sila
Faculté de Technologie

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
جامعة محمد بوضياف-المسيلة
كلية التكنولوجيا



Département de Génie Civil

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du diplôme de :

En Génie Civil

Option : Structures

Thème :

**Étude comparative du comportement sismique
d'une structure en béton armé et une structure en
charpente métallique(R+3)**

Présenté par : **Mahmoud Obaidyah mahmoud ibrahim**

Proposé et dirigé par : **Abderrazek Menasri**

Devant le jury composé de :

Président :

Examineur :

Encadreur :

N° d'ordre : GC/...../2025

Année Universitaire : 2024 / 2025

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicace

sincérité

Je dédie cet humble travail à :

**La personne la plus précieuse au monde est la lumière de
ma vie**

**La source de tendresse qui s'est sacrifiée et a enduré les
plus belles années**

De sa vie pour me voir réussir un jour :

♥♥ Ma chère mère ♥♥

À mon cher père

À ma chère sœur

À ma chère famille

**Aux amis à l'étranger et à tous ceux qui ont vécu pour
l'amour de la Palestine**

**À mon deuxième pays, l'Algérie, et à tous ceux qui ont une
place spéciale dans nos cœurs**

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, nous tenons à remercier le bon Dieu Le tout puissant de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail

Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

Nos plus vifs remerciements vont aussi à notre encadreur **Professeur Abderrazek Menasri** de nous avoir guidé dans notre travail et pour avoir suivi et accorder un grand intérêt à notre travail, pour la patience dont il a fait part à notre égard, pour son aide précieuse et pour tout le savoir qu'il nous a transmis.

Nous remercions tous les enseignants à tous les niveaux, Particulièrement ceux du département de génie civil, pour tout le Savoir que nous avons acquis grâce à eux durant notre Formation.

Nous remercions également les membres du jury qui nous ont fait l'honneur d'examiner ce modeste travail.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience et leur encouragement.

MERCI

ملخص

يتناول هذا مشروع التخرج دراسة وتصميم نظامين مختلفين لمقاومة الزلازل لمبنيين موجودين في مدينة المسيلة، حيث أن المبنى الأول مشيد من الخرسانة المسلحة، أما المبنى الثاني فهو مكوّن من هيكل معدني. وقد تم الاعتماد على برنامج روبو مختص في النمذجة والتحليل الإنشائي لمحاكاة سلوك المبنيين تحت تأثير الزلازل، وذلك بافتراض حالتين إنشائيتين: الحالة الأولى تعتمد على جدران قص تعمل على امتصاص القوى الزلزالية، بينما تستند الحالة الثانية إلى استخدام قضبان حديدية تُساهم في تعزيز ثبات المبنى واستقراره. ونظرًا لتصنيف المنطقة ضمن المناطق الزلزالية حسب التعليمات الوطنية للبناء المقاوم للزلازل في الجزائر، فقد تم الأخذ بهذه المعايير أثناء التصميم. وتشمل هذه الدراسة الجوانب الأساسية التالية: التصميم المقاوم للزلازل، النمذجة والتحليل، عرض ومقارنة النتائج.

الكلمات المفتاحية: مقاومة الزلازل، مبنى من الخرسانة المسلحة، مبنى بهيكل معدني، النمذجة والتحليل، التعليمات الزلزالية الجزائرية.

Résumé

Dans ce projet de fin d'études, nous avons étudié et conçu deux systèmes différents de résistance aux séismes appliqués à deux bâtiments situés dans la ville de M'sila : le premier est réalisé en béton armé, tandis que le second est constitué d'une charpente métallique. L'analyse sismique a été réalisée à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis, à travers une modélisation par éléments finis, en supposant deux cas de contreventement : le premier cas utilise des murs voiles en béton armé pour absorber les forces sismiques, tandis que le deuxième repose sur des palées de stabilité en charpente métallique visant à améliorer la stabilité globale de la structure. La ville de M'sila étant classée en zone sismique IIa selon les Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 – version 2003), les exigences de cette réglementation ont été prises en compte tout au long de l'étude. Cette dernière comprend plusieurs volets essentiels, à savoir : la conception parasismique, la modélisation à l'aide du logiciel Robot, l'analyse et l'interprétation des résultats.

Mots clés : conception parasismique, bâtiment en béton armé, bâtiment en charpente métallique, modélisation par Robot, règlement parasismique algérien.

Abstract

In this final year project, we studied and designed two different seismic resistance systems for two buildings located in the city of M'sila: the first one is constructed using reinforced concrete, while the second one consists of a steel frame structure. The seismic analysis was carried out using the finite element modeling capabilities of the Robot Structural Analysis software, assuming two structural configurations for bracing: the first case involves the use of reinforced concrete shear walls to absorb seismic forces, while the second relies on steel bracing systems that contribute to the overall stability of the structure. Given that the city of M'sila is classified as a seismic zone IIa according to the Algerian Seismic Code (RPA 99 – version 2003), all seismic design provisions were strictly followed during the study. This project covers several key aspects, including seismic design, modeling using the Robot software, structural analysis and interpretation of results.

Keywords: seismic design, reinforced concrete building, steel frame building, modeling using Robot, Algerian seismic regulations.

SOMMAIRE:

Introduction	1
a) Généralités et définitions.....	1
b) Problématique de l'étude.....	1
c) Objectif.....	2
d) Méthodologiques (contenue du mémoire).....	2
Chapitre 1 : Revue bibliographique	
Présentation des dispositions RPA9.....	1
A. Concernant les structures en béton armé.....	1
1.1 GENERALITES	1
1.1.1 Objet	1
1.1.2 Composants principaux et secondaires	2
1.1.3 Définitions – Terminologie – Notations.....	2
1.1.3.1 Zones critiques.....	2
1.1.3.2 Confinement	3
1.1.3.3 Effort normal réduit	3
1.1.3.4 Pièces comprimées, pièces fléchies	3
1.2 Caractéristiques des matériaux	3
1.2.1 Béton (VOIR MODIFICATIFS ET COMPLEMENTS AUX RPA 99).....	3
1.2.2 Aciers	4
1.3 CONCEPTION ET contrôles	4
1.3.1 Facteurs de comportement.....	4
1.3.1.1. Vérification des éléments structurels.....	4
1.3.1.2 Combinaisons de calcul	4
1.3.1.3 Diagramme contraintes -déformation	4
1.3.1.4 Coefficients de sécurité partiels	4
1.3.1.5 Verification.....	5
1.4 SPECIFICATIONS POUR LES POTEAUX.....	5
1.4.1 Coffrage : (VOIR MODIFICATIFS ET COMPLEMENTS AUX RPA 99).....	5
1.4.2 Ferrailage	6
1.4.2.1 Les armatures longitudinales	6
1.4.2.2 Armatures transversales	7
1.4.3 Vérification spécifique.....	9
1.4.3.1 Sollicitations normale	9
1.4.3.2 Sollicitations tangentes	9
1.5 Recommandations pour les poutres.....	10
1.5.1 Coffrage :	10
1.5.2 Ferrailage	11
1.5.2.1 Armatures longitudinales :	11

1.5.2.2 Armatures transversales	12
1.6 SPECIFICATIONS POUR LES NŒUDS POTEAUX-POUTRES	13
1.6.1 Dispositions constructives.....	13
1.6.2 Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant.....	13
1.7 Murs et voiles de contreventement.....	14
1.7.1 Coffrage :	14
1.7.2 Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux.....	15
1.7.2.1 Ferrailage minimal :.....	17
1.7.3 Ferrailages des trumeaux :	17
1.7.3.1 Aciers verticaux :	17
B.Concernant la construction métallique.....	22
1.8 GENERALITES	19
1.8.1 Conditions d'application	19
1.8.2 Principe de cohérence (vent/séisme).....	19
1.8.3 Méthodes d'analyse.....	19
1.8.4 Notations et définitions	19
1.9 PORTIQUES AUTOSTABLES DUCTILES	20
1.9.1 Principes généraux	20
1.9.2 Matériaux (Aciers de construction).....	21
1.9.3 Sections transversales.....	21
Présentation des Règles RNV99.....	25
1.10 ZONES DE VENT	21
1.11 Exemple de notre bâtiment:.....	23
1.11.1 Action du vent :	23
1.11.1.1 Calcul v_1 :.....	23
1.11.1.2 Vent perpendiculaire au long-pan (sens V_1 du vent)	25
Chapitre 2: Conception parasismique des bâtiments à étages selon RPA99.....	32
Partie 1 : Structures métalliques	32
2.1 Introduction:	31
2.2 Conception structural.....	31
2.2.1 Les planchers :.....	31
2.2.2 Choix du système de contreventement :	31
2.2.3 Fondations :	32
2.2.4 Remplissage :	32
2.3 Données initiales	32
2.3.1 Règles de calcul :	32
2.3.2 Caractéristique des matériaux	32

2.3.3 Moyens d'assemblages.....	33
2.3.4 Principe de calcul	33
2.4 Palée de stabilité en construction métallique :	34
2.4.1 Contreventement en X (croix de Saint André) :	35
2.5 Exemple d'application dans la construction métallique :	38
2.5.1 Ossature d'un bâtiment métallique à étages multiples	38
2.5.2 Disposition des palées de contreventement :	38
Partie 2 : Conception des bâtiments en béton armé.....	39
2.6 Introduction:	39
2.7 Conception structural:.....	39
2.7.1 Les planchers :.....	39
2.7.2 Les fondations	39
2.7.3 Le remplissage :	39
2.7.4 Le balcons :	39
2.8 Données de base	40
2.8.1 Règles de calcul :	40
2.8.2 -ELU et ELS :	40
2.8.3 Types d'actions :	41
2.8.3.1 Action permanent : Poids propre des structures.	41
2.8.3.2 Action variable : Charges d'exploitation.	41
2.8.3.3 Action accidentelle :	41
2.8.3.4 Sollicitations :	41
2.8.3.5 Combinaisons d'actions : - Pour les planchers :	41
2.8.4 Hypothèses de calcul :	42
2.9 Caractéristique des matériaux.....	42
2.9.1 Béton :	42
2.9.1.1 Compositions :	42
2.10 Diagramme Déformation-Contrainte Du Béton (parabole rectangle):.....	44
2.10.1 Etat limite ultime :	44
2.10.2 Etat limite de service :	45
2.11 Choix du contreventement:.....	47
2.11.1 Contreventement par murs voiles en béton armée :	47
2.11.1.1 Les voiles :	47
2.12 Exemple d'application en béton armée :	48
2.12.1 Ossature d'un bâtiment métallique à étages multiples :	48
2.12.2 Disposition des voiles :	49
Chapitre 3 : Modélisation des deux bâtiments par ROBOT.....	

3.1 Généralités	51
3.2 Etude d'une coque.	52
3.2.1 Normes de conception.....	52
3.2.2 Lignes de construction	54
3.2.3 Combinaison des forces :	54
3.3 Modélisation d'une structure en charpente métallique par le logiciel ROB	58
3.3.1 Définition des profils	58
3.3.2 Déclaration des palées de stabilités de forme X	60
3.3.3 Vue en 3D du modèle numérique	61
3.4 Modélisation d'une structure en béton armée par le logiciel ROBOT 2015.....	62
3.4.1 Définition des sections pour les éléments barres (poteaux et poutres)	62
3.4.2 Modélisation des voiles, escaliers et dalles pleines	63
3.5 Vue en 3D du modèle numérique	65
Chapitre 4 : Analyse Des deux bâtiments béton armée et charpente métallique par ROBOT.....	67
4.1 Phases de modélisation :.....	67
4.2 Structure en charpente métallique	68
4.2.1 Action sismique.....	68
4.2.1.1 Méthode statique équivalente	68
4.2.1.1.1 Calcul de coefficient d'accélération : A	68
4.2.1.1.2 Calcul de coefficient de comportement : R	68
4.2.1.1.3 Calcul de poids de structure : W	68
4.2.1.1.4 Calcul de facteur d'amplification dynamique moyenne D :.....	68
4.2.1.2 Calcul de la force sismique totale (RPA99/V2003 Art-4.2.3) :.....	69
4.2.2 Méthode modale spectrale	69
4.2.2.1 Spectre de réponse de calcul :.....	69
4.2.2.2 Nombre de mode considéré :	69
4.2.3 Analyse des portiques sous l'action des charges verticales	70
4.2.3.1 L'états limite ultime (ELU) :	70
4.2.3.2 L'état limite en service (ELS) :	72
4.2.3.2.1 Vérification à la flèche :.....	74
4.2.4 Analyse des portiques sous l'action des charges horizontales :.....	74
4.2.4.1 Vérification les déplacements :.....	76
4.2.4.2 Déplacements du CDG des niveaux :	76
4.2.4.3 Les efforts tranchants sismiques d'étage :	76
4.2.4.4 Vérification de l'effet (P- Δ) de second ordre :	77
4.2.4.5 Les formes modales	78

4.3 structure en beton armee.....	82
4.3.1 Méthode statique équivalente.....	82
4.3.1.1 Calcul de coefficient d'accélération : A.....	82
4.3.1.2 Calcul de coefficient de comportement : R	82
4.3.1.3 Calcul de poids de structure : W	82
4.3.1.4 Calcul de facteur d'amplification dynamique moyenne D :	83
4.3.1.5 Calcul de la force sismique totale (RPA99/V2003 Art-4.2.3) :.....	83
4.3.2 La méthode dynamique modale spectrale :.....	84
4.3.2.1 Spectre de réponse de calcul :.....	84
4.3.2.2 Nombre de mode considéré :	84
4.3.3 Analyse des portiques sous l'action des charges verticales	84
4.3.3.1 L'états limite ultime (ELU) :	84
4.3.3.2 L'état limite en service (ELS) :	88
4.3.3.2.1 Vérification à la flèche :.....	89
4.3.4 Analyse des portiques sous l'action des charges horizontales :.....	89
4.3.4.1 Déplacements du CDG des niveaux :.....	91
4.3.4.2 Les efforts tranchants sismiques d'étage :	91
4.3.4.3 Vérification de l'effet (P- Δ) de second ordre :	92
4.3.4.4 Les formes modales	93
Conclusion generale et recommandations	98

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 Coffrage des poteaux.....	5
Figure 1-2 nœud poutre-poteaux	6
Figure 1-3 Cas de constitution de poteau court par hauteur insuffisante.....	10
Figure 1-4 Dispositions constructives des portiques	12
Figure 1-5 Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau	13
Figure 1-6 Coupe de voile en élévation.....	14
Figure 1-7 Prise en compte des murs en retour	15
Figure 1-8 comptes des murs en retour.....	17
Figure 1-9 Armatures de linteaux	16
Figure 1-10 Efforts dans les bielles du linteau	16
Figure 1-11 Disposition des armatures verticales dans les voiles	18
Figure 1-12 la direction de vent	27
Figure 1-13 pression dynamique q_{dyn}	28
Figure 1-14 pression dynamique q_{dyn}	28
Figure 1-15 légende pour les parois verticales	29
Figure 1-16 Valeur de C_p pour la.....	29
Figure 1-17 Valeur de C_p pour la terrasse.....	30
Figure 1-18 pression du vent	30
Figure 1-19 action d'ensemble (sens V1).....	30
Figure 1-20 action d'ensemble (sens V2).....	31
Figure 2-1 Contreventement en X	34
Figure 2-2 Contreventements verticaux	35
Figure 2-3 Influence d'un contreventement sur les déplacements horizontaux	37
Figure 2-4 Disposition des palées de contreventement	38
Figure 2-5 Diagramme de formation contrainte du béton.....	43
Figure 2-6 Diagramme expérimentale.....	45
Figure 2-7 Diagramme de calcul	45
Figure 2-8 Voile en béton armée	47
Figure 2-9 disposition des voiles en béton armée	48
Figure 3-1 Différentes applications du logiciel Robot Bat.....	51
Figure 3-2 Page d'accueil du programme	52
Figure 3-3 nomes de conception.....	52
Figure 3-4 la charges sismiques	53
Figure 3-5 cas de charge.....	55
Figure 3-6 La charge G.....	55
Figure 3-7 Les composantes de la charge G.....	56
Figure 3-8 La combinaison à l'ELU	56
Figure 3-9 La combinaison à l'ELS	57
Figure 3-10 Définition d'un nouveau cas	58
Figure 3-11 Paramètres RPA9.....	58
Figure 3-12 Profilés de barres	58
Figure 3-13 ajouter de nouvelles sections.	59
Figure 3-14 dialogue suivante	59
Figure 3-15 Sélection des poteaux et des poutres.....	60

Figure 3-16de formulaire x.....	60
Figure 3-17Vue en 3D du modèle numérique en charpente métallique	61
Figure 3-18Données de la poutre	62
Figure 3-19Données des poteaux	62
Figure 3-20Données des poteaux et des poutres	63
Figure 3-21Déterminer l'épaisseur du nouveau voile.....	63
Figure 3-22les dalles pleines d'épaisseur.....	64
Figure 3-23Vue en 3D du modèle numérique en béton armée.....	65
Figure 4-1Spectre de réponse	68
Figure 4-2Cas (modale) modes actif 1..10	69
Figure 4-3Diagramme des moments fléchissant sur les poutres principales.....	70
Figure 4-4Diagramme des moments fléchissant sur les solives.....	71
Figure 4-5Diagramme des efforts tranchants sur les poutres principales.....	71
Figure 4-6Diagramme des efforts tranchants sur les solives.....	72
Figure 4-7Diagramme des efforts de compression sur les poteaux.....	72
Figure 4-9Diagramme de déformation sur les poutres principales.....	73
Figure 4-10Diagramme de déformation sur les poutres les solives.....	73
Figure 4-11Déplacements EX.....	74
Figure 4-12Déplacements EY.....	74
Figure 4-13la déplacement en sens X (Ex).....	75
Figure 4-14la déplacement en sens Y (Ey).....	75
Figure 4-15Formes modales(mode 1)	78
Figure 4-16Formes modales(mode 2)	78
Figure 4-17Formes modales(mode 3)	79
Figure 4-18Diagramme des moments fléchissant sur les poutres principales.....	79
Figure 4-19Diagramme des moments fléchissant sur les solive.....	80
Figure 4-20Diagramme des efforts tranchants sur les poutres principales.....	80
Figure 4-21Diagramme des efforts tranchants sur les solives.....	81
Figure 4-22Diagramme des efforts de compression sur les poteaux.....	81
Figure 4-23Diagramme des efforts tranchants sur les solives le contreventement	82
Figure 4-24Spectre de réponse	84
Figure 4-25Cas (modale) modes actif 1..10	84
Figure 4-27Diagramme des moments fléchissant sur les poutres principales.....	85
Figure 4-28Diagramme des moments fléchissant sur les solives.....	86
Figure 4-29Diagramme des efforts tranchants sur les poutres principales.....	86
Figure 4-30Diagramme des efforts tranchants sur les solives.....	87
Figure 4-31Diagramme des efforts de compression sur les poteaux.....	87
Figure 4-32Diagramme de déformation sur les poutres principales.....	88
Figure 4-33Diagramme de déformation sur les poutres secondaires	88
Figure 4-34Déplacements EX.....	89
Figure 4-35déplacements EY	89
Figure 4-36la déplacement en sens X (Ex).....	90
Figure 4-37la déplacement en sens Y (Ey).....	90
Figure 4-38Formes modales(mode 1)	93
Figure 4-39Formes modales(mode 2)	94
Figure 4-40Formes modales(mode 3)	94

Figure 4-41 Diagramme des moments fléchissant sur les poutres principales.....	95
Figure 4-42 Diagramme des moments fléchissant sur les solives	95
Figure 4-43 Diagramme des efforts tranchants sur les poutres principales.....	96
Figure 4-44 Diagramme des efforts tranchants sur les solives	96
Figure 4-45 Diagramme des efforts de compression sur les poteaux.....	97
Figure 4-46 Diagramme des efforts tranchants sur les solives le contreventement	97

Liste des tableaux

Tableau 1-1 valeurs de la vitesse de reference valeurs du vent.....	22
Tableau 4-1 déplacements	76
Tableau 4-2 efforts tranchant.....	77
Tableau 4-3 valeur θ_k	77
Tableau 4-4 déplacements	91
Tableau 4-5 effort tranchant	92
Tableau 4-6 valeur θ_k	93

INTRODUCTION

INTRODUCTION

a) Généralités et définitions

La structure d'un bâtiment doit être capable de résister aux sollicitations horizontales venant de toutes les directions. Pour cela, les éléments porteurs doivent présenter des caractéristiques de résistance et de rigidité comparables selon les deux axes principaux, d'où l'importance d'opter pour une configuration symétrique.

L'ingénierie parasismique vise principalement à préserver un maximum de vies humaines lors d'un séisme et à réduire autant que possible les dégâts matériels et les pertes économiques. Selon les contraintes du projet et la nature du sol, plusieurs types de structures peuvent être envisagés, notamment le béton armé et la charpente métallique.

Ces deux systèmes constructifs présentent chacun des points forts et des limites, que nous analyserons au cours de cette étude. Toutefois, il est à noter que la structure métallique offre un avantage significatif : la possibilité de préfabrication de nombreux éléments en parallèle, contrairement au béton armé dont les composants doivent être coulés sur place.

Qu'il s'agisse de béton armé ou de charpente métallique, le plus essentiel reste de choisir la solution structurelle la mieux adaptée au projet, offrant le meilleur compromis entre performances techniques, sécurité et durabilité.

b) Problématique de l'étude

La stabilité latérale des bâtiments quel que soit en CM ou en BA constitue un problème primordial. Contrairement au vent qui génère des forces de pression qui s'appliquent de manière directe sur l'ouvrage, les mouvements sismiques produisent des forces inertielles internes causées par la vibration des masses des différents éléments qui constituent la structure. Afin de stabiliser les bâtiments contre le vent ou le séisme, il est nécessaire de prévoir des systèmes de contreventement qui ont pour rôles de s'opposer aux actions horizontales de vent ou de séisme générées par le mouvement du sol, et d'assurer la stabilité latérale de la structure.

c) Objectif

Dans notre mémoire on consiste à faire une étude comparative de la conception et du dimensionnement parasismique d'un bâtiment (R+3) à usage d'habitation selon le règlement algérien RPA99,2003 en Béton armé et charpente métallique.

La question qui se pose et dans nous allons répondre en fin de cette étude est la suivante :
Quelle est la différence entre la construction en béton armé et celle en charpente métallique et laquelle est préférable ?

d) Méthodologiques (contenue du mémoire)

Pour mener à bien ce travail de fin d'étude, nous avons adopté une démarche structurée, débutant par une introduction générale dans laquelle sont exposées la problématique et les objectifs du projet.

Le chapitre 1 est consacré à une recherche bibliographique afin de poser les bases théoriques nécessaires

Dans le chapitre 2, nous abordons la conception parasismique des bâtiments à étages multiples selon les prescriptions du RPA99, illustrée par deux exemples d'application.

Le chapitre 3 traite de la modélisation des deux structures à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis, tandis que le chapitre 4 présente une analyse détaillée des résultats obtenus.

Enfin, ce mémoire se conclut par une conclusion générale, accompagnée de quelques perspectives pour d'éventuels prolongements de ce travail.

Chapitre 1 :

Revue bibliographique

Présentation des Règles RPA99

A. Concernant les structures en béton armé

1.1 GENERALITES

1.1.1 Objet

Ce chapitre expose les directives et recommandations essentielles pour le dimensionnement des structures, ou de leurs éléments, en béton armé coulé sur site, ainsi que les dispositions constructives qui leur sont associées.

Par ailleurs, les systèmes constructifs intégrant des planchers de type « dalle pleine » ou appelés « planchers champignons » sont interdits dans les zones à risque sismique. La conception et le calcul des ouvrages en béton armé doivent être réalisés conformément aux prescriptions du Code du Béton Armé (CBA).

1.1.2 Composants principaux et secondaires

Dans ce qui suit, le terme *éléments principaux* désigne les composants participant activement à la résistance globale aux sollicitations sismiques ou à la répartition de ces efforts à travers la structure.

Les éléments qui ne contribuent pas de manière significative à cette résistance ou à cette distribution peuvent être classés comme *éléments secondaires*, à condition que leur résistance aux effets sismiques soit volontairement négligée, et qu'ils ne soient soumis, en raison des déformations imposées, qu'à des efforts négligeables par rapport à ceux engendrés par d'autres types d'actions.

1.1.3 Définitions – Terminologie – Notations

1.1.3.1 Zones critiques

On entend par *zone critique* toute portion d'un élément structural principal où peuvent se manifester des concentrations importantes de déformations ou de sollicitations. Ces zones correspondent à celles spécifiées dans le présent article pour chaque type d'élément, ainsi qu'à celles identifiées comme telles à l'issue des calculs de dimensionnement.

1.1.3.2 Confinement

Le béton confiné désigne un volume de béton renforcé par des armatures transversales, positionnées de manière à limiter l'expansion latérale du matériau sous l'effet des efforts de compression, tout en empêchant le flambement des armatures longitudinales.

Par convention, la zone considérée comme confinée dans une section correspond à l'espace projeté à l'intérieur du périmètre formé par les armatures de confinement situées à la périphérie de ladite section.

Il est possible, sous réserve d'une justification appropriée, de prendre en compte l'évolution du comportement mécanique du béton — en particulier la modification de sa courbe contrainte-déformation — induite par le confinement apporté par les armatures transversales.

1.1.3.3 Effort normal réduit

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{ct}} \quad (1)$$

Où

N_d désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c est l'aire (section brute) de cette dernière f_{ct} est la résistance caractéristique du béton

1.1.3.4 Pièces comprimées, pièces fléchies

Une pièce fléchie désigne un élément structural linéaire ou bidimensionnel soumis à une flexion, qu'elle soit simple ou composée, et pour lequel les conditions suivantes sont respectées :

$$v_{\max} \leq 0.1$$

$$h \leq l/4$$

h représente la hauteur de la section droite de l'élément

l est la portée entre nus de l'élément

La pièce est dite "courte" lorsque $h > l/4$.

Une pièce est dite comprimée lorsque $v_{\max} > 0.1$

Si on désigne par a et b respectivement la plus petite et la plus grande dimension de la Section droite de la pièce.

Si $b < 4a$, la pièce est considérée comme un poteau;

Si $b > 4a$, la pièce est considérée comme un mur.

Dans le cas d'éléments composés tels que poutres-échelles, palées triangulées, association de voiles ou murs, etc, le terme de pièce s'entend de chacun des éléments constitutifs.

1.2 Caractéristiques des matériaux

1.2.1 Béton

Pour les éléments structuraux principaux, la résistance du béton à 28 jours f_{c28} doit être comprise entre 22 MPa au minimum et 45 MPa au maximum. Par ailleurs, les valeurs du module d'élasticité doivent être conformes aux prescriptions du Code de Béton Armé (C.B.A.).

1.2.2 Aciers

À l'exception des armatures transversales, les armatures utilisées dans les éléments principaux en béton armé doivent être de type à haute adhérence, avec une limite d'élasticité spécifiée ne dépassant pas 500 MPa.

De plus, l'allongement total relatif sous charge maximale spécifiée doit être au minimum de 5 %.

1.3 CONCEPTION ET CONTROLE

1.3.1 Facteurs de comportement

À défaut de valeurs plus précises déterminées par une méthode scientifiquement reconnue et validée par l'expérience, les coefficients de comportement **R** à considérer sont ceux indiqués dans la présente réglementation.

1.3.1.1 Vérification des éléments structurels

1.3.1.2 Combinaisons de calcul

L'action sismique est classée comme une action accidentelle, conformément à la philosophie de calcul aux États Limites.

Les combinaisons d'actions à prendre en compte pour les déformations dans le cadre du calcul sont les suivantes :

- **G + Q + E**
- **0.8 G ± E**

Pour Les poteaux dans les **ossatures autostables**, la combinaison (5-1) est remplacée par la combinaison suivante:

$$G + Q + 1.2 E$$

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation non pondérées

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales

1.3.1.3 Diagramme contraintes - déformations

Les diagrammes contraintes déformations à considérer sont ceux des règles algériennes C.B.A.

1.3.1.4 Coefficients de sécurité partiels

On vérifie que les sollicitations accidentelles agissantes sont inférieures ou égales aux sollicitations résistantes en prenant en compte les coefficients de sécurité partiels suivants :

- Acier : $\gamma_s=1$
- Béton : $\gamma_b = 1,15$

La résistance de calcul f_{bu} du béton est $f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c_j}}{\gamma_b}$

Les autres coefficients de sécurité correcteurs sont spécifiés individuellement dans les dispositions particulières propres à chaque type d'élément de l'ossature, comme détaillé dans les paragraphes suivants.

1.3.1.5 Vérifications

Les vérifications à effectuer sont celles prévues par le C.B.A, avec les ajustements mentionnés dans les articles précédents, et en intégrant les vérifications complémentaires ou substitutives prescrites dans les articles suivants.

1.4 SPECIFICATIONS POUR LES POTEAUX

1.4.1 Coffrage :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes.

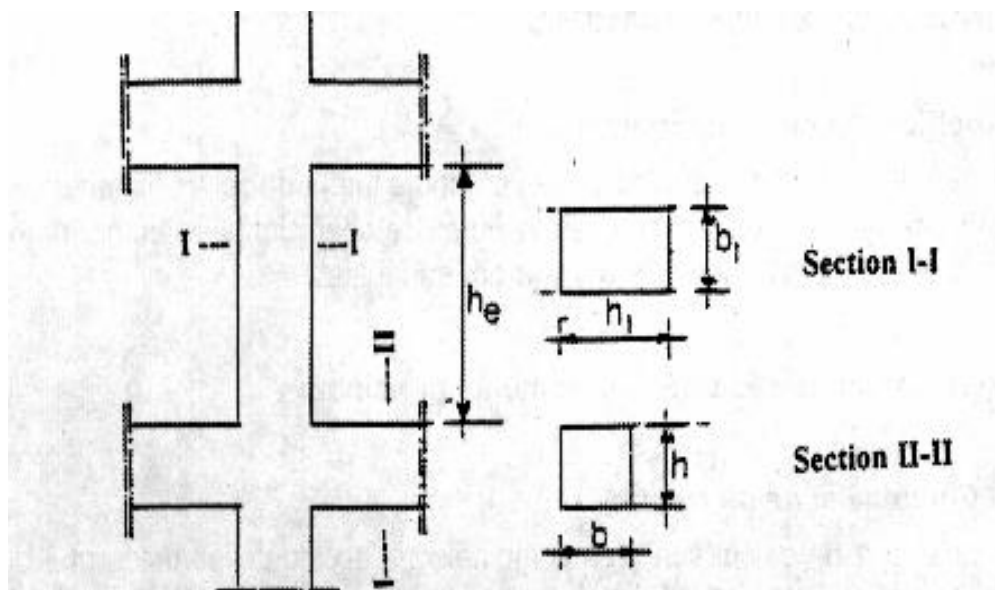


Figure 1.1 Coffrage des poteaux

- Min (b_1, h_1) ≥ 25 cm en zones I et II
- Min (b_1, h_1) ≥ 30 cm en zone III
- Min (b_1, h_1) $\geq h_e/20$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

Pour les poteaux circulaires, le diamètre D devra satisfaire les conditions ci-dessous:

- $D \geq 25$ cm en zone I
- $D \geq 30$ cm en zone II

- $D \geq 35\text{cm}$ en zone III

- $D \geq h_e/15$

1.4.2 Ferrailage

1.4.2.1 Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

*leur pourcentage **minimal** sera de :

- 0,7% en zone I

- 0,8% en zone II

- 0,9% en zone III

* Leur pourcentage **maximal** sera de

-4% en zone courante

-6% en zone de recouvrement

*Le diamètre minimum est de 12mm

*La longueur minimale des recouvrements est de:

- 40ϕ en zone I et II

- 50ϕ en zone III

*La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

- 25 cm en zone I et II

- 20 cm en zone III

Les liaisons par recouvrement doivent, dans la mesure du possible, être réalisées en dehors des zones nodales, considérées comme critiques.

La zone nodale comprend le nœud formé par l'intersection poutre-poteaux ainsi que les extrémités des barres qui y convergent. Les longueurs à considérer pour chaque barre sont .

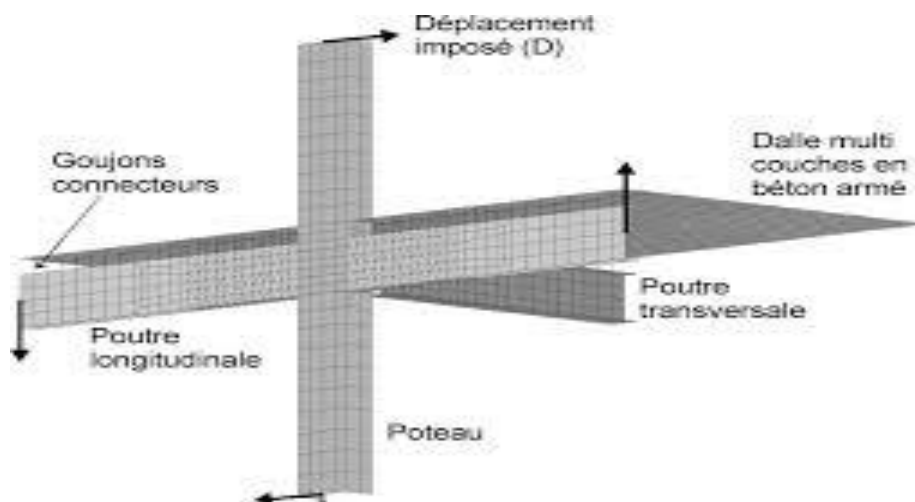


Figure 1-2 nœud poutre-poteaux

1.4.2.2 Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho v_u}{h_1 \cdot f_e} \quad (2)$$

- V_u est l'effort tranchant de calcul
- h_1 hauteur totale de la section brute
- f_e contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- ρ_a est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
- t est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (7.1); Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

*** dans la zone nodale :**

$t \leq \text{Min} (10 \varnothing_1, 15\text{cm})$ en zone I et II

$t \leq 10 \text{ cm.}$ en zone III

***dans la zone courante :**

$t' \leq 15 \varnothing_1$ en zone I et II

$t' \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10 \varnothing_1)$ en zone III

Où \varnothing_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t.b_1$ en % est donnée comme suit:

- Si $\lambda_{g g} \geq 5$: 0,3%

- Si $\lambda_{g g} \leq 3$: 0.8%

- Si $3 < \lambda_{g g} < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g est l'élançement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left[\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right] (3)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et L_f longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \varnothing_t$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (\varnothing cheminées > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Par ailleurs , en cas d'utilisation de poteaux circulaires , il y a lieu d'utiliser des cerces droites individuelles (les cerces hélicoïdales continues sont interdites)

1.4.3 Vérification spécifique

1.4.3.1 Sollicitations normales

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

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \mathbf{0.30(4)}$$

1.4.3.2 Sollicitations tangentes

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28} \mathbf{(5)}$$

Où ρ_d est égal à 0,075 si l'élançement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5, et à 0,04 dans le cas contraire.

Dans le cas de remplissage en maçonnerie ne régnant pas sur toute la hauteur d'un poteau (présence d'ouvertures en vasistas par exemple), la hauteur de calcul de l'élançement géométrique sera celle de l'ouverture.

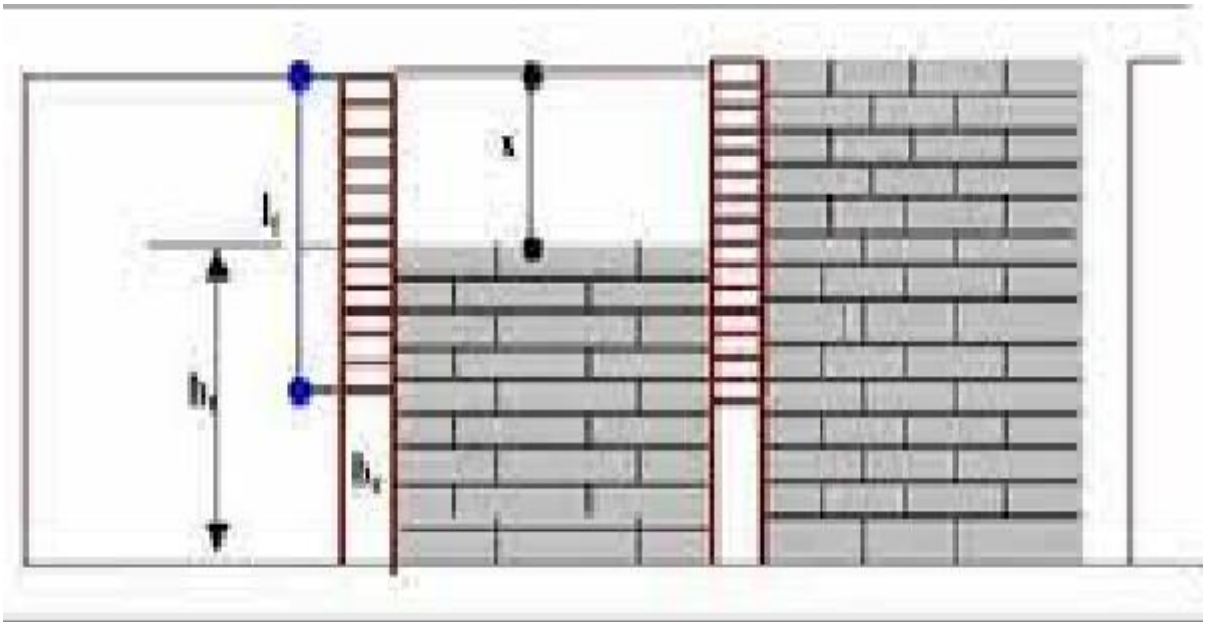


Figure 1-3 Cas de constitution de poteau court par hauteur insuffisante de la

1.5 Recommandations pour les poutres

1.5.1 Coffrage :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $h/b \leq 4.0$
- $b_{\text{max}} \leq 1,5h + b_1$

h peut-être ramené à 20cm dans les ouvrages contreventés par voiles

1.5.2 Ferrailage

1.5.2.1 Armatures longitudinales :

le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de :

- 40ϕ en zone I et II
- 50ϕ en zone III

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

1.5.2.2 Armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot s \cdot b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires: minimum de $(h/4, 12 \phi)$
- En dehors de la zone nodale: $s \leq h/2$

Le diamètre des armatures longitudinales à considérer est celui du plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, il correspond au diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être placées à une distance maximale de 5 cm du nu de l'appui ou de l'encastrement.

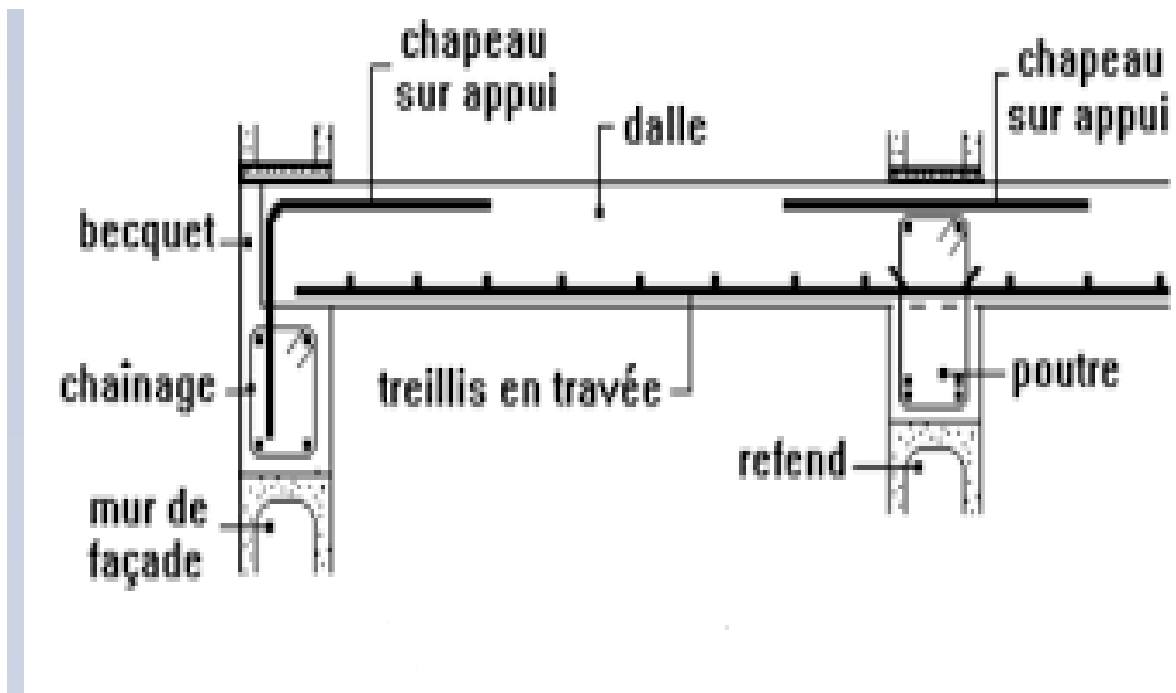


Figure 1-4 Dispositions constructives des portiques

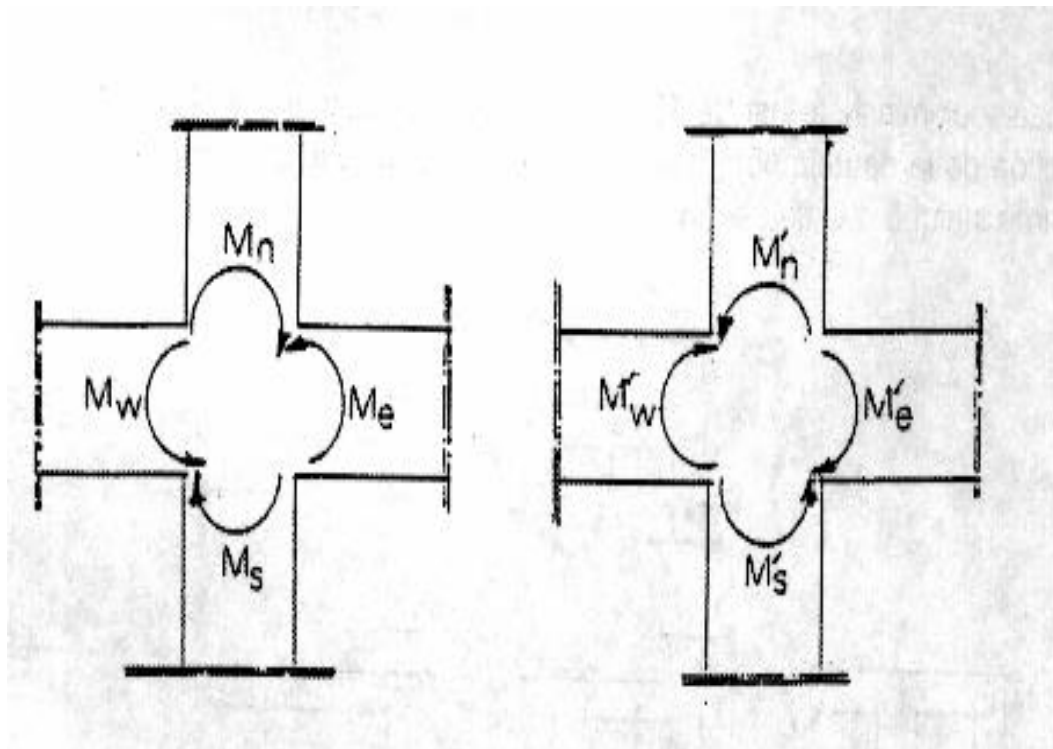
1.6 SPECIFICATIONS POUR LES NŒUDS POTEAUX-POUTRES

1.6.1 Dispositions constructives

Les prescriptions constructives spécifiées pour les poteaux, ainsi que celles pour les poutres, comme détaillées notamment dans la section 7.5, doivent être respectées, en particulier pour les parties communes telles que les nœuds. Cela garantit un confinement minimal, préservant au mieux l'intégrité de ces zones et permettant au reste de la structure de déployer ses capacités de dissipation d'énergie.

1.6.2 Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient adorneur. de 1.25 (voir Figure 7.6). Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les maisons individuelles et les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.



$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|)$$

$$|M'_n| + |M'_s| \geq 1.25 (|M'_w| + |M'_e|)$$

Figure 1-5 Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau

1.7 Murs et voiles de contreventement

1.7.1 Coffrage :

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

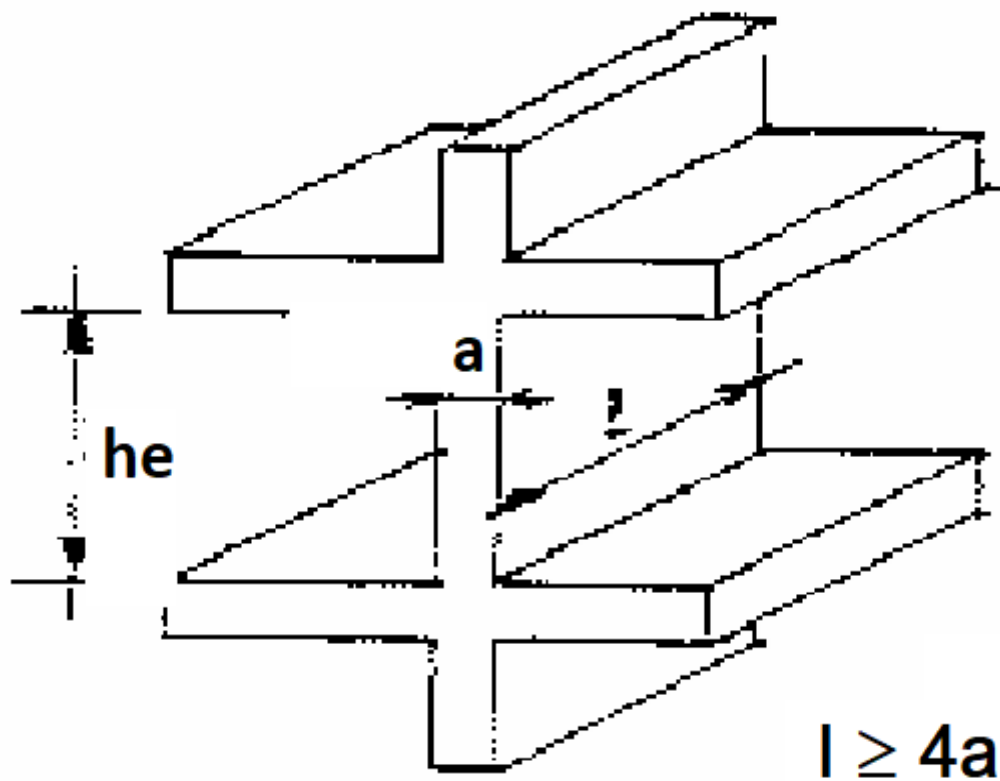
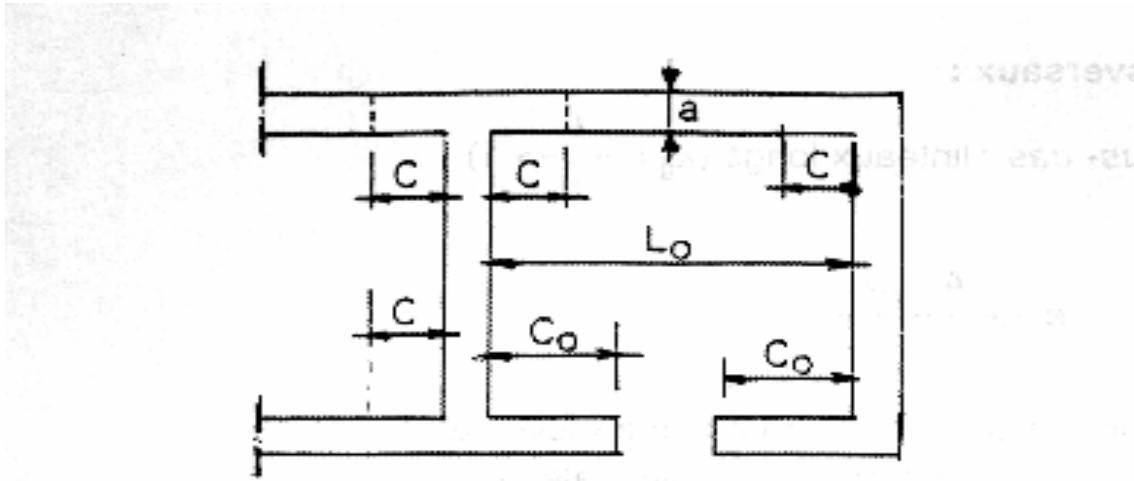


Figure 1-6 Coupe de voile en élévation

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à

Pour le calcul de l'inertie des voiles, il est accepté de tenir compte de l'influence des murs perpendiculaires. La longueur du mur à considérer de chaque côté doit être la plus petite des valeurs spécifiées.



$$c \leq \min (8a; L_0/2; C_0)$$

Figure 1-7 Prise en compte des murs en retour

1.7.2 Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux

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

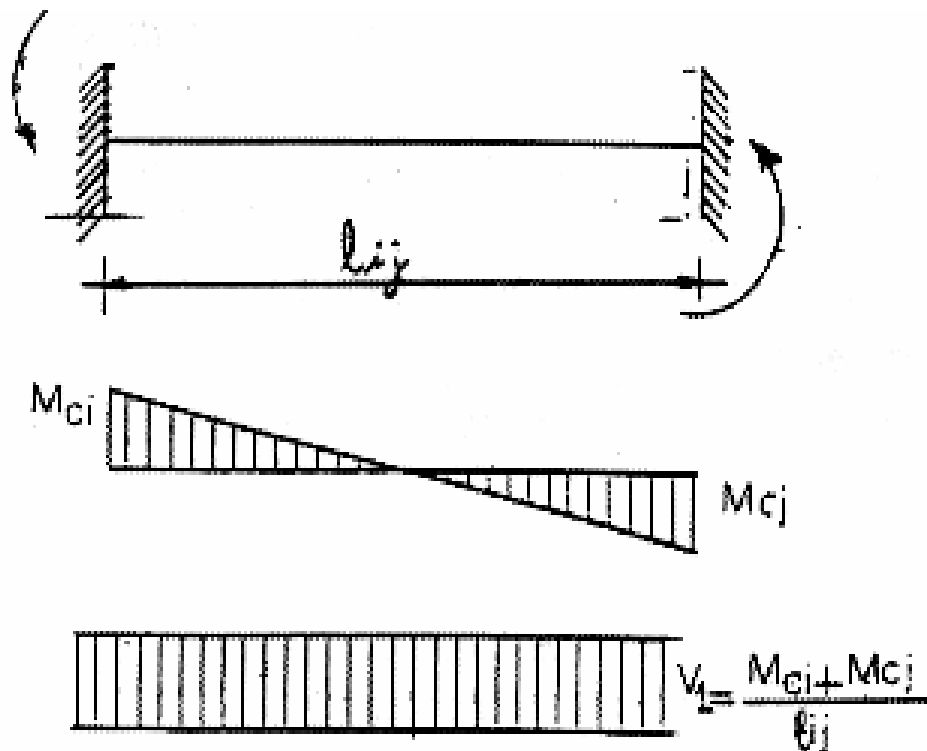


Figure 1-8 comptes des murs en retour

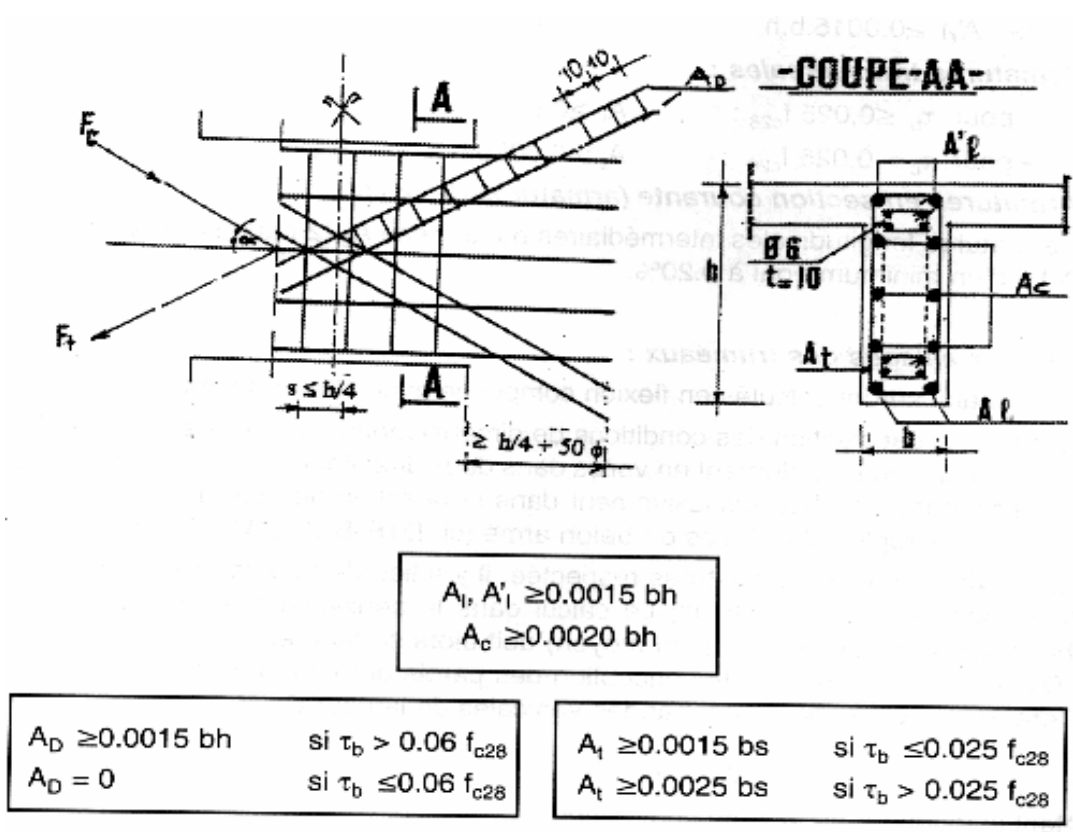


Figure 1-9 Armatures de linteaux

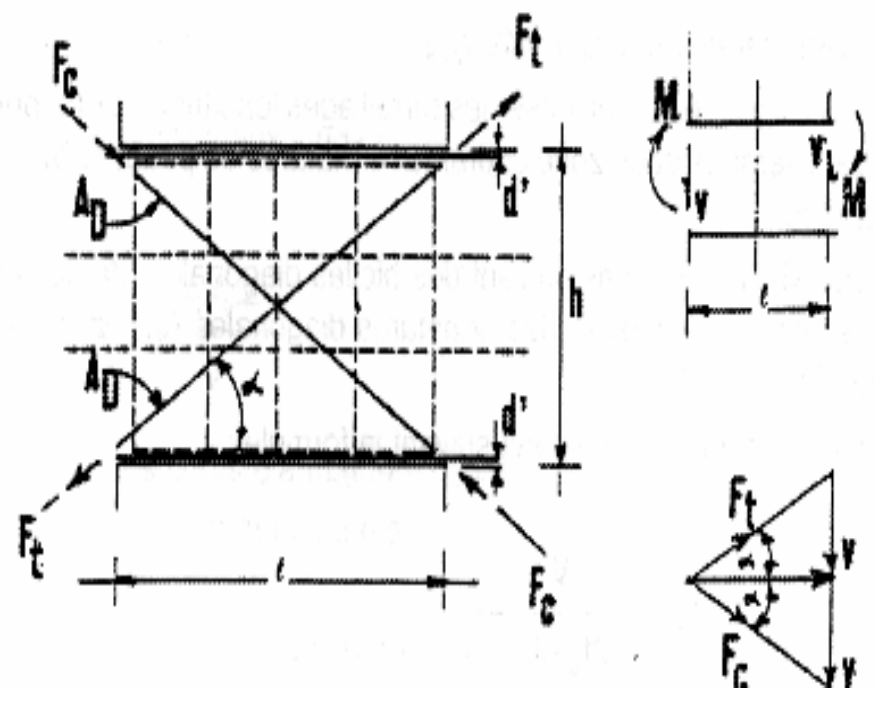


Figure 1-10 Efforts dans les bielles du linteau

1.7.2.1 Ferrailage minimal :

a) Armatures longitudinales :

$$(A_l, A'_l) \geq 0,0015.b.h \quad (0,15\%)$$

b) Armatures transversales :

- pour $\tau_b \leq 0,025 f_{c28}$: $A_t \geq 0,0015. b.s. (0,15\%)$

- pour $\tau_b > 0,025 f_{c28}$: $A_t > 0,0025.b.s (0,25\%)$

a) Armatures en section courante (armatures de peau)

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%.

1.7.3 Ferrailages des trumeaux :

Les trumeaux seront calculés en flexion composée avec effort tranchant.

Moyennant la satisfaction des conditions de dimensionnement fixées en 7.7.1 et la disposition de contreventement en voiles dans deux directions orthogonales, le calcul des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (cf. DTR-B.C.-2.41 "CBA 93").

Si la deuxième condition n'est pas respectée, il y a lieu de faire le calcul de vérification dans les deux directions; Le calcul dans la deuxième direction

(direction orthogonale à la direction du plan moyen) doit alors se faire en suivant les règles du DTR-B.C. 2.42 "Règles de conception des parois et murs en béton". Le calcul se fera dans ce cas pour des bandes verticales de largeur d :

$$d \leq \min (h_e/2, 2l'/3) \quad (6)$$

Étant la longueur de la zone comprimée.

h_e étant la hauteur entre nus de planchers du trumeau considéré. On devra disposer les ferrailages suivants:

-Des aciers verticaux

-Des aciers horizontaux

1.7.3.1 Aciers verticaux :

Lorsqu'une portion du voile subit une traction sous l'effet des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être entièrement pris en charge par les armatures. Le

pourcentage minimal des armatures verticales dans toute la zone soumise à la traction est de 0,20 %.

Il est possible de concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, à condition que la section totale des armatures verticales dans la zone tendue soit au minimum égale à 0,20 % de la section horizontale du béton soumis à la traction. Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, et l'espacement entre ces cadres ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile. Lorsque des efforts de compression importants sont appliqués à l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les exigences définies pour les poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile (figure 1.12). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

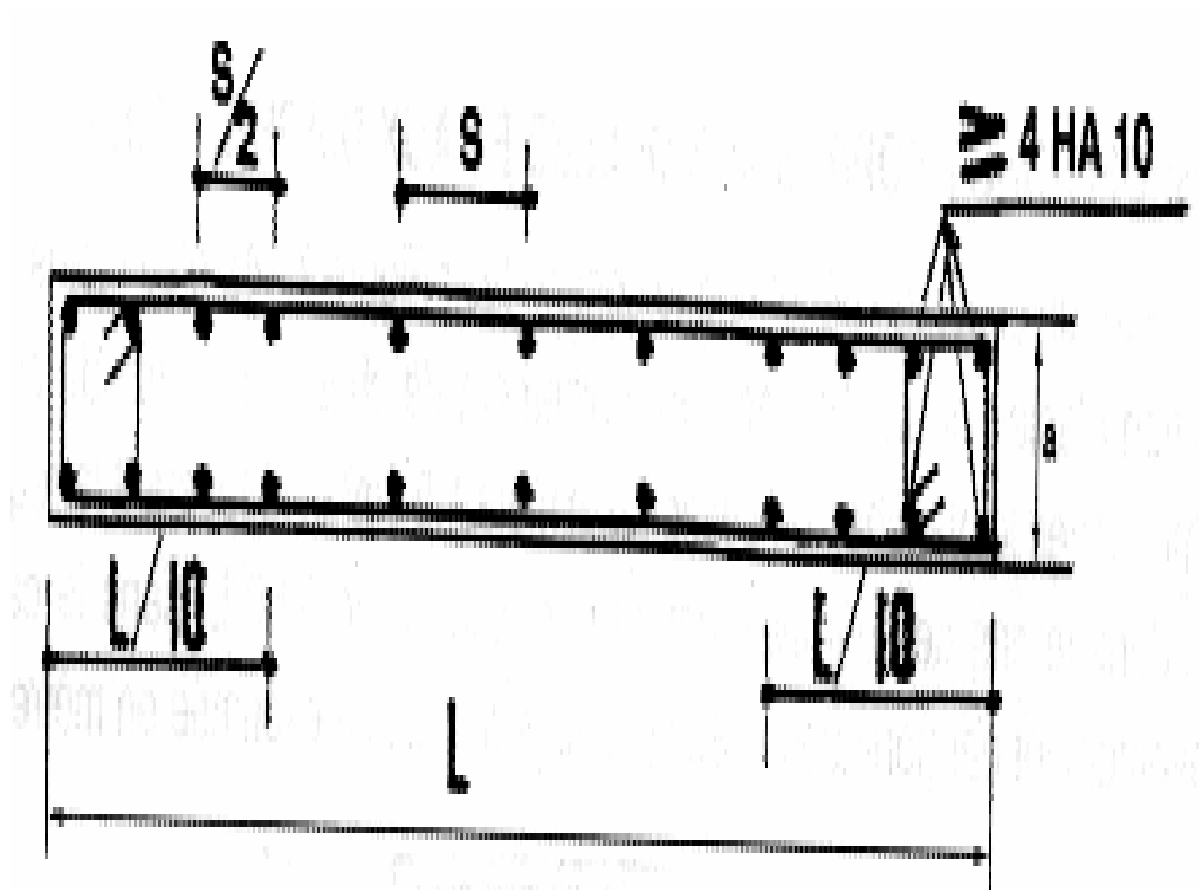


Figure 1-4 Disposition des armatures verticales dans les voiles

B. Concernant la construction métallique

1.8 GENERALITES

1.8.1 Conditions d'application

La La conception, le dimensionnement et l'exécution des structures métalliques pour les bâtiments situés en zones sismiques doivent respecter à la fois les règles spécifiées dans ce document et celles établies par les autres règlements en vigueur.

De plus, dans les zones sismiques, seuls les assemblages rigides sont autorisés, tandis que les assemblages semi-rigides sont interdits.

1.8.2 Principe de cohérence (vent/séisme)

Pour tout système structurel, lorsque l'une des combinaisons d'actions comprenant l'action du vent génère des effets plus défavorables que celles comprenant l'action sismique, le dimensionnement de ce système sera basé sur les combinaisons incluant l'action du vent. Toutefois, les dispositions constructives ainsi que les limitations imposées par les règles actuelles pour ce système restent applicables.

1.8.3 Méthodes d'analyse

Pour le calcul des sollicitations dans une structure, on doit utiliser les méthodes d'analyse globale élastique. Les redistributions de moments obtenus par l'emploi de ces méthodes ne sont pas autorisées.

Dans le cadre des présentes règles, l'utilisation des méthodes d'analyse globale plastique n'est pas autorisée.

1.8.4 Notations et définitions

a) Notations

f_y : résistance limite d'élasticité minimale spécifiée.

f_{yr} : résistance limite d'élasticité réelle.

f_u : résistance à la traction minimale spécifiée.

ε_y : déformation élastique correspondant à la limite d'élasticité f_y .

ε_u : déformation ultime correspondant à la résistance à la traction f_u .

A_r : allongement à la rupture d'une éprouvette normalisée, mesuré sur une longueur entre repères de $5,65\sqrt{A_0}$ où A_0 est l'aire de la section de l'éprouvette.

b) Définitions

Quelques termes importants utilisés dans les parties de ce document qui traitent des charpentes en acier, ont la signification suivante

Structure:

Ensemble d'éléments convenablement assemblés, conçus pour assurer la rigidité et constituant la partie porteuse de la construction.

Ossature:

Structure ne comportant ni mur porteur ni voile, qui est constituée d'un ensemble d'éléments (poutres, poteaux et/ou barres) directement assemblés et dimensionnés pour agir ensemble afin de résister aux actions.

Contreventement:

C'est la partie de la structure qui a pour fonction de reprendre toutes les forces horizontales.

Portique:

C'est une ossature plane dont les éléments (poutres et poteaux) et leurs nœuds rigides résistent aux actions essentiellement par flexion.

Portique auto stable:

C'est un portique, conçu en tant que contreventement vertical, capable de reprendre à la fois les actions horizontales et les actions verticales.

Portique auto stable ductile:

C'est un portique auto stable capable de subir d'importantes déformations inélastiques sans perte de résistance ni réduction significative de sa capacité de dissipation d'énergie. Ce portique doit satisfaire aux exigences du paragraphe § 82

Palée triangulée:

C'est un système de treillis, conçu en tant que contreventement vertical capable de reprendre les actions horizontales et dont les éléments (barres: diagonales, montants...) sont essentiellement soumis à des forces axiales.

Palée triangulée centrée:

C'est une palée triangulée dont les axes neutres des éléments constitutifs (barres) sont convergents en un même point (centre du nœud).

1.9 PORTIQUES AUTOSTABLES DUCTILES

1.9.1 Principes généraux

La conception, le dimensionnement, ainsi que l'exécution des portiques auto stables ductiles, doivent respecter les dispositions énoncées dans le présent paragraphe.

1.9.2 Matériaux (Aciers de construction)

Les ossatures métalliques pour lesquelles les présentes règles sont applicables doivent être fabriquées à partir d'aciers de construction laminés à chaud conformes aux normes en vigueur et respectant en plus les conditions suivantes:

- a) **Avoir une bonne soudabilité.** en respectant les normes y afférentes
- b) **Satisfaire aux critères** de ductilité, de raffermissement et d'allongement à la rupture suivants:

- Critère de ductilité: $(\epsilon_u / \epsilon_y) \geq 20$

- Critère de raffermissement: $(f_u / f_y) \geq 1.20$

- Critère de l'allongement à la rupture: $A_r \geq 15 \%$

Note: Comme règle générale, on peut admettre que pour les nuances d'aciers FE 360, FE 430 et FE510, les critères énoncés en (a) et (b) ci-dessus sont vérifiés.

- c) **Avoir des variations des limites d'élasticité** réelles vis-à-vis des limites d'élasticité de calcul suffisamment faibles pour ne pas remettre en cause l'emplacement prévu des rotules plastiques.

1.9.3 Sections transversales

Les parois des sections comprimées et /ou fléchies des éléments dans lesquels des rotules plastiques sont susceptibles de se former pendant les déformations inélastiques des portiques doivent avoir un rapport largeur sur épaisseur b/t suffisamment faible pour prévenir les voilements locaux prématurés. Des valeurs maximales du rapport b/t pour des profils de section couramment utilisés, sont indiquées.

Présentation des Règles RNV99

1.10 ZONES DE VENT

Pour l'obtention des zones de vent, on a recours à la notion de vitesse de référence du vent. Celle-ci est définie de la manière suivante :

La vitesse de référence du vent, $V_{réf}$, est la vitesse moyenne sur dix minutes mesurées dans les conditions conventionnelles avec une probabilité annuelle de dépassement égale à 0,02 (ce qui correspond à une période de retour de 50 ans).

Trois zones de vent ont été définies (zones I, II et III), et les valeurs correspondantes de la vitesse de référence qui ont servi à leur détermination sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Zone	V _{réf} (m/s)
I	25
II	28
III	31

Tableau 0-1 Valeurs de la vitesse de référence du vent

ZONE I

AIN DEFLA	EL OUED	SETIF
AIN TEMOUCHENT	GUELMA	SIDI BEL ABBES
ALGER	ILLIZI	SKIKDA
ANNABA	JIJEL	SOUK AHRAS
BATNA	KHENCHELA	TAMANGHASSET
BEDJAIA	MASCARA	TARF
BISKRA	MEDEA	TEBESSA
BLIDA	MILA	TISSEMSILT
BORDJ BOU ARIRIDJ	MOSTAGANEM	TIPAZA
BOUIRA	ORAN	TIZI OUZOU
BOUMERDES	OUM EL BOUAGUI	TLEMCEN
CHLEF	RELIZANE	
CONSTANTINE	SAIDA	

ZONE II

ADRAR	GHARDAIA	OUARGLA
BECHAR	M'SILA*	TIARET
EL BAYADH	NAAMA	TINDOUF

ZONE III

DJELFA LAGHOUAT

M'SILA : communes de Ain El Malh, Djebel Messad et Slim.

1.11 Exemple de notre bâtiment:

1.11.1 Action du vent :

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles. Le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et Vent 2013. Ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200m.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction.
- L'intensité.
- La région.
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- La forme géométrique et les ouvertures qui sont contenues dans la structure. Les estimations de l'effet de vent se feront en appliquant le règlement Neige et Vent « RNV 99 ».

1.11.1.1 Calcul de v_1 :

a- Détermination du coefficient dynamique C_d

b- C_d : est donné en fonction des dimensions :

c- b : (en m) qui désigne la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.

d- h : (en m) qui désigne la hauteur totale de la construction

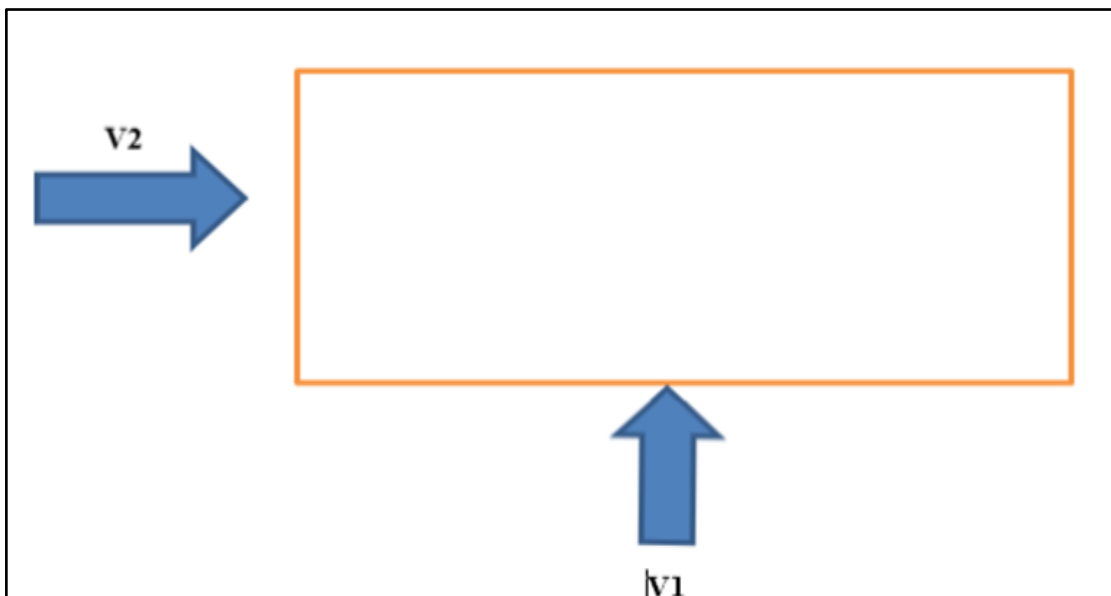


Figure 1.12: la direction de vent

b) détermination du coefficient dynamique C_d :

On utilise l'abaque pour déterminer le coefficient dynamique C_d pour les structures

métalliques

- Direction **v1** la lecture pour $h=20.8\text{m}$ et $b=12\text{ m}$ donne $C_d=0.97$
- Direction **v2** la lecture pour $h=20.8\text{m}$ et $b=18\text{m}$ donne $C_d=0.95$

c) calcul de pression

Détermination de la pression due au vent

Notre structure est de catégorie **IV** (chap. 2 §1.1.3), donc la pression due au vent sera

$$q_j = C_d \times W(z_j)$$

$$W(z_j) = q_{\text{dyn}}(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Détermination de la pression dynamique :

Pour la vérification de la stabilité d'ensemble et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître-couple en éléments de surface j horizontaux, La construction sans plancher intermédiaire dont la hauteur est supérieure à 10m doivent être considérées comme étant constituées de n élément de surface de hauteur égale h_i , n 'est donnée par la formule suivante :

$$n = E [H^3] \Rightarrow n = E [20.8^3] = 6.93$$

$$h_i = E [n^3] \Rightarrow h_i = E [20.8^6] = 3.46$$

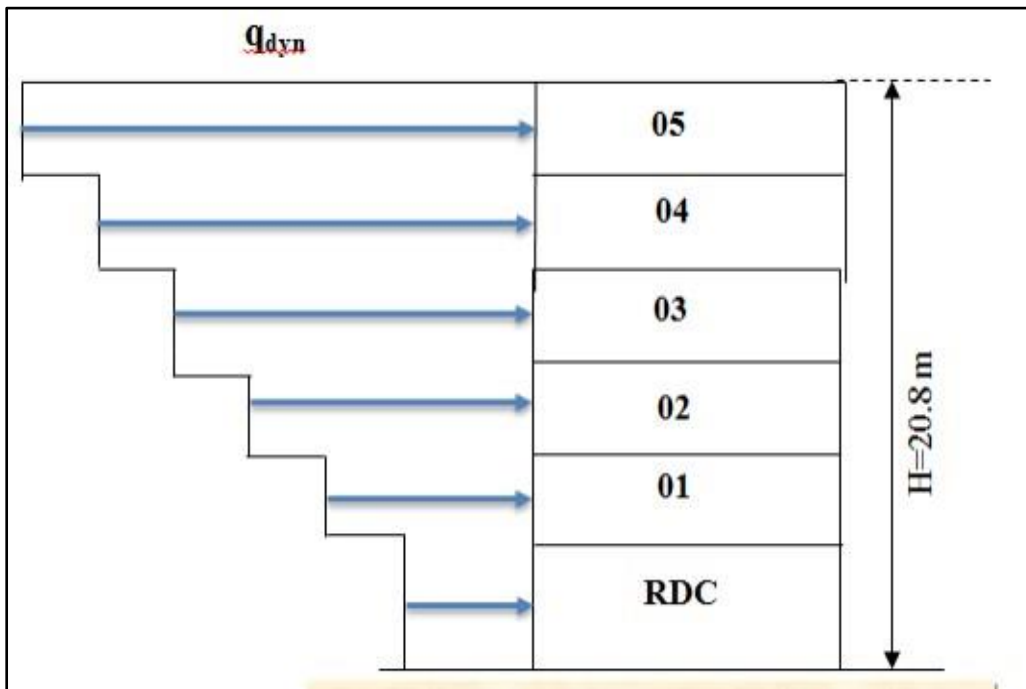


Figure 1.13: pression dynamique q_{dyn}

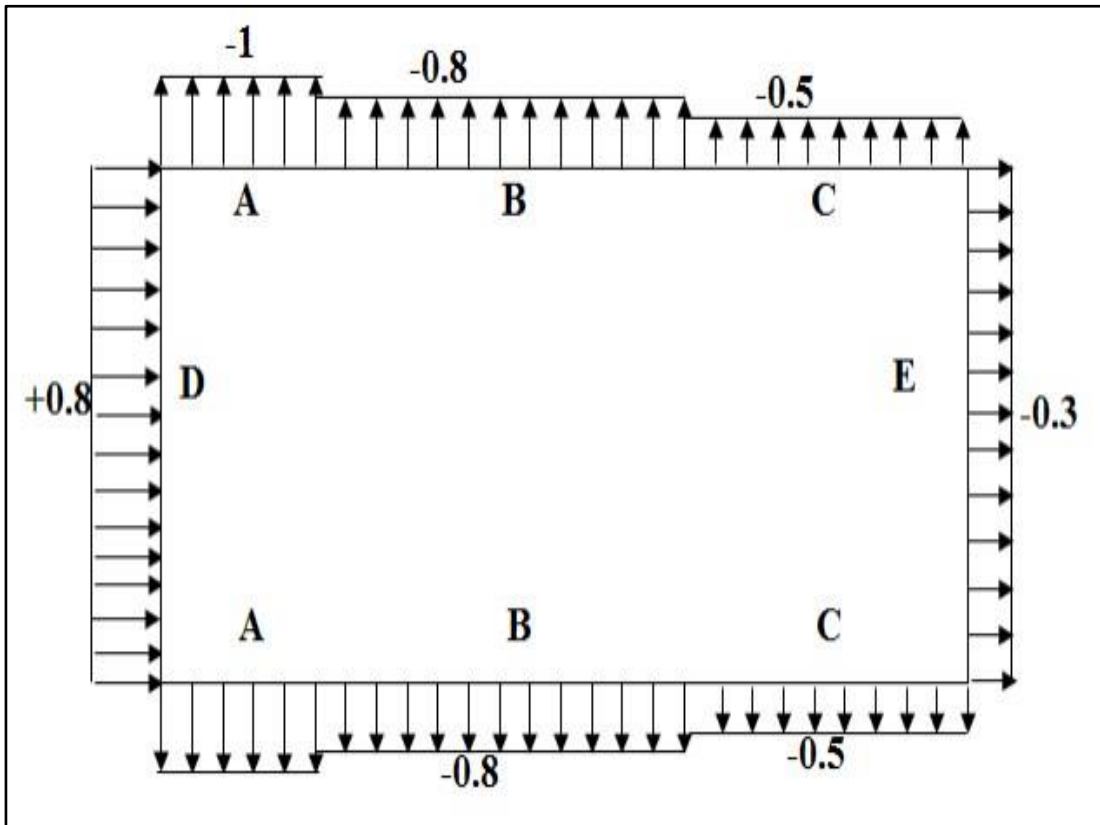


Figure 1.14 : pression dynamique q_{dyn}

1.11.1.2 Vent perpendiculaire au long-pan (sens V1 du vent) : A) Détermination du coefficient de pression extérieure C_{pe} :

a) Parois verticales

Dans notre cas $b=18\text{ m}$, $h=20.8\text{ m}$

$$e = [b ; 2h] = M[18 ; 2 \times 20.8] = 18\text{ m} \quad d = 12\text{ m} < e = 18\text{ m}$$

$$\text{On a} \quad S \geq 10\text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe.10}$$

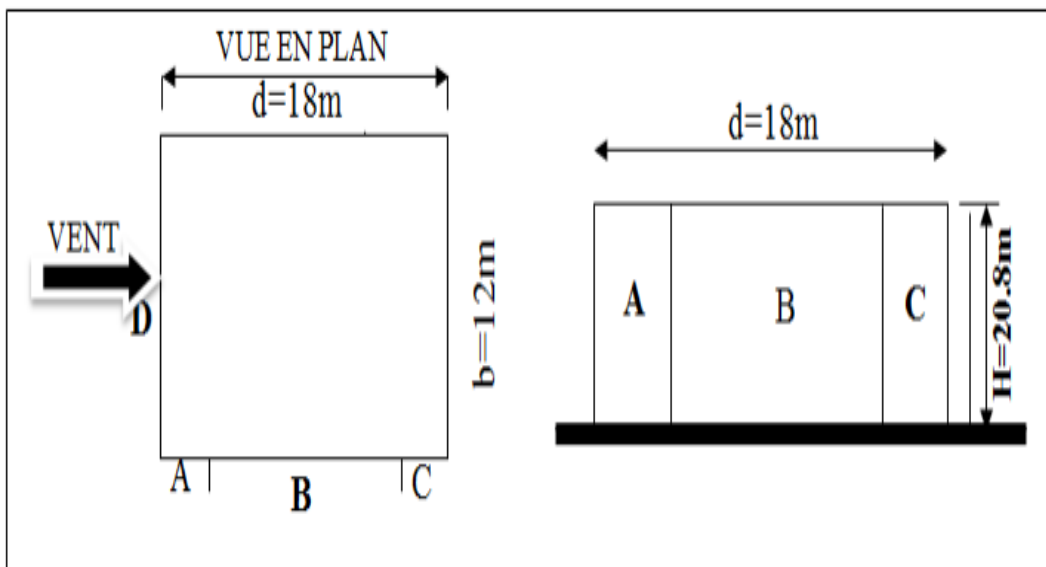


Figure 1.15 : légende pour les parois verticales

La surface charger de la paroi considérée $S= 249.6m^2 >10 m$

Selon la formule $C_{pe}=C_{pe.10}$

Zone A : $C_{pe} = -1.0$: zone C : $C_{pe} = -0.5$; zone E : $C_{pe} = -0.3$:

Zone B : $C_{pe} = -0.8$: zone D : $C_{pe} = +0.8$:

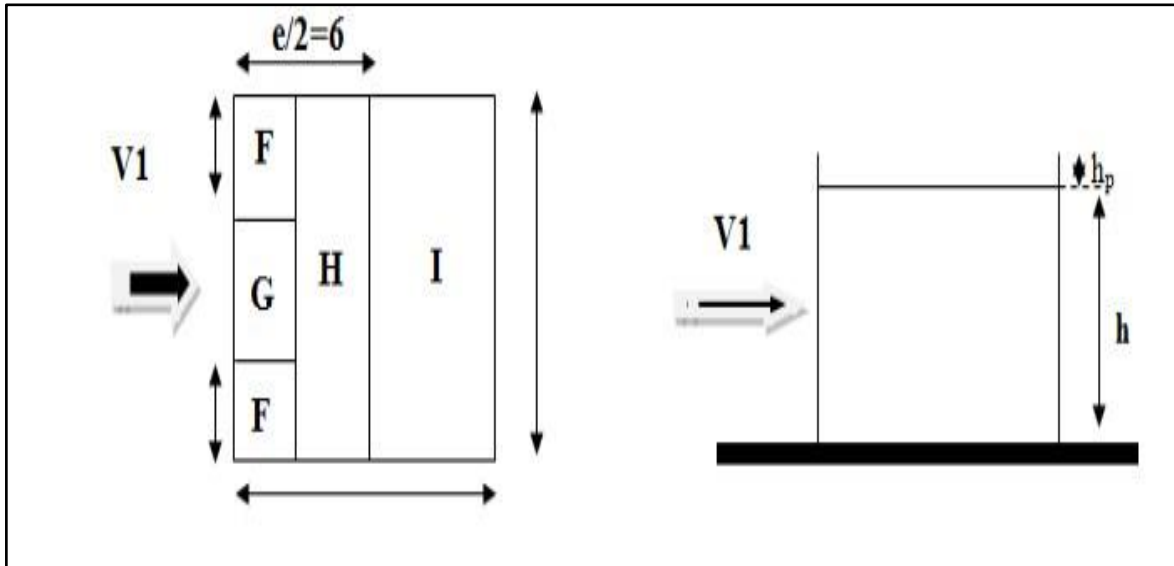


Figure 1.16: valeur de C_{pe} pour les parois verticales

Terrasse

La hauteur de l'acrotère $h_p=1m$ nous avant une toiture plate $e=\min (b, 2h)=12$

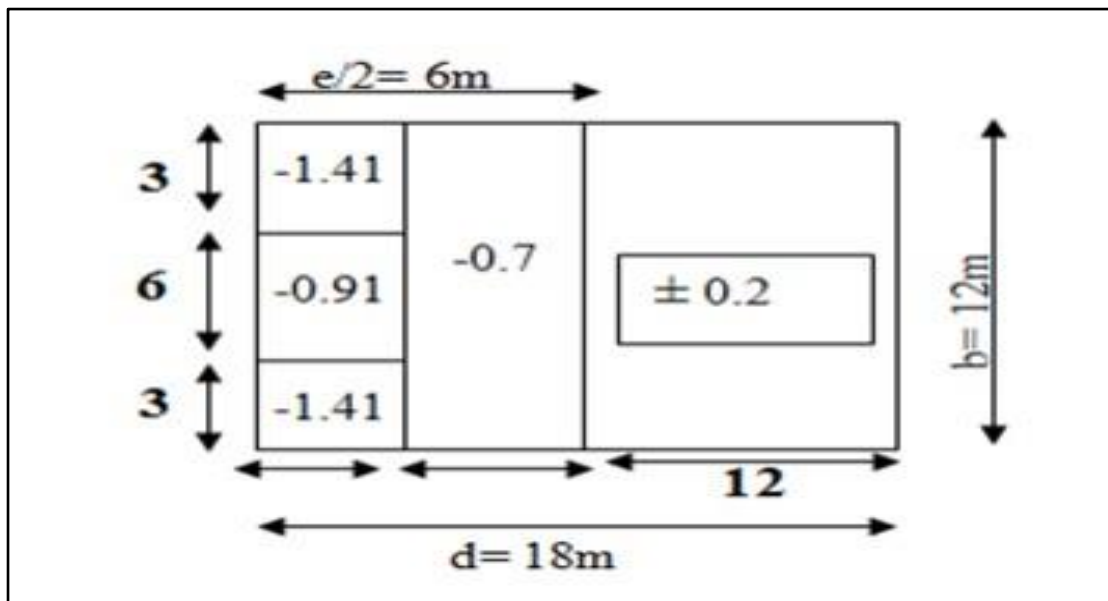


Figure 1.17 : Valeur de C_p pour la

Par interpolation linéaire entre les valeurs $h_p/h=0.025$; $h_p/h=0.05$

Zone F : $C_{pe10} = -1,41$; Zone G : $C_{pe10} = -0,91$; Zone H : $C_{pe} = -0,71$; Zone I : $C_{pe} = \pm 0,2$.

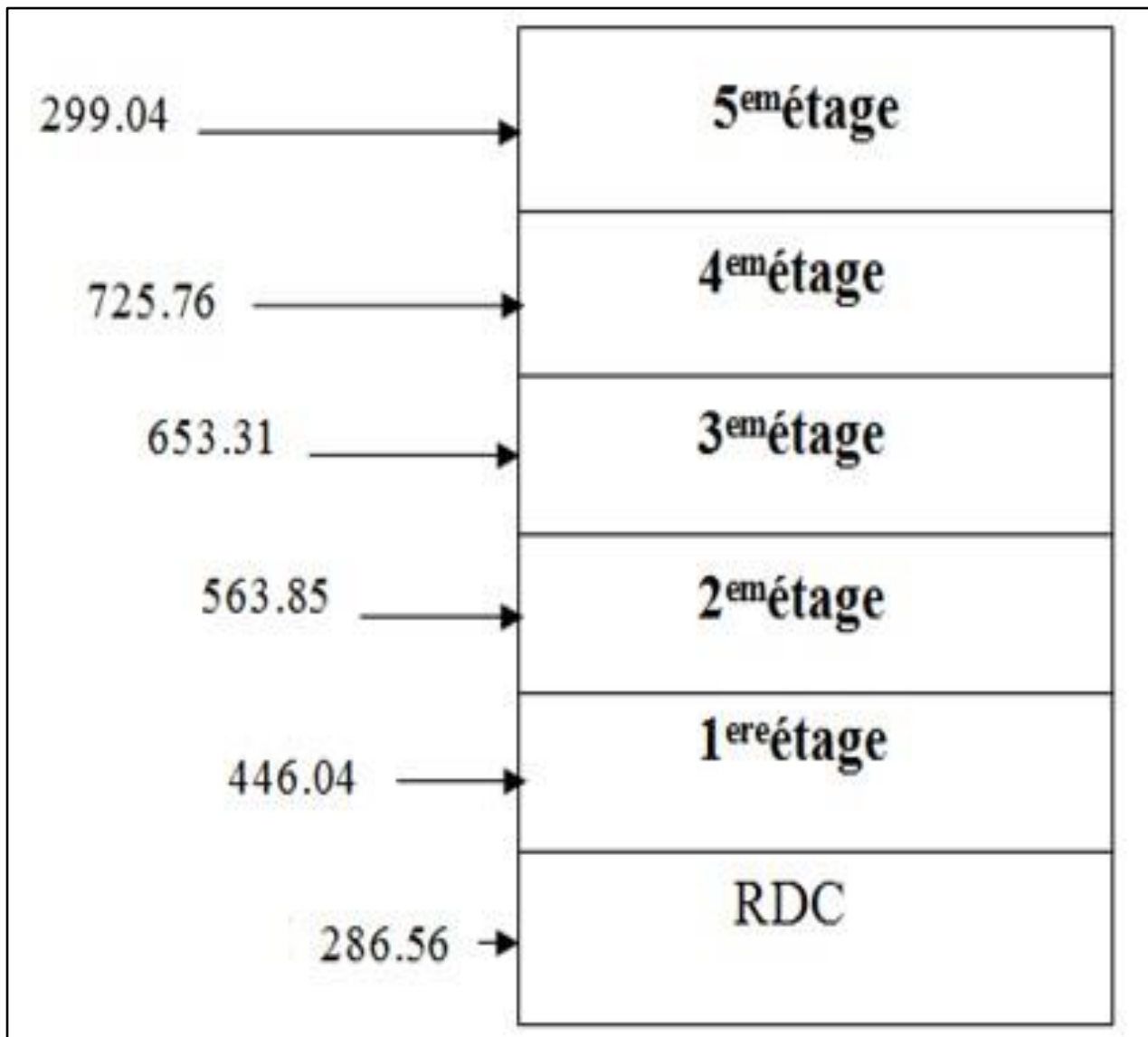


Figure 1.18: Valeur de C_p pour la terrasse

Détermination du coefficient de pression intérieure C_{pi} :

Dans notre cas, on a bâtiment avec cloison intérieure pour, les valeurs suivantes peuvent être utilisées : $C_{pi} = +0.8$ et $C_{pi} = -0.5$

Calcul de la pression du au vent :

-Notre structure est de catégorie I (ChapII. RNV99), donc la pression due au vent sera calculée par la formule : $q_j = (z_j)$ $(z_j) = q_{dyn}(z_j) \times (c_{pe} - c_{pi})$

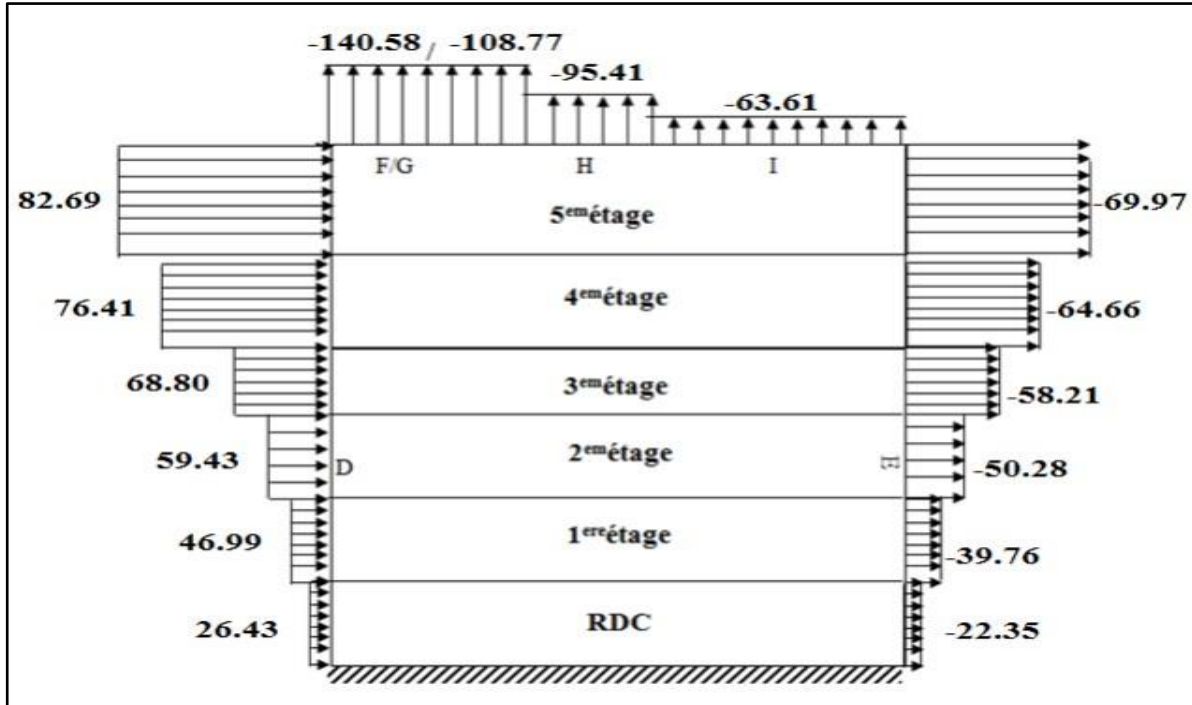


Figure 1.19 pression du vent

Les forces de frottement :

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculé, sont celles pour lesquelles le rapport $d/b \geq 3$, soit le rapport $d/h \geq 3$.

Où :

- b (en m): est la dimension de la construction perpendiculaire au vent.
- h (en m): est la hauteur de la construction.
- d (en m) : est la dimension de la construction parallèle au vent.

On a $d = 12 m$ $b = 18m$

- $= 0.66 < 3$

la condition n'est pas vérifiée

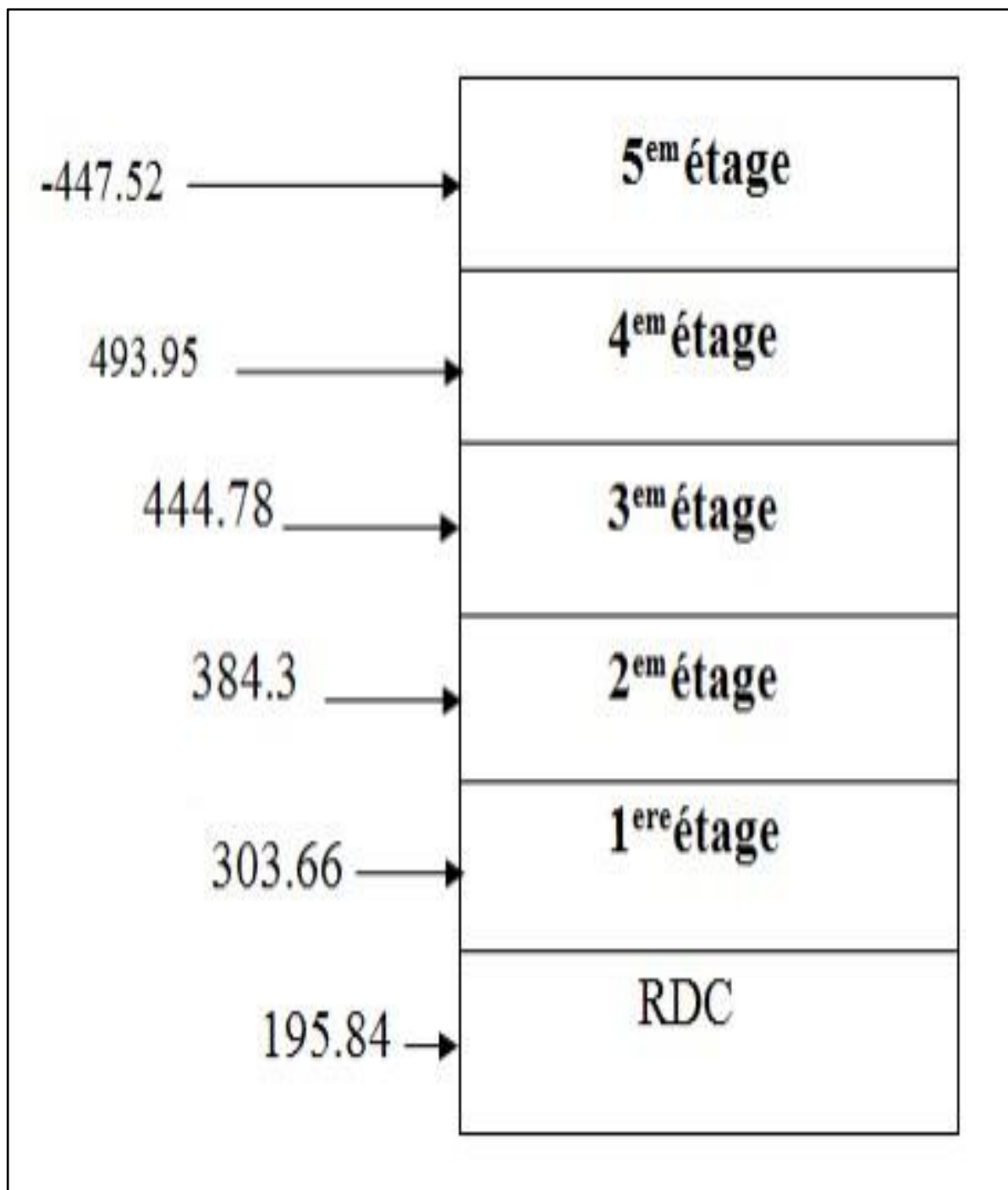


Figure 1.20 : action d'ensemble (sens V1)

Chapitre 2:
Conception parasismique des
bâtiments à étages selon RPA99

Partie 1 : Structures métalliques

2.1 Introduction:

L'acier est un matériau produit par la réduction du minerai de fer ou le recyclage de ferrailles. Le fer, bien qu'abondant dans l'écorce terrestre, représentant environ 5 % de sa composition, ne se trouve pas sous forme pure. Il est combiné avec d'autres éléments et mêlé à une gangue terreuse. La réduction de cet oxyde nécessite l'emploi d'un combustible : du charbon de bois jusqu'au XVIII^e siècle, puis du charbon de terre. Le métal ainsi obtenu est de la fonte qui contient 96 % de fer et 3 à 4 % de carbone et à partir de laquelle on produit de l'acier. L'utilisation de l'acier dans la construction remonte à la fin du XIX^e siècle, bien que les métaux ferreux soient connus depuis environ quarante siècles. C'est vers le milieu du siècle dernier que l'acier a pu être produit de façon industrielle et s'imposer ainsi à partir des années 1890 comme le matériau de la construction métallique, avec des caractéristiques physiques bien supérieures au fer grâce à la présence de traces bien dosées de carbone et d'autres éléments chimiques. L'assemblage s'est d'abord fait avec des rivets puis, à partir des années 1930, par la soudure ou le boulonnage. La sidérurgie n'a cessé de perfectionner les qualités de ses aciers. La masse volumique de l'acier est de 7850 kg/m³. Un mètre cube d'acier pèse donc près de 8t.

Afin d'enrichir mes connaissances du domaine j'ai opté pour la deuxième variante pour une ossature formée par un ensemble de portiques (poteau poutre) en profils en acier.

2.2 Conception structural

2.2.1 Les planchers :

Dans la construction métallique, j'ai choisi des planchers mixtes collaborants, composés de poutres solives qui soutiennent des bacs en acier utilisés comme coffrages perdus. Ces bacs sont équipés d'un léger treillis d'armature destiné à limiter la fissuration du béton, causée par le retrait et les variations de température.

2.2.2 Choix du contreventement :

La stabilité transversale est assurée par des portiques auto stable avec palées triangulées en X et le point d'intersection des axes des diagonales de la palée se situe sur l'axe de la poutre. La résistance et la capacité de dissipation de la palée vis-à-vis de l'action sismique sont fournies par la participation conjointe des diagonales tendues et des diagonales comprimées.

2.2.3 Les fondations :

Le premier choix des fondations dans la CM sont les semelles isolées. Ce choix est influencé par la légèreté des bâtiments en charpente métallique par rapport aux bâtiments en béton armé.

2.2.4 Le remplissage :

Le cloisonnement de notre bâtiment est réalisé en briques creuses, reliées entre elles par des joints de mortier traditionnel. Nous avons deux types de murs : des murs extérieurs de 30 cm d'épaisseur, assurant la sécurité incendie ainsi que l'étanchéité contre la pluie et la neige, et des murs intérieurs de 10 cm d'épaisseur, utilisés pour la séparation des chambres.

2.3 Données de base

2.3.1 Règles de calcul :

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

- 1- règles parasismique algérienne (RPA99 version 2003 ; DTR-BC.2.48).
- 2- Charges permanentes et charges d'exploitations (DTR-BC.2.2).
- 3- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91).
- 4- Eurocode 3 : Règles générales et règles pour les bâtiments (Calcul des structures en acier).
- 5- Eurocode 4 : Règles générales et règles pour les bâtiments (Calcul des structure mixtes acier/béton).
- 6- Règlement neige et vent algérien DTR-BC.2.47).

2.3.2 Caractéristique des matériaux

Les caractéristiques des aciers utilisés pour notre construction sont :

L'acier utilisé pour les profilées de la structure, est de nuance S235 laminées à chaud:

- Résistance limitée d'élasticité
- Module d'élasticité longitudinale
- Module de cisaillement

Pour le béton armé les caractéristiques des matériaux sont les mêmes que la première.

2.3.3 Moyens d'assemblages

On utilisera deux types d'assemblages

a) Assemblages boulonnés

- Par boulons H.R (haute résistance) à serrage contrôlé dans les encastresments
- Par boulons ordinaires dans les autres cas

b) Assemblages soudés

- Les produits d'apport de soudage seront conforme aux normes y afférentes.

2.3.4 Principe de calcul

Le calcul de la structure comporte une étude élémentaire qui concerne les éléments individuels (lisse, panne, potelet...etc.) et globale qui concerne le système constructif. Pour le calcul de chacun des éléments constituant notre salle, on procédera de la façon suivante:

-Évaluation des charges appliquées sur les éléments appliqués sur les éléments puis la Recherche de la combinaison la plus défavorable en appliquant le règlement en vigueur EUROCODE 3.

-pré dimensionnement des éléments suivant la condition de rigidité ou l'élanement générale.

-vérification de la résistance, la stabilité et de la rigidité en se basant sur les formules de la résistance matériau (RDM) et les différentes règles.

La vérification consiste à s'assurer qu'en aucun point, la contrainte ne dépasse pas la limite élastique et que la flèche ne dépasse pas la limite de déformation (f_a).

Finalement l'étude permet de réaliser un bâtiment d'habitation avec des mesures respectées ainsi que la vérification des conditions suivantes:

- La stabilité
- La résistance
- Le confort

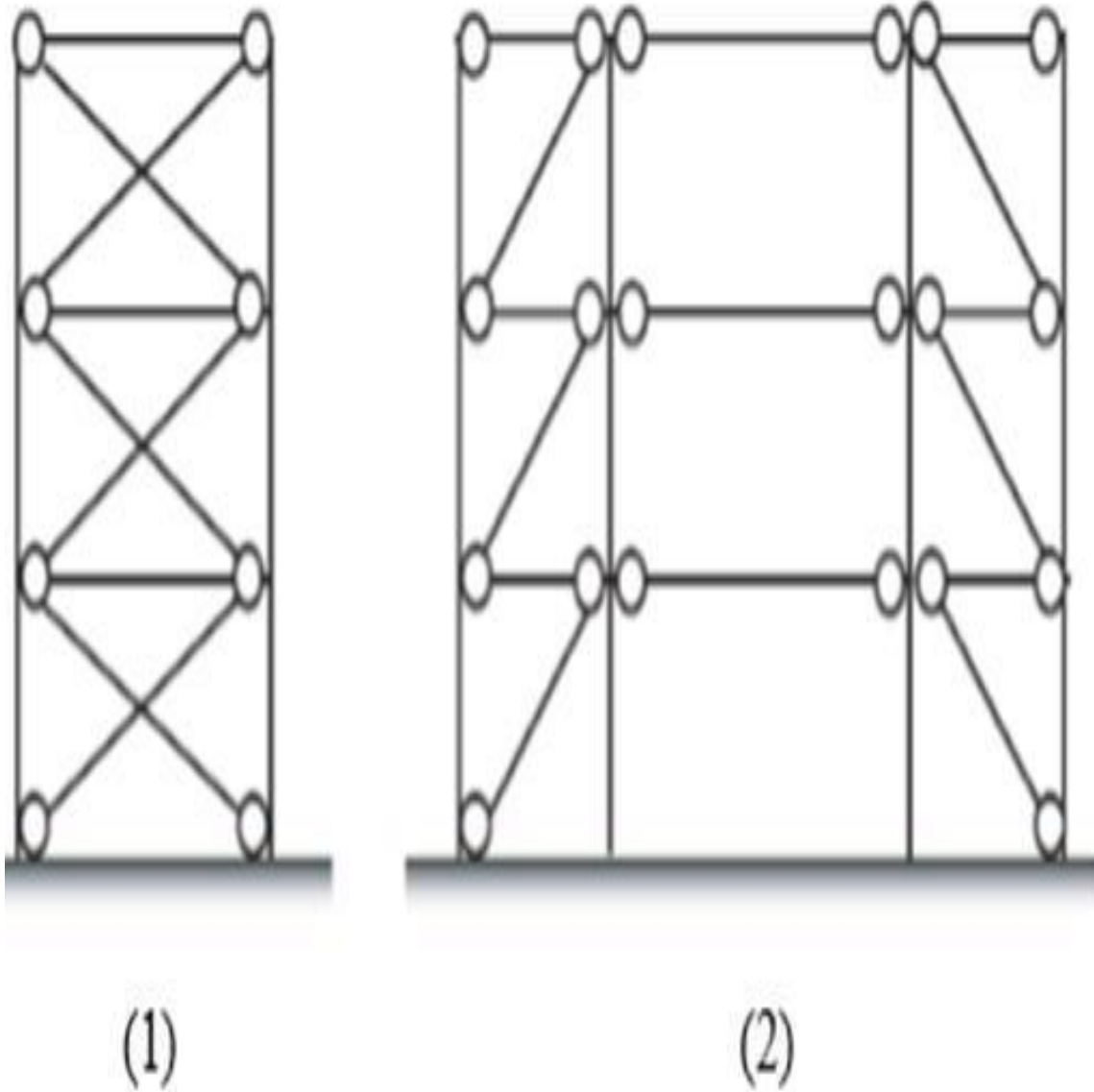


Figure 2-1 Contreventement en X (1) Diagonale sur la même travée (2) Diagonales sur deux travées différentes

2.4 Palée de stabilité en construction métallique

On choisi les palées de stabilité de forme X pour notre cas;

A pour but de garantir le bâtiment contre l'effet du séisme et du vent, plutôt contre le vent.

2.4.1 Contreventement en X (croix de Saint André) :

Dans ce type de palée, on considère que la résistance aux forces horizontales est uniquement assurée par les diagonales tendues, tandis que les diagonales comprimées sont négligées. Ce système de contreventement se distingue par des sections réduites des diagonales, qui peuvent ne pas être situées sur une même travée.

Ce système de contreventement n'intervient efficacement dans la dissipation D'énergie qu'en cas de sollicitation en traction des diagonales.

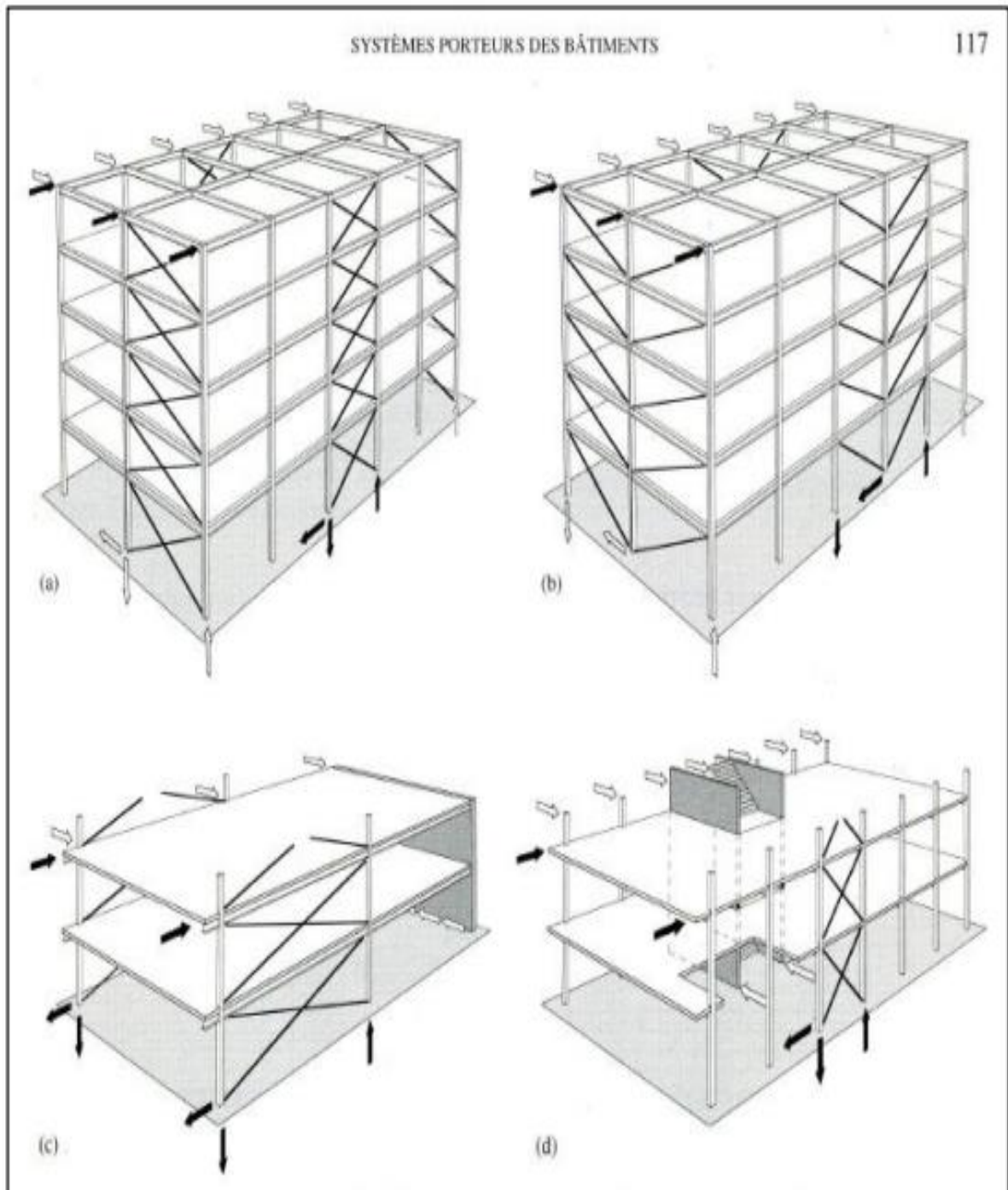
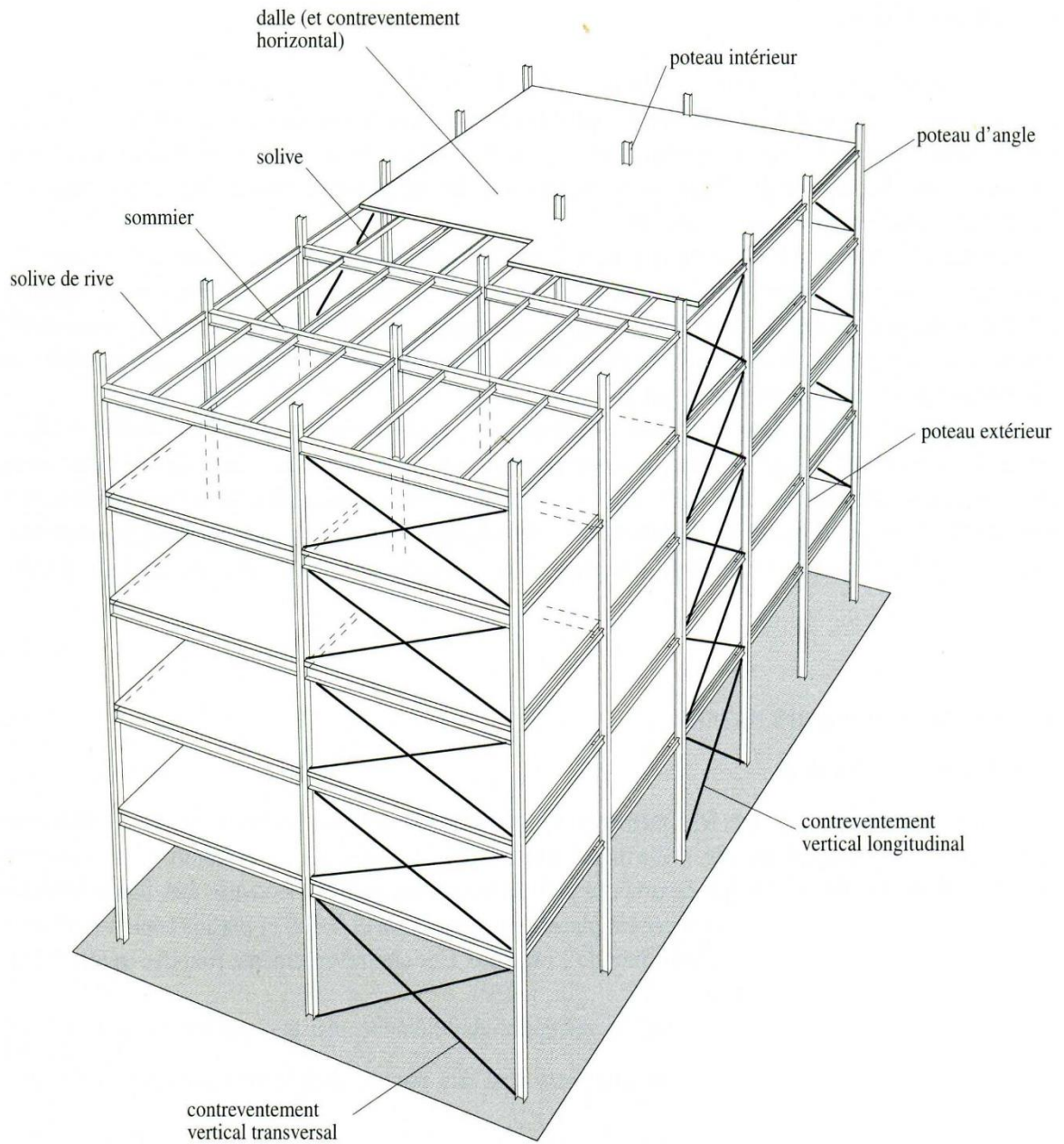


Figure 2-2 Contreventements verticaux

CHARPENTES MÉTALLIQUES



Figur 2-3 Contreventements verticaux

En fin ce bâtiment va être stable et durable après le contreventement en forme X qu'on a utilisé .

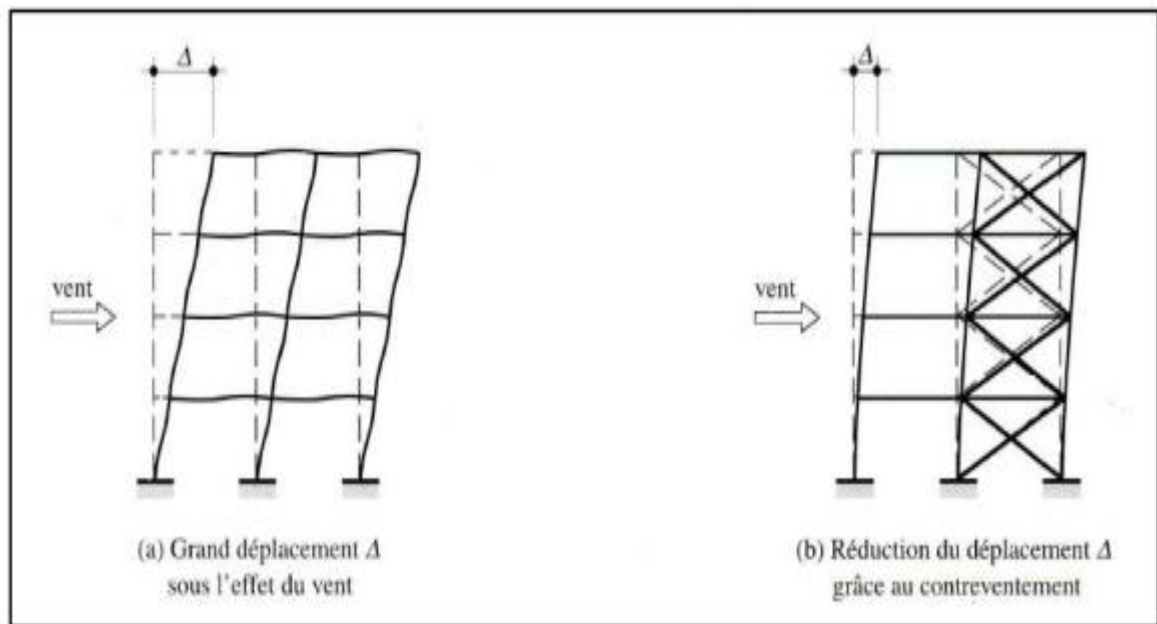


Figure 02-4 Influence d'un contreventement sur les déplacements horizontaux d'un cadre plan rigide.

2.5 Exemple d'un bâtiment en construction métallique :

2.5.1 Ossature d'un bâtiment métallique à étages multiples

Le bâtiment étudié est construit au centre de la ville de **msila**. Le système porteur du bâtiment métallique (**R + 3 étages**) à usage d'habitation est montré dans la figure suivante :

Les dimensions du bâtiment sont :

- **Longueur = 18m,**
- **Largeur = 12 m,**
- **Hauteur = 14.5 m.**

2.5.2 Disposition des palées de contreventement :

Étant donné que le bâtiment dépasse 20 m et est situé dans la zone IIa de MSILA, selon les règles parasismiques algériennes, une palée de stabilité est utilisée comme contreventement dans la construction métallique.

Pour améliorer le comportement de la structure et après l'étude de plusieurs variantes de disposition des contreventements, on a changé les sections des poteaux HEA 240 et on a abouti à la disposition schématisée dans la figure suivante :

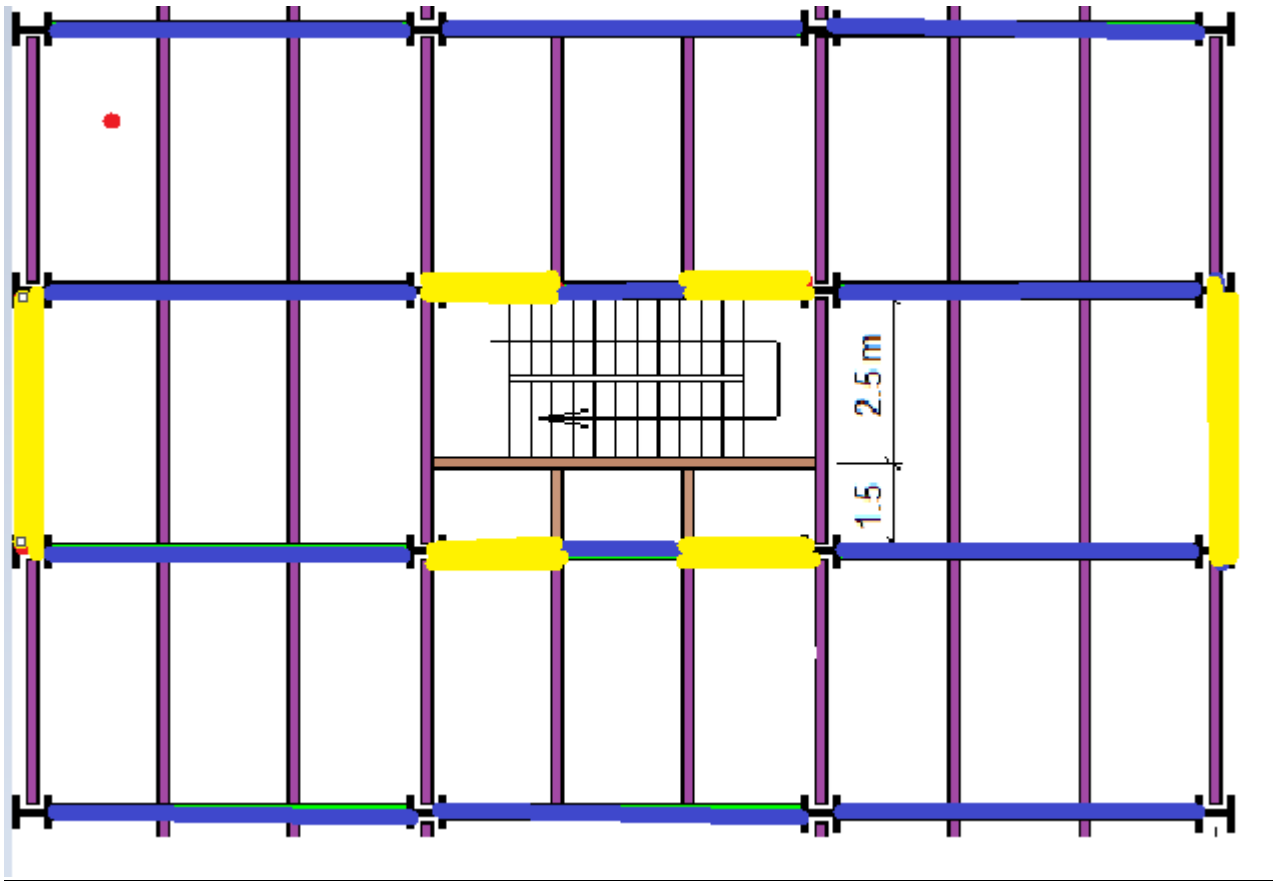


Figure 2-5 Disposition des palées de contreventement

Partie 2 : Conception des bâtiments en béton armé

2.6 Introduction:

Le béton peut être défini comme une combinaison de deux matériaux, le béton et l'acier, qui possèdent un taux de dilatation similaire, permettant une bonne adhérence entre eux. L'acier résiste aux efforts de traction et d'extension, tandis que le béton est conçu pour résister à la compression.

Cette association permet de limiter les déformations des ouvrages, à la condition que le béton adhère parfaitement aux ferrailages et permet aux ouvrages en béton armé de supporter des charges plus importantes et de résister aux efforts variés que les bétons ordinaires ne supporteraient pas.

Le calcul d'un ouvrage en béton armé ne se limite pas à la seule maîtrise du calcul du béton armé. Outre une bonne maîtrise de la mécanique des milieux continus et de la résistance des matériaux, cela nécessite aussi la compréhension des phénomènes physiques qui engendrent les efforts sur l'ouvrage (hydrostatique, mécanique des sols, effets du vent sur les structures,

phénomènes vibratoires, rhéologie des matériaux, limites des modèles de calcul, etc.).

Les progrès scientifiques et techniques accomplis à ce jour ont permis de réduire les quantités de matière nécessaires à la construction des ouvrages, et donc de réaliser des économies substantielles.

Pour la construction en béton armé on a opté pour une ossature formée par le système porteur classique poteaux – poutres en béton armé.

2.7 Conception structural:

2.7.1 Les planchers :

Le choix du plancher semi-préfabriqué (composé de corps creux, poutrelles et dalle de compression) s'explique par plusieurs raisons pratiques et techniques. Ce type de plancher offre une bonne répartition des charges et permet de réduire les temps de construction grâce à l'utilisation de préfabriqué. De plus, il offre une bonne isolation thermique et acoustique, ce qui est essentiel pour le confort des occupants. Enfin, sa résistance au feu est un atout supplémentaire dans les projets où la sécurité incendie est une priorité

-Facilité de réalisation.

- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.

- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique

2.7.2 Les fondations

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; et constituent donc une partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres :

-La nature et le poids de la superstructure.

-La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.

-La qualité du sol de fondation.

Vue la nature du sol du présente projet qui est classé par le laboratoire géotechnique comme un sol ferme, et vue le nombre limité d'étages on peut opter pour des semelles superficielles ; isolé sous les poteaux, et filantes sous les voiles.

2.7.3 Le remplissage :

Le cloisonnement de notre bâtiment est réalisé à l'aide de briques creuses assemblées entre elles par des joints de mortier traditionnel. Nous avons deux types de murs : des murs extérieurs de 30 cm d'épaisseur, conçus pour garantir la sécurité contre les incendies et assurer

l'étanchéité face à la pluie et à la neige, et des murs intérieurs de 10 cm d'épaisseur, destinés à séparer les différentes chambres.

2.7.4 Les balcons

Dans notre projet, les balcons sont composés d'une dalle pleine en béton armé. J'ai choisi d'ajouter une bande en béton armé (poutre noyée) autour du périmètre du balcon, qui agit comme un contrepoids pour assurer la stabilité de la structure.

2.8 Données de base

2.8.1 Règles de calcul :

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

- 1- Règles parasismique algérienne (RPA99 version 2003 ; DTR-BC.2.48).
- 2- Charges permanentes et charges d'exploitations (DTR-BC.2.2).
- 3- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91).

2.8.2 -ELU et ELS :

Il est nécessaire de faire la distinction entre ces deux états qui sont à la base de tous les calculs de béton armé.

- État limite ultime :

Il correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au-delà laquelle il y'a la ruine de l'ouvrage.

-État limite d'équilibre qui concerne la stabilité de l'ouvrage.

-État limite de résistance qui concerne le non rupture de l'ouvrage.

-État limite ultime de stabilité des formes (flambement) qui concerne les pièces élancées soumises à l'effort de compression axiale.

- État limite de service :

Il correspond à des critères dont le non-respect ne permet pas à l'élément d'être exploité dans des conditions satisfaisantes, il comprend trois cas.

- État limite de service d'ouverture des fissures.

- la corrosion des armatures insuffisamment protégés, compromettre la durabilité de l'ouvrage, des fonctions d'étanchéité ou des critères esthétique d'aspect extérieur peuvent également ne pas être respectés.

- État limite de service de déformation : des déformations trop importantes de l'ouvrage peuvent créer des désordres, fissuration des cloisons ou de carrelage sur une dalle trop fléchie par exemple.

2.8.3 Types d'actions :

2.8.3.1 Action permanent : Poids propre des structures.

- Poids des autres éléments de construction (couvertures, carrelage...).
- Déformation différées dans le temps (celle causées par le retrait du béton).

2.8.3.2 Action variable : Charges d'exploitation.

- Charges climatiques (action du vent, action de la neige).
- Action passagère en cours d'exécution.

2.8.3.3 Action accidentelle :

Il s'agit d'actions dues des phénomènes rares et exceptionnels séismes, explosions, chocs et les incendie.

-Le séisme " E ".

2.8.3.4 Sollicitations :

Ce sont les efforts provoqués en chaque point et chaque section de la structure par les actions, Ils sont exprimés sous terme de forces et moments.

2.8.3.5 Combinaisons d'actions : - Pour les planchers :

Elles sont soumises uniquement aux actions des charges permanentes et d'exploitations pour cela les combinaisons considérées sont :

A l'E.L.U : $1.35G+1.5Q$

A l'E.L.S : $G+Q$

Dans le cas des actions sismiques les combinaisons à pour fournir une meilleure résistance Sont :

D'après R.P.A.99 V. 2003 : on a :

- Pour les poutres:

$$- G + Q \pm E \qquad - 1,35 G + 1,5 Q$$

$$- 0,8 G \pm E \qquad - G + Q$$

E: Effort sismiques.

Pour les poteaux:

$$- G + Q \pm E \qquad - 1,35 G + 1,5 Q$$

$$- 0,8 G \pm E \qquad - G + Q$$

Pour les voiles:

$$- G + Q \pm E \qquad - \quad 1,35 G + 1,5 Q$$

$$- 0,8 G \pm E \qquad - \quad G + Q$$

2.8.4 Hypothèses de calcul :

- Etats limites ultime:

Les hypothèses de calcul sont :

- Les sections droites restent droites après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre le béton et les aciers.
- Le raccourcissement ultime de béton est limité à :

$\epsilon_{cu} = 3.5 \text{ ‰}$: sections partiellement comprimées.

$\epsilon_{cu} = 2 \text{ ‰}$: sections totalement comprimées «faible excentricité». L'allongement relatif ultime de l'acier le plus tendu est limité à $\epsilon_{cu} = 10 \text{ ‰}$

L'état de déformation d'une section passe obligatoirement par l'un des trois pivots A, B, C.

Le diagramme de calcul des aciers est bilinéaire.

Le diagramme de calcul du béton est rectangulaire, sauf pour la section totalement comprimée.

- Etat limite service :

Les hypothèses de calcul sont :

* Les calculs ont fait qu'en cas de fissuration préjudiciable. * Le coefficient d'équivalence

* Les contraintes de compression, dans le béton, et contraintes de compression, et traction dans les aciers sont supposées proportionnelles à la déformation élastique « $\epsilon_{bu} < 2 \text{ ‰}$ ».

2.9 Caractéristique des matériaux

Le béton armé constitue le matériau principal pour la construction de la structure de notre ouvrage. Il est fabriqué en intégrant des armatures en acier disposées de façon à compenser les efforts pour lesquels le béton présente une résistance limitée.

2.9.1 Béton :

Le béton est constitué par un mélange de proportions convenables de granulats (sable, gravier) avec du ciment et de l'eau et éventuellement des adjuvants.

2.9.1.1 Compositions :

Il existe plusieurs méthodes pour la formulation du béton, parmi ces méthodes : Faury, Dreux-Gorisse, Bolomey, Féret, Joisel, Valette .etc.

Le béton utilisé dans la réalisation de notre projet est un béton ordinaire confectionné à partir du sable, gravier (8/15mm et 15/25mm), ciment CPJ CEM II/A 42,5MPa et l'eau de gâchage. On a utilisé la méthode de Faury pour la détermination le dosage de chaque composant, après faire les calculs on a trouvé les valeurs ci-dessous :

- Ciment **350 kg/m³**
- Sable **801 kg/m³**
- Gravillon 8/15mm **445 kg/m³**
- Gravier 15/25mm **534 kg/m³**
- L'eau **175 l**

2.10 Diagramme Déformation-Contrainte Du Béton (parabole rectangle):

2.10.1 Etat limite ultime :

Pour les vérifications à l'état limite ultime, on doit utiliser pour le béton un diagramme dit «parabole- rectangle», et dans un but de simplification, en utilisant le diagramme rectangulaire présenté suivante:

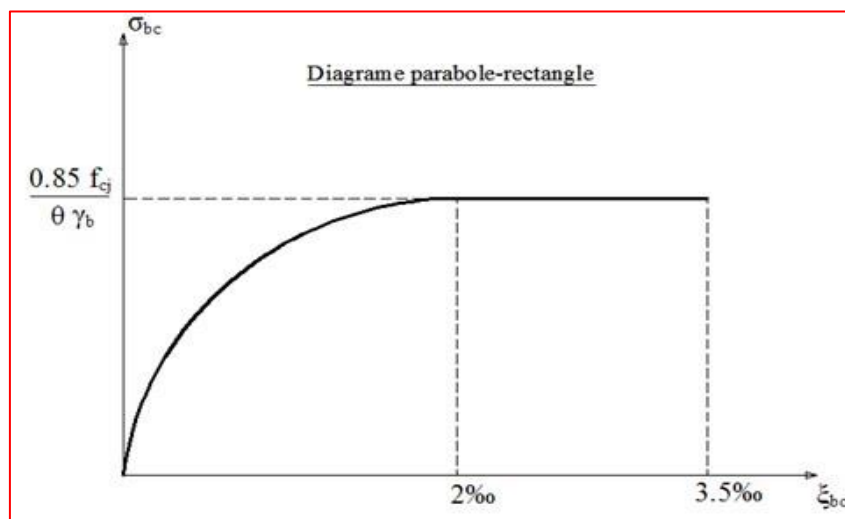


Figure 2-6 Diagramme deformation contrainte du beton.

Le coefficient θ est fixé à 1 puisque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24 h.

Et à θ : 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24 h. Et à θ : 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

0,85 : est un coefficient de minoration pour tenir compte de l'altération du béton en surface et de la durée d'application des charges entraînant une diminution de la résistance.

γ_b : est un coefficient de sécurité qui tient compte d'éventuels défauts localisés dans le béton.

$\gamma_b = 1.15$ Pour les situations accidentelles.

$\gamma_b = 1.5$ Pour les autres cas.

On a alors :

$\gamma_b = 1.15$ (Action courante) $\Rightarrow \bar{\sigma}_c = 18.50$ MPa

$\gamma_b = 1.5$ (Action accidentelle) $\Rightarrow \bar{\sigma}_c = 14.16$ MPa ≈ 14.20

2.10.2 Etat limite de service :

La contrainte de compression de béton à l' E .L .S est limitée par σ_{bc} avec

$$\bar{\sigma}_c = 0,6 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_c = 15 \text{ MPa}$$

Acier:

L'acier est un alliage de fer et de carbone, capable de résister aux efforts de traction, compression, cisaillement et torsion. Il n'interagit pas chimiquement avec le béton, possède un coefficient de dilatation thermique similaire à celui du béton, et offre une excellente adhérence avec ce dernier.

On distingue deux types d'acier selon leur état de surface :

Les barres à haute adhérence (HA) de nuance *FeE 400*.

Les ronds lisses, de nuance *FeE 235*.

Treillis soudés en fils lisse *TLE 520*.

Le module d'élasticité longitudinale : $E_s = 2.1 \cdot 10^5$ MPa.

a- Diagramme Déformations Contraintes

Diagramme expérimental:

Ce diagramme est fondé sur les résultats des essais de traction sur des éprouvettes en acier, il est présenté suivante:

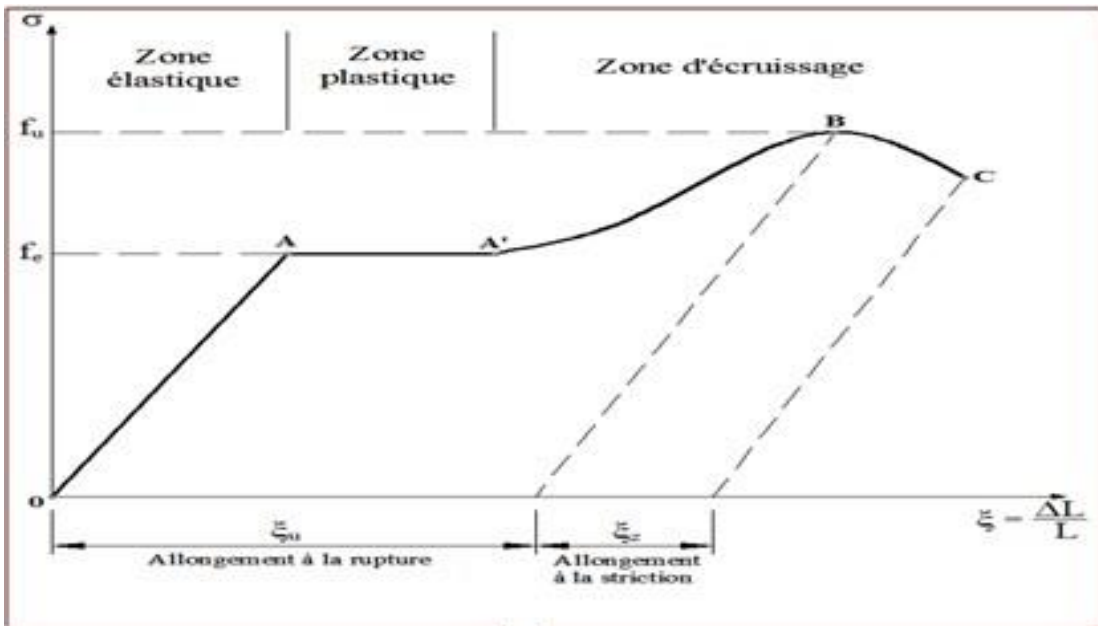


Figure 2-7 Diagramme expérimental

b- Diagramme de calcul:

Le diagramme de calcul contraintes (σ_s)-déformations (ξ_s) a considéré dans le calcul à l'état limite ultime est conventionnellement définie par *la figure (8)* . Pour les vérifications à l'état limite de service, l'acier est supposé linéairement élastique .

Le diagramme de calcul se déduit du diagramme caractéristique par une affinité parallèle à la droite de Hooke, et de rapport : $1/\gamma_s$.

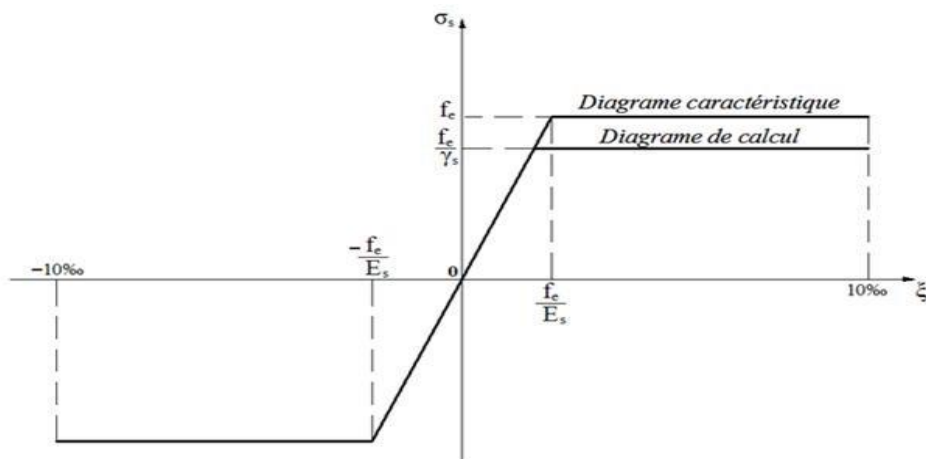


Figure 2-8 Diagramme de calcul

Le diagramme ($\sigma_s; \xi_s$) adopté par les règles (B.A.E.L91) à la forme ci-dessus. Avec :

$$E_s = 210\,000 \text{ MPa} \quad .s_{se} = (f_e/\gamma_s) / .$$

f_e : La limite d'élasticité des aciers utilisés.

Pour les calculs aux états limites, on tient compte du coefficient de sécurité

Avec : $\gamma_s = 1$ Pour la situation accidentelle.

$\gamma_s = 1.15$ Pou les autres cas.

2.11 Choix du contreventement:

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application du RPA 99 (version 2003). Et puisqu'il répond aux conditions de l'article 1-b du RPA99/version 2003, et qu'il dépasse 17m en zone II, le contreventement sera assuré par un contreventement mixte avec justification d'interaction portique-voile. Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2.11.1 Contreventement par murs voiles en béton armée :

2.11.1.1 Les voiles :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifiés par **RPA99.v2003** ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.

*Les actions horizontales : effet de séisme et du vent.

*Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

*Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.)

*Les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisants la condition de **RPA99.v2003**

*Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

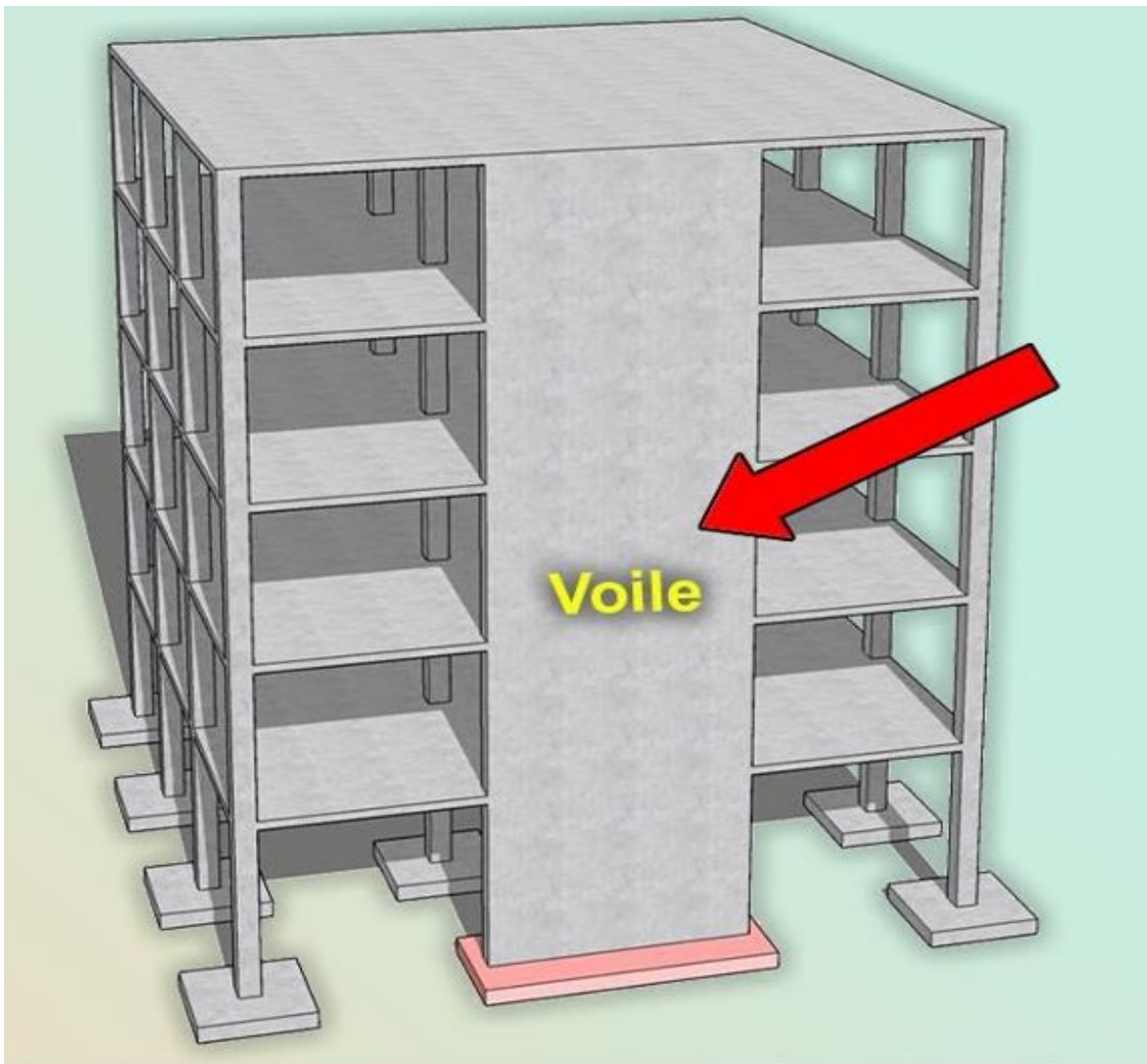


Figure2-9Voile en béton armée

2.12 Exemple d'un bâtiment en béton armé :

2.12.1 Ossature d'un bâtiment métallique à étages multiples :

Le bâtiment étudié est construit au centre de la ville de **MSILA** . Le système porteur du bâtiment en béton armé (**R + 3 étages**) à usage d'habitation est illustré dans la figure suivante.

Les dimensions du bâtiment sont :

- **Longueur = 18 m.**
- **Largeur = 12 m.**
- **Hauteur = 14.5 m.**

2.12.2 Disposition des voiles :

Comme on a un bâtiment d'hauteur 20.8 m et dans la zone sismique **IIa** Msila d'après RPA on a obligé de maitre des voiles symétrique avec le système portique (poteau ,poutre) Pour améliorer le comportement de la structure présentant des insuffisances comme constaté lors de l'analyse modale et après l'étude de plusieurs variantes de disposition des voiles), on a changé les sections des poteaux par des sections rectangulaires (40*50) qui ont une inertie suivant le sens transversal plus grande que celle dans le sens longitudinal, est-ce là pour compenser un petit peu le manque de rigidité dans le sens transversal .

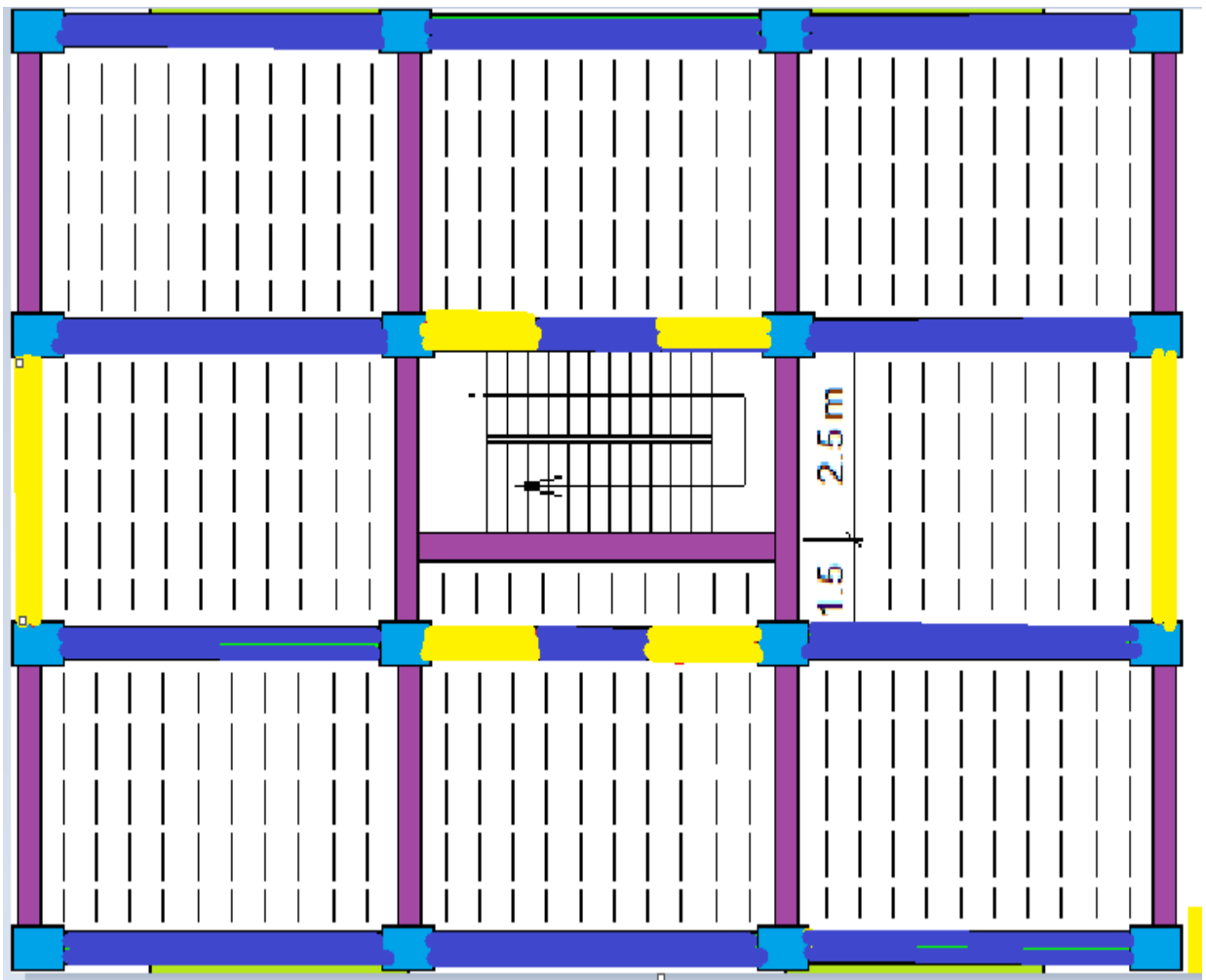


Figure 2-10 disposition des voiles en béton armée

Chapitre 3 :
Modélisation des deux
bâtiments par ROBOT

3.1 Généralités

Le logiciel Auto desk Robot Structural Analysis (nommé Robot dans le fichier d'aide entier) est un progiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type :

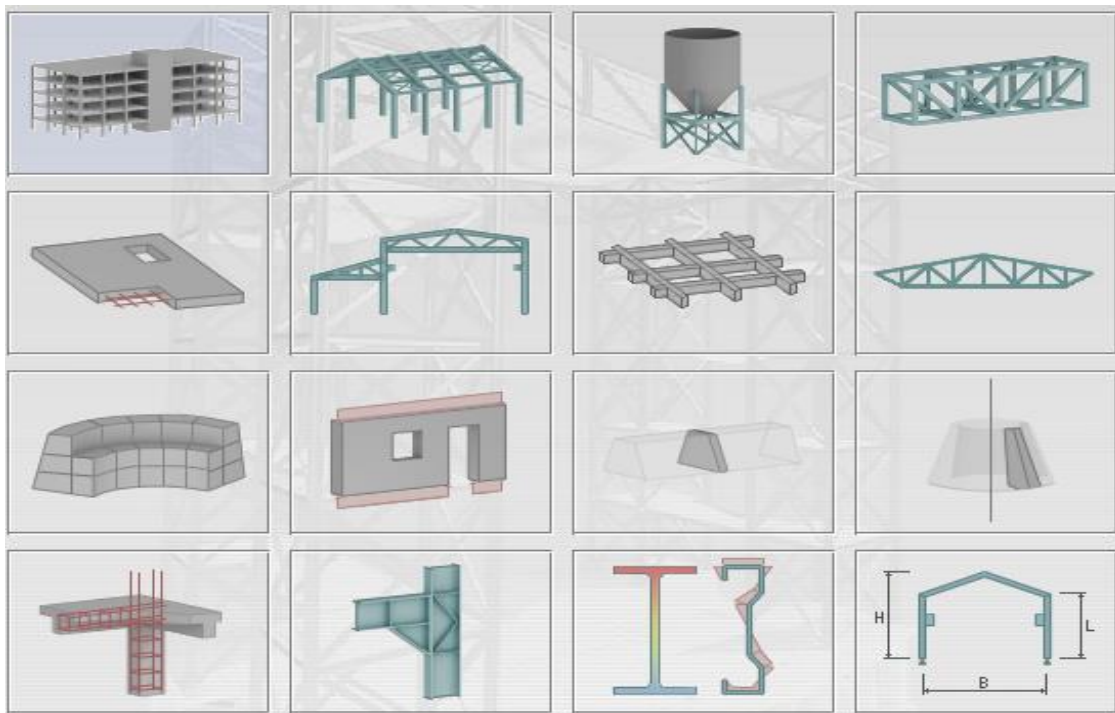


Figure 3-1 Différentes applications du logiciel Robot Bat.

- Treillis.
- Portiques.
- Structures mixtes.
- Grillages de poutres.
- Plaques.
- Coques.
- Contraintes planes.
- Déformations planes.
- Éléments axisymétriques.
- Éléments Volumiques.

3.2 Etude d'une coque.

La fenêtre principale s'affiche avec le menu et les barres d'outils par défaut situées en haut, en bas et sur la droite. À gauche, on trouve la fenêtre du gestionnaire des objets. Nous verrons plus tard comment personnaliser l'interface par défaut ainsi que les barres d'outils.

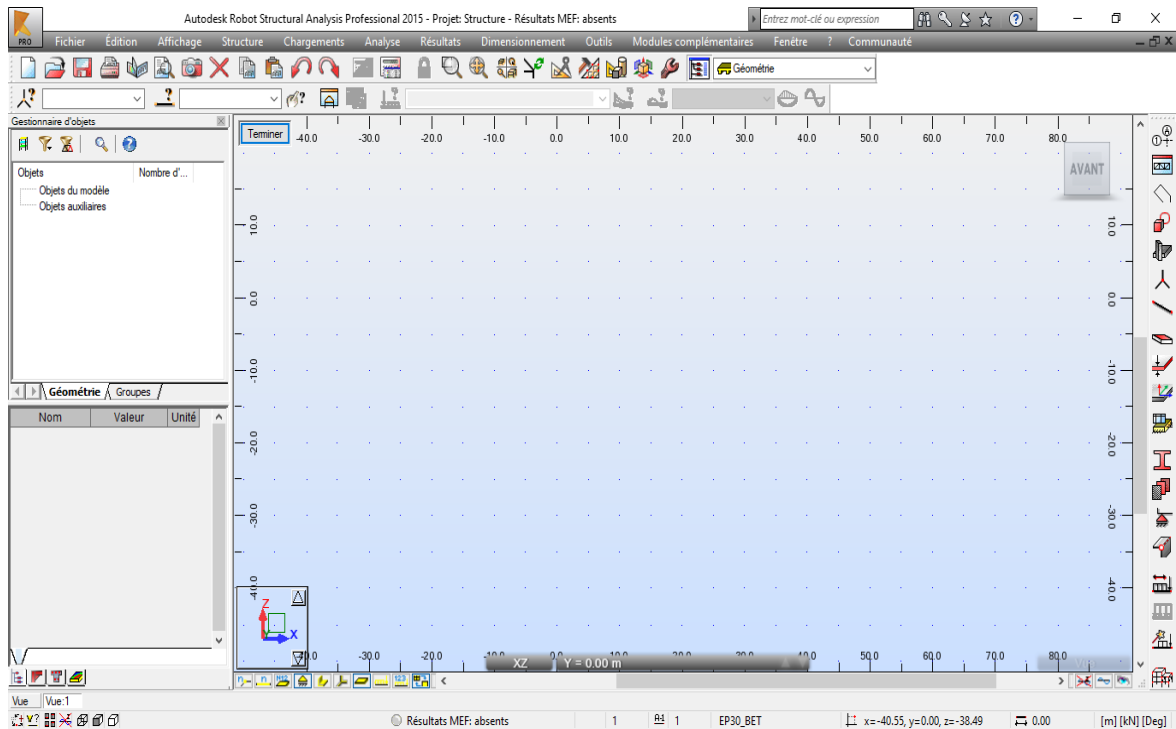


Figure 3-2 Page d'accueil du programm

3.2.1 Normes de conception

Robot contient plusieurs règlements et on peut choisir la norme utilisée dans notre pays par le menu déroulant :

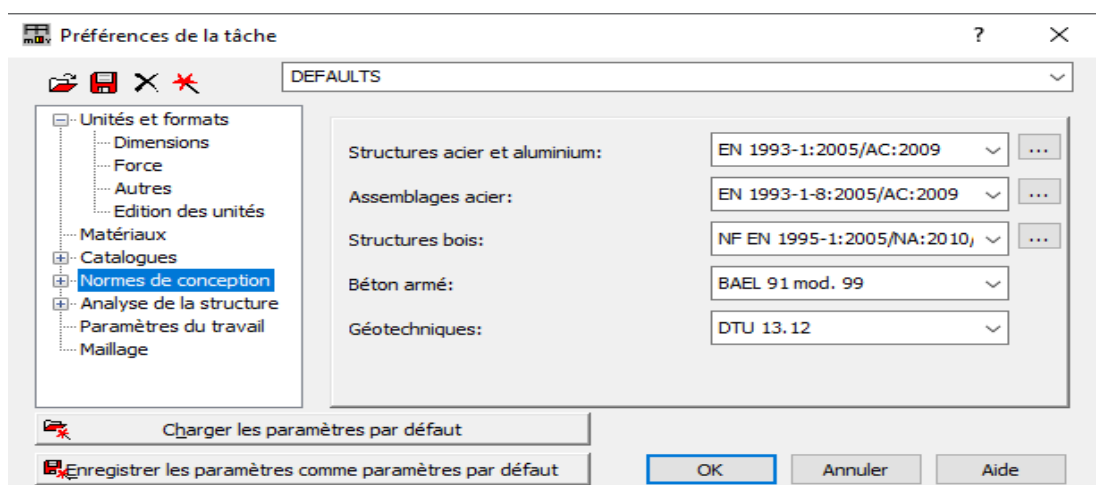


Figure 3-3 normes de conception

La même chose pour les charges sismiques et climatiques :

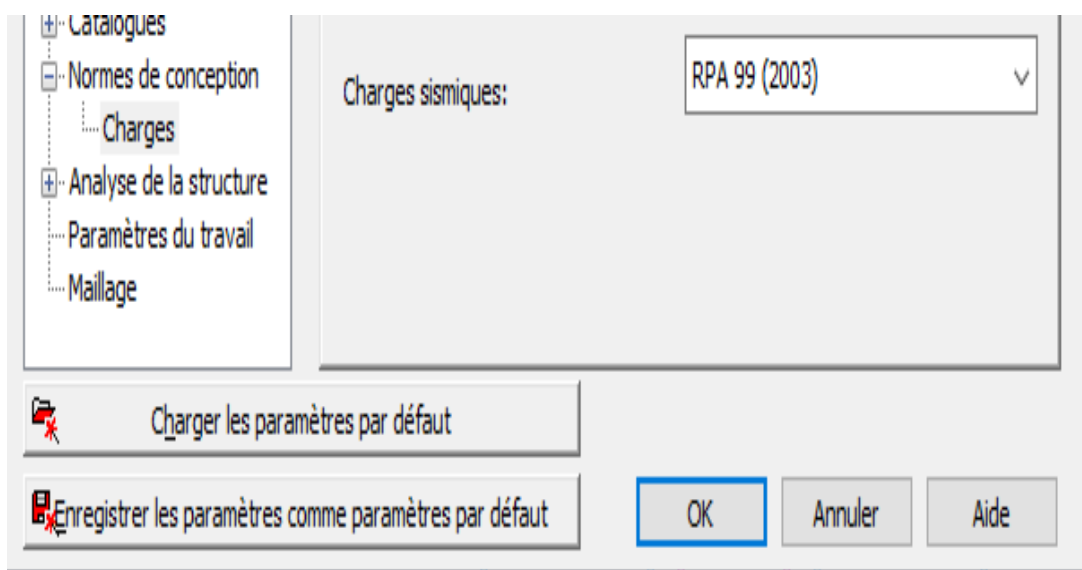


Figure3-4 la charge sismiques

3.2.2 Lignes de construction

Les lignes de construction ou le grillage de la structure représentent les axes des éléments de la structure à modéliser selon les 3 directions X, Y, Z et les extrémités des éléments et les bords des faces de la structure.

Sur ces lignes et les croisements de lignes on peut par la suite dessiner les barres, les poutres, ... et les accrocher bout à bout facilement. Pour cela on a besoin des dimensions de la structure (longueur, largeur, hauteur) et tout le détail des espacements et des dimensions des éléments de la structure et donc le plan détaillé de la structure.

Notre exemple est une structure métallique constituée de 6 portiques identiques parallèles liés par des pannes dont les dimensions sont :

Hauteur de la structure = 20.8m

Hauteur du poteau = 4m

Longueur de la structure = 18m

Espacement entre les poteaux 6m et entre les portiques 4m.

3.2.3 Combinaison des forces :

Dans notre modélisation, nous allons distinguer les actions des charges permanentes pour éviter tout risque de confusion dans le cas de chargement de la structure, ainsi on distingue :

PP : La charge du poids propre des éléments

CM : La charge linéaire des murs appliquée sur les poutres

g : la charge permanente qui comprend le revêtement, le faux plafond, la forme de pente ...

Et on note $G = PP + CM + g$

La charge d'exploitation sera notée Q

Dans l'onglet « Charges >> Cas de charges » nous définissons la nature de chaque charge séparément :

N°	Nom de cas	Nature
1	PP	poids propre
2	CP	permanente
3	CQ	d'exploitation
4	CM	permanente
5	Modale	
6	EX	sismique
7	EY	sismique
8	G	permanente
9	FIU	permanente

Figure 3-5cas de charge

Et dans l'onglet « Charges >> Combinaisons manuelles » nous définissons la charge G qui contient simultanément les charges g , PP et CM, ainsi que les deux combinaisons à l'état limite ultime et l'état limite de service « ELU et ELS » :

• La charge G :

Numéro de combinaison: 8

Type de combinaison: ELU

Nom de la combinaison: G

Paramètres

OK Fermer Aide

Figure 3-6La charge G

• Les composantes de la charge G :

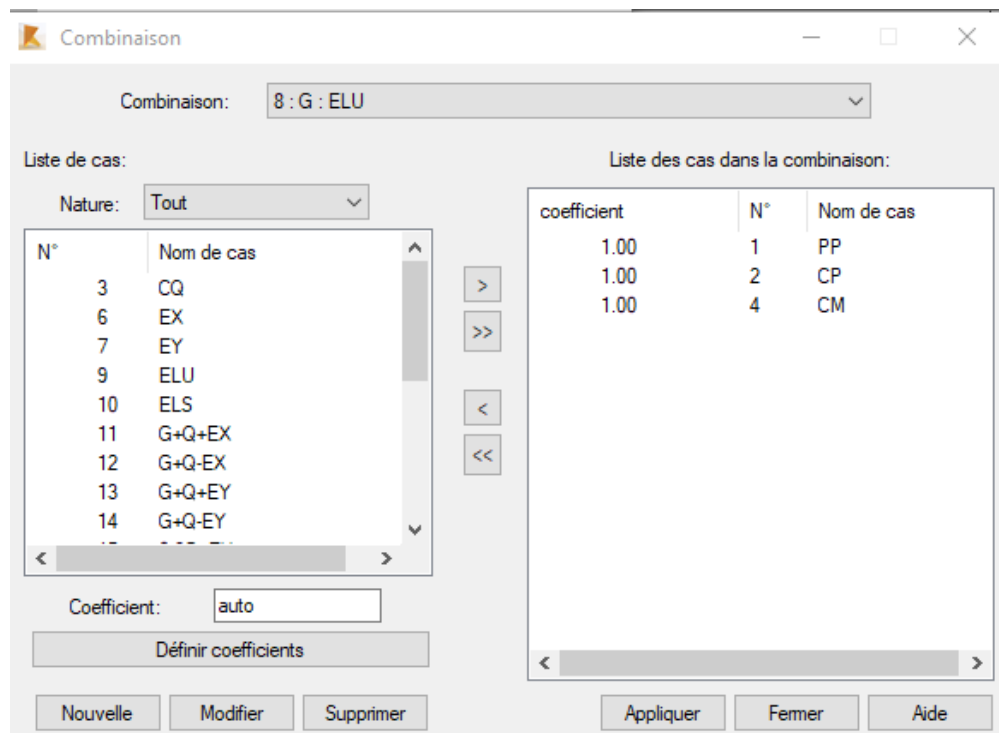


Figure 3-7 Les composantes de la charge G

• La combinaison à l'ELU :

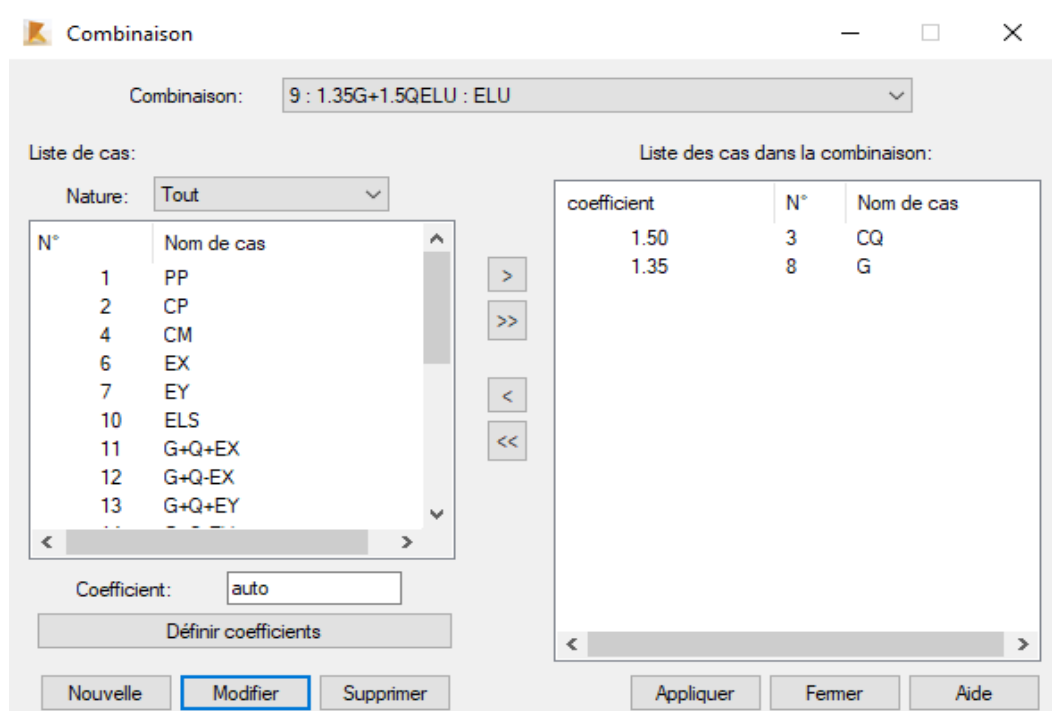


Figure 3-8 La combinaison à l'ELU

• La combinaison à l'ELS :

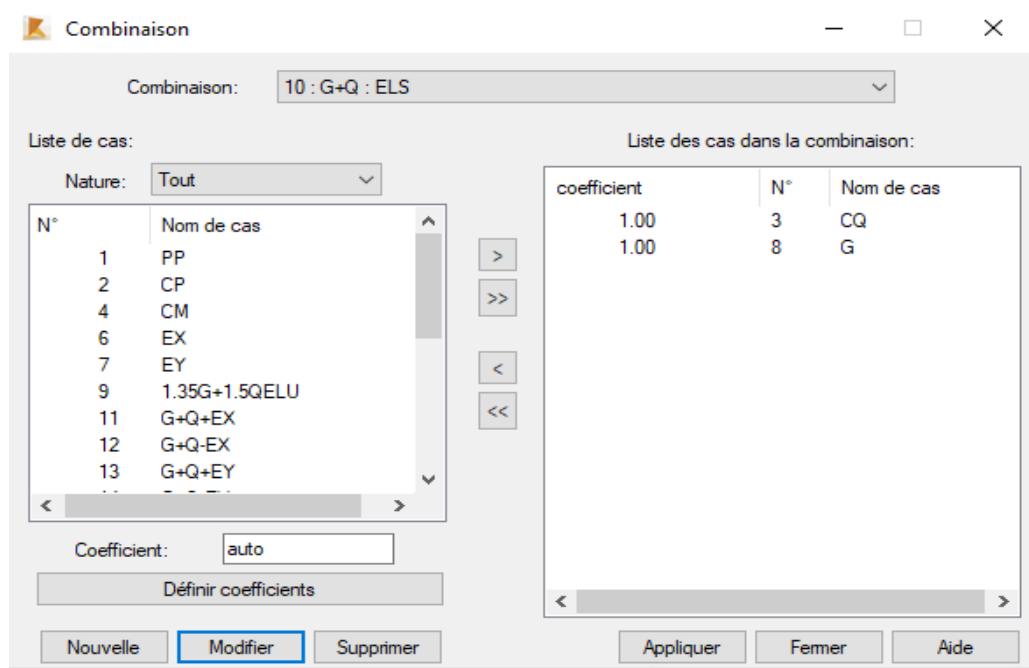


Figure 3-9 La combinaison à l'ELS

Cliquez une autre fois sur (nouveau) choisir (sismique) et sélectionnez (RPA 99 (2003) (Algérie)) :

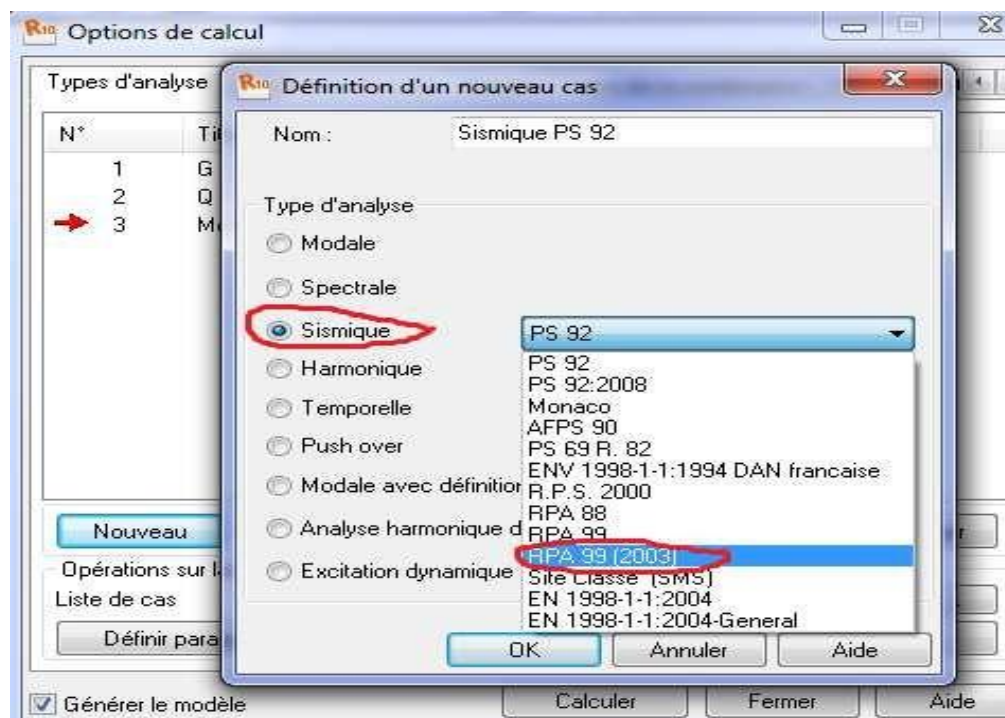


Figure 3-10 Définition d'un nouveau cas

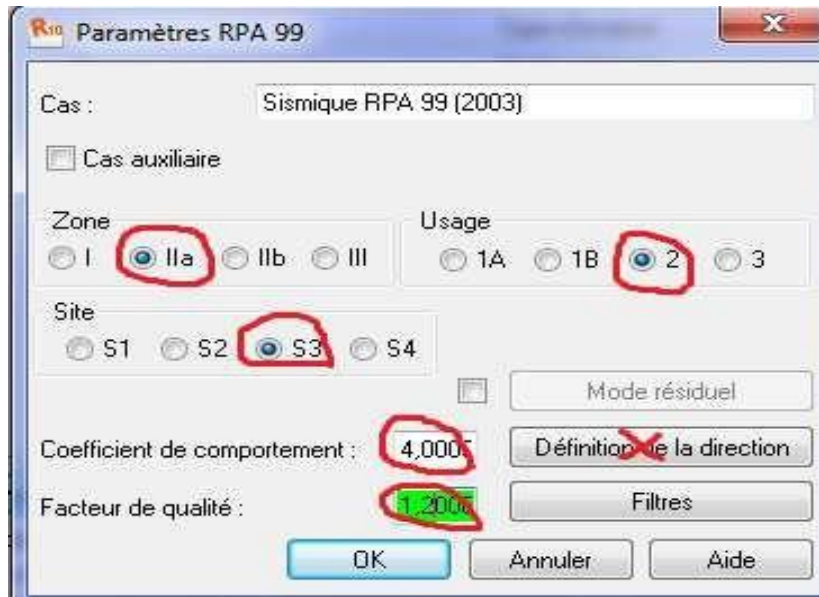



Figure 3-11 Paramètres RPA9

3.3 Modélisation d'une structure en charpente métallique par le logiciel ROBOT 2014

3.3.1 Définition des profils

Pour définir les sections des éléments barres on utilise la commande  **Profils de barres**. Par cette option on peut définir les sections de tous les éléments barres de la structure : poteaux, poutres quel soit en béton ou acier, bois ...

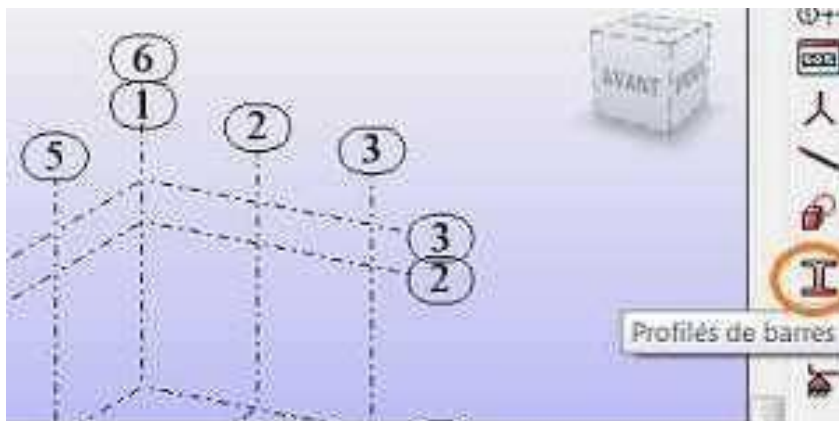


Figure 3-12 Profils de barres

En cliquant sur l'icône, la boîte suivante s'ouvre et en utilisant l'option pour ajouter de nouvelles sections.

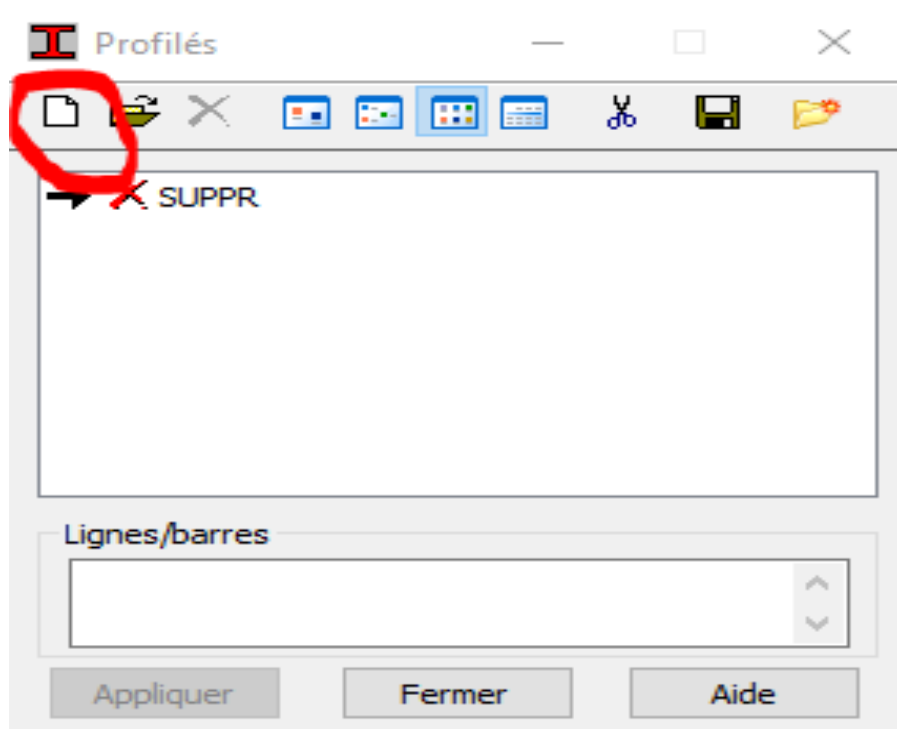


Figure 3-13 ajouter de nouvelles sections

On clique sur **Nouveau** pour définir les sections voulues, la boîte de dialogue suivante s'ouvre:

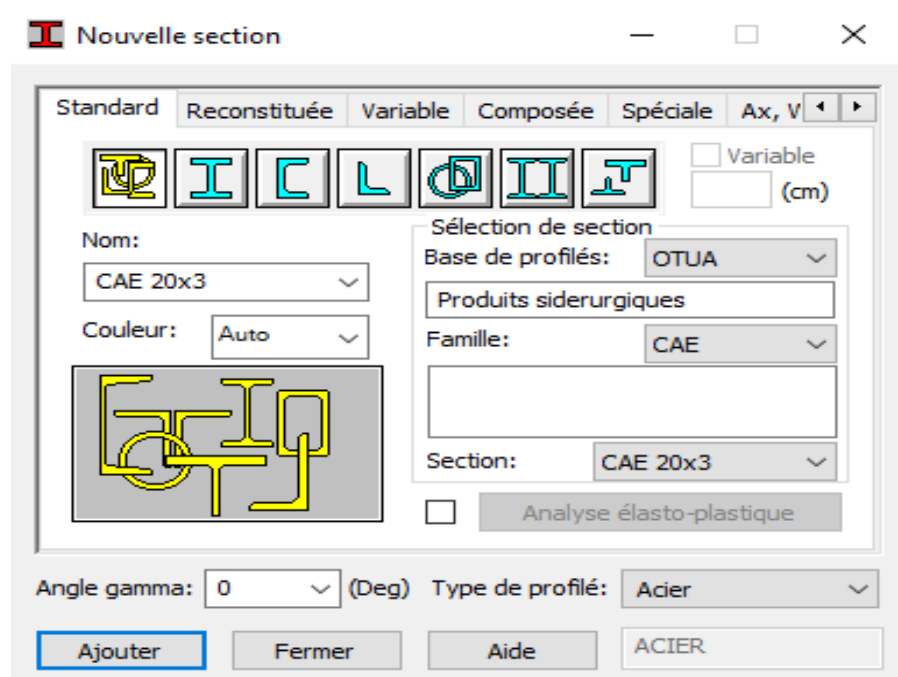


Figure 3-14dialogue suivante

On choisit le **Type de profilé** selon le cas acier, poutre BA, poteau BA ...
Notre exemple est une structure métallique donc on choisit **Acier** on va définir pour les poteaux des profilés HEA240 et pour les poutres inclinées IPE300 et IPE200
On fait la même chose pour les autres sections, on aura :

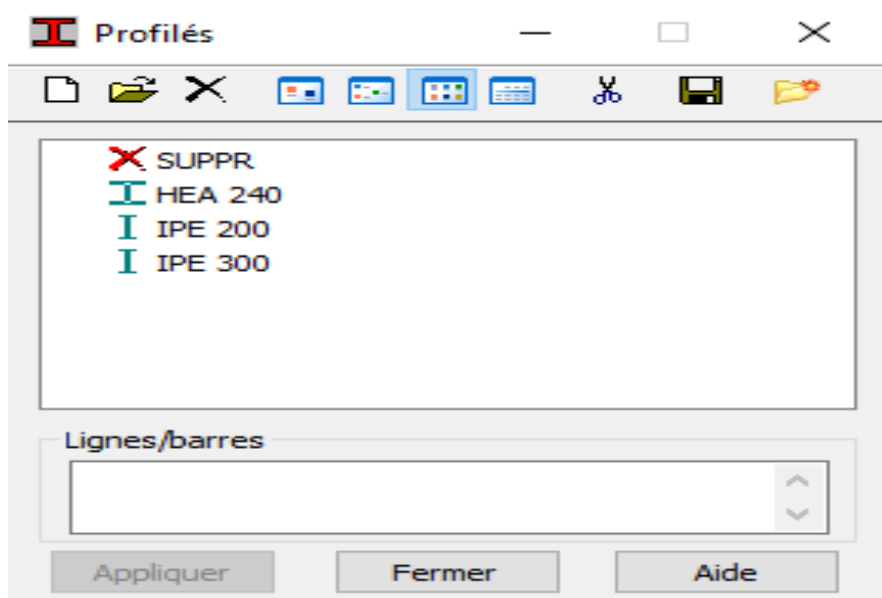


Figure 3-15 Sélection des poteaux et des poutres

3.3.2 Déclaration des palées de stabilités de forme X

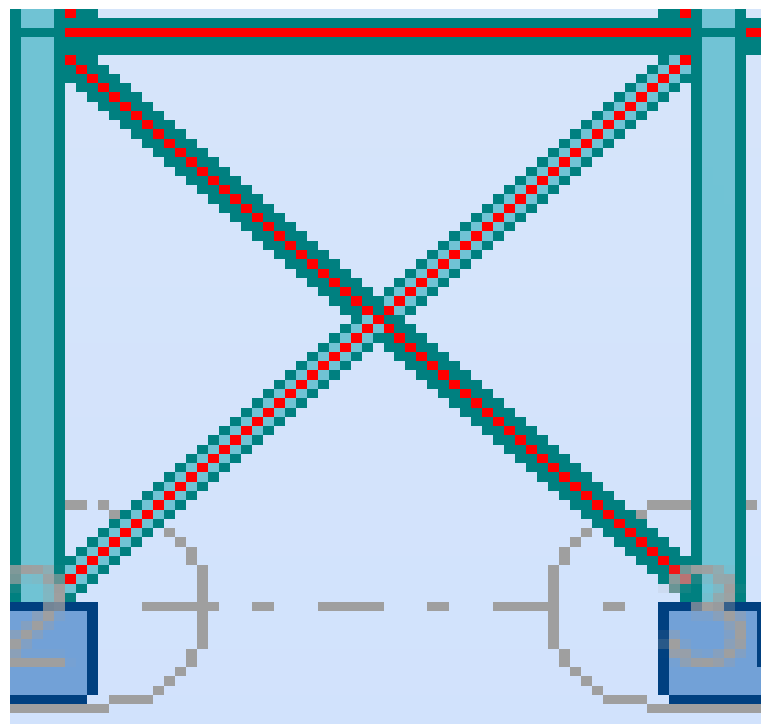


Figure 3-16 de formulaire x

3.3.3 Vue en 3D du modèle numérique

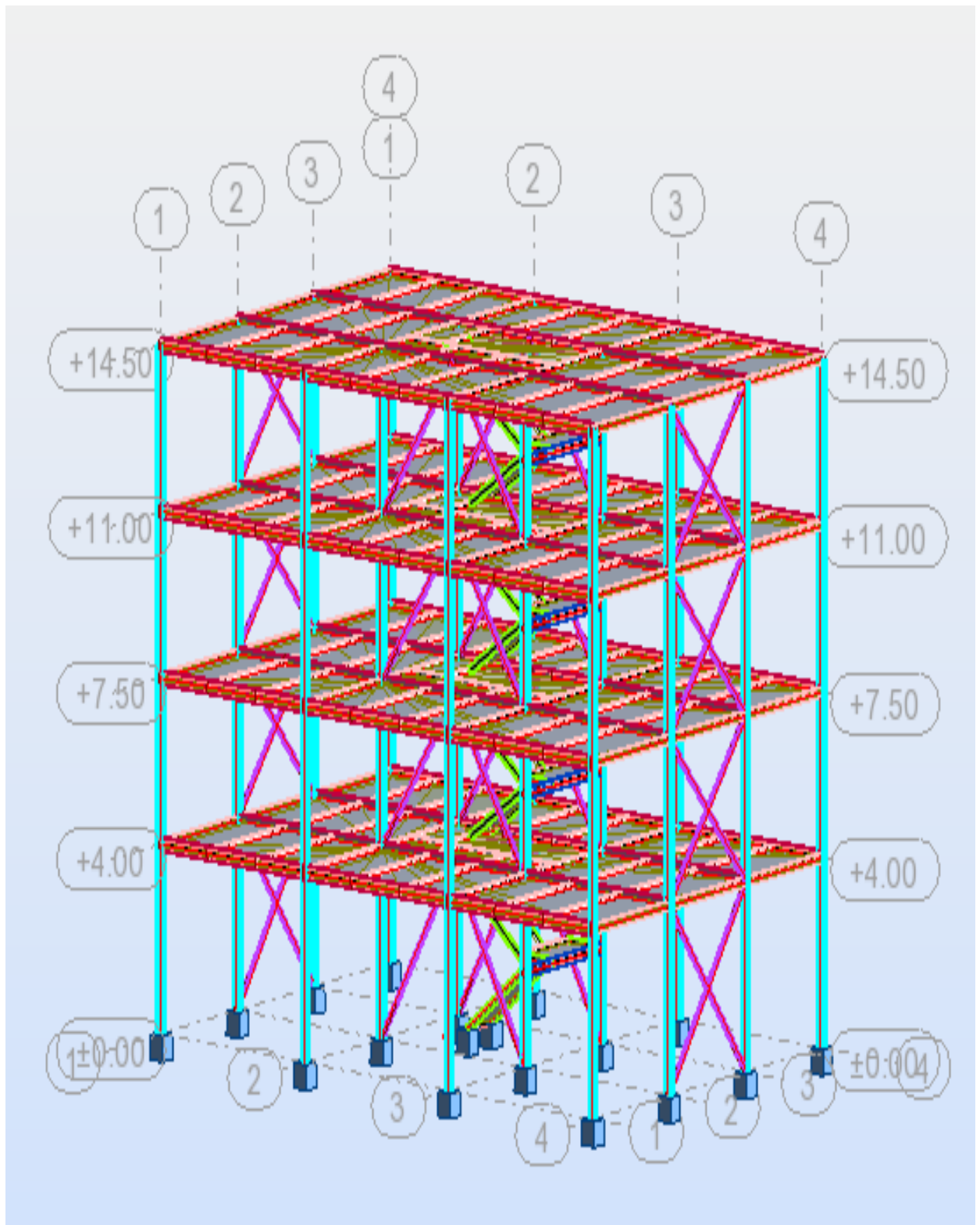


Figure 3-17 Vue en 3D du modèle numérique en charpente métallique

3.4 Modélisation d'une structure en béton armée par le logiciel ROBOT 2015

3.4.1 Définition des sections pour les éléments barres (poteaux et poutres)

Dans la boîte de dialogue (nouvelle section) cliquez sur le champ (type de profilés) et sélectionnez (poutre BA)

Donnez le nom, la couleur et les dimensions de la poutre puis cliquez sur (ajouter) :

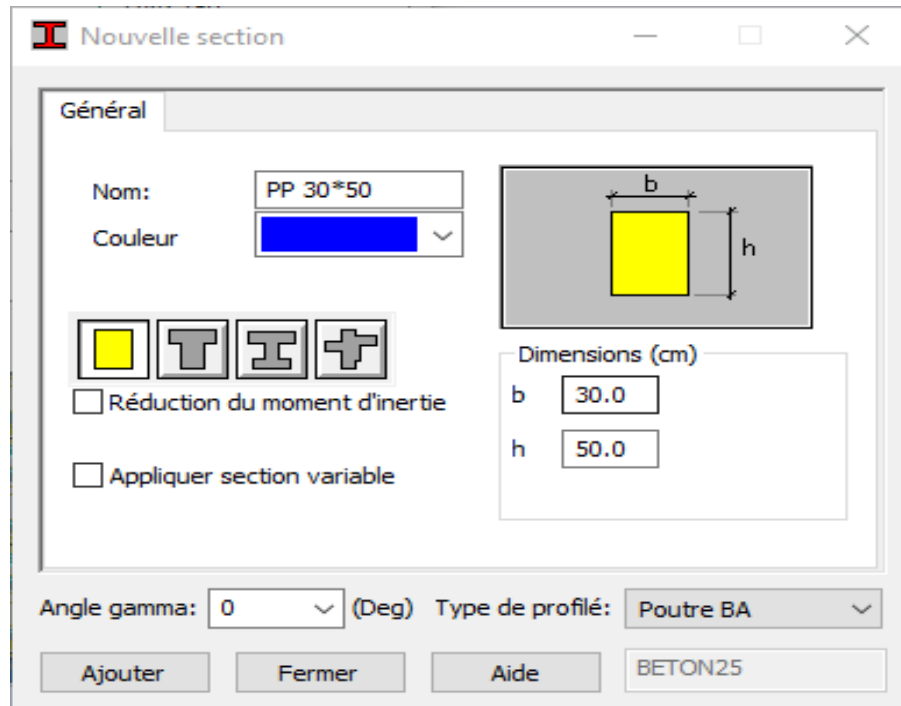


Figure 3-18 Données de la poutre

Refaire la même opération pour définir les autres sections des poutres et des poteaux (PS 30x35)(pp30x50) et (poteaux 40x50).

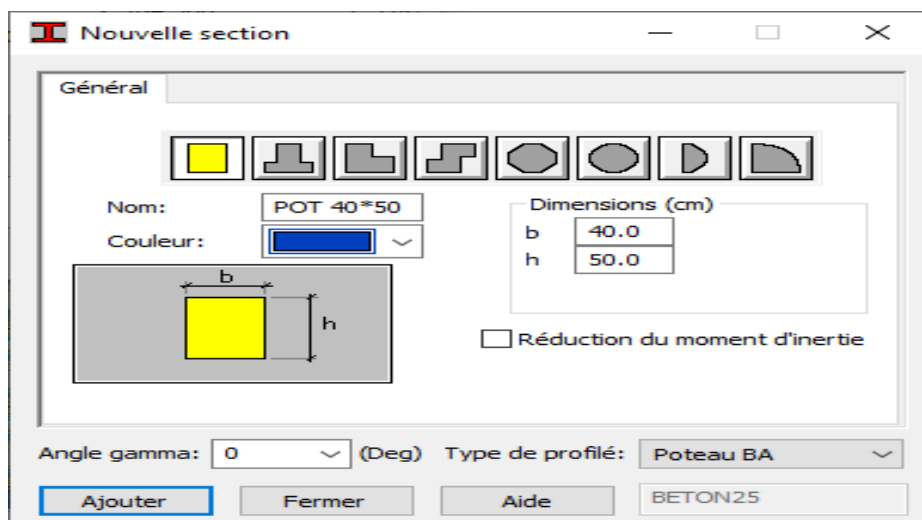


Figure 3-19 Données des poteaux

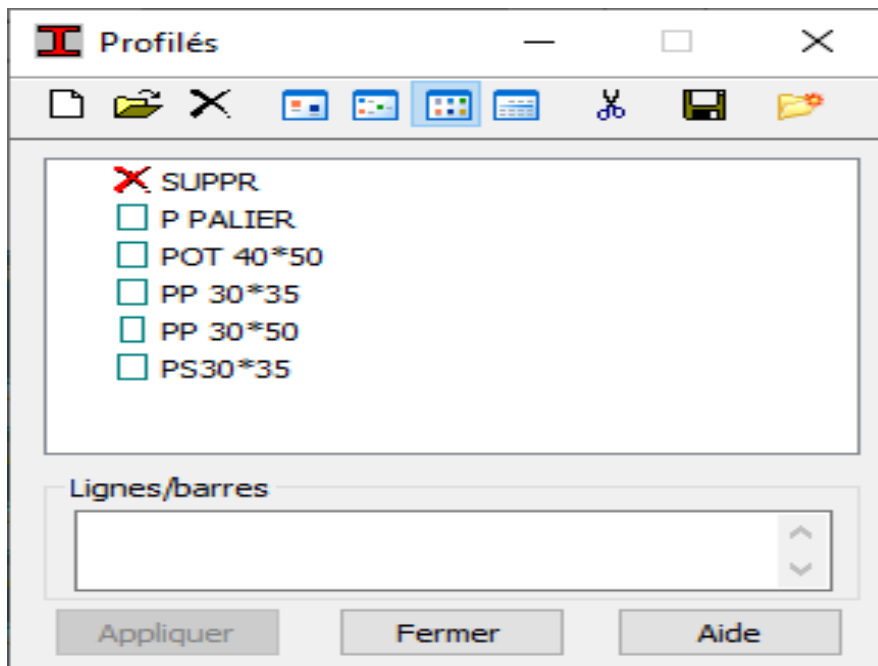


Figure 3-20 Données des poteaux et des poutres

3.4.2 Modélisation des voiles, escaliers et dalles pleines

Cliquez sur (Définir nouvelle épaisseur) et saisissez le nom, l'épaisseur et le matériau puis cliquez sur ajouter :

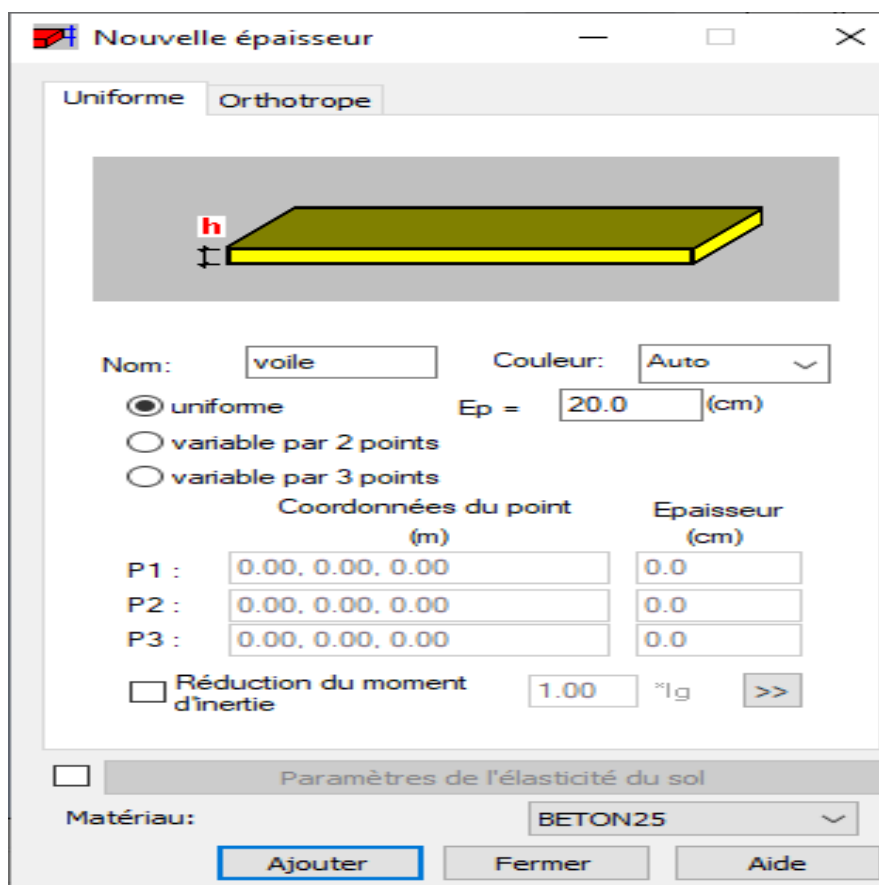


Figure 3-21 Déterminer l'épaisseur du nouveau voile

Refaire la même procédure pour définir les dalles pleines d'épaisseur

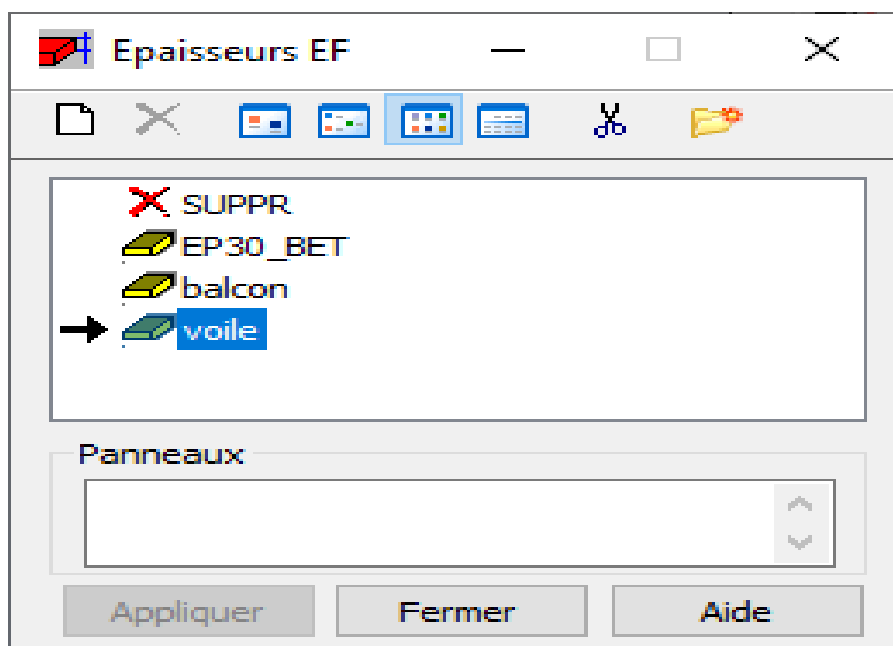


Figure 3-22 les dalles pleines d'épaisseur

3.5 Vue en 3D du modèle numérique

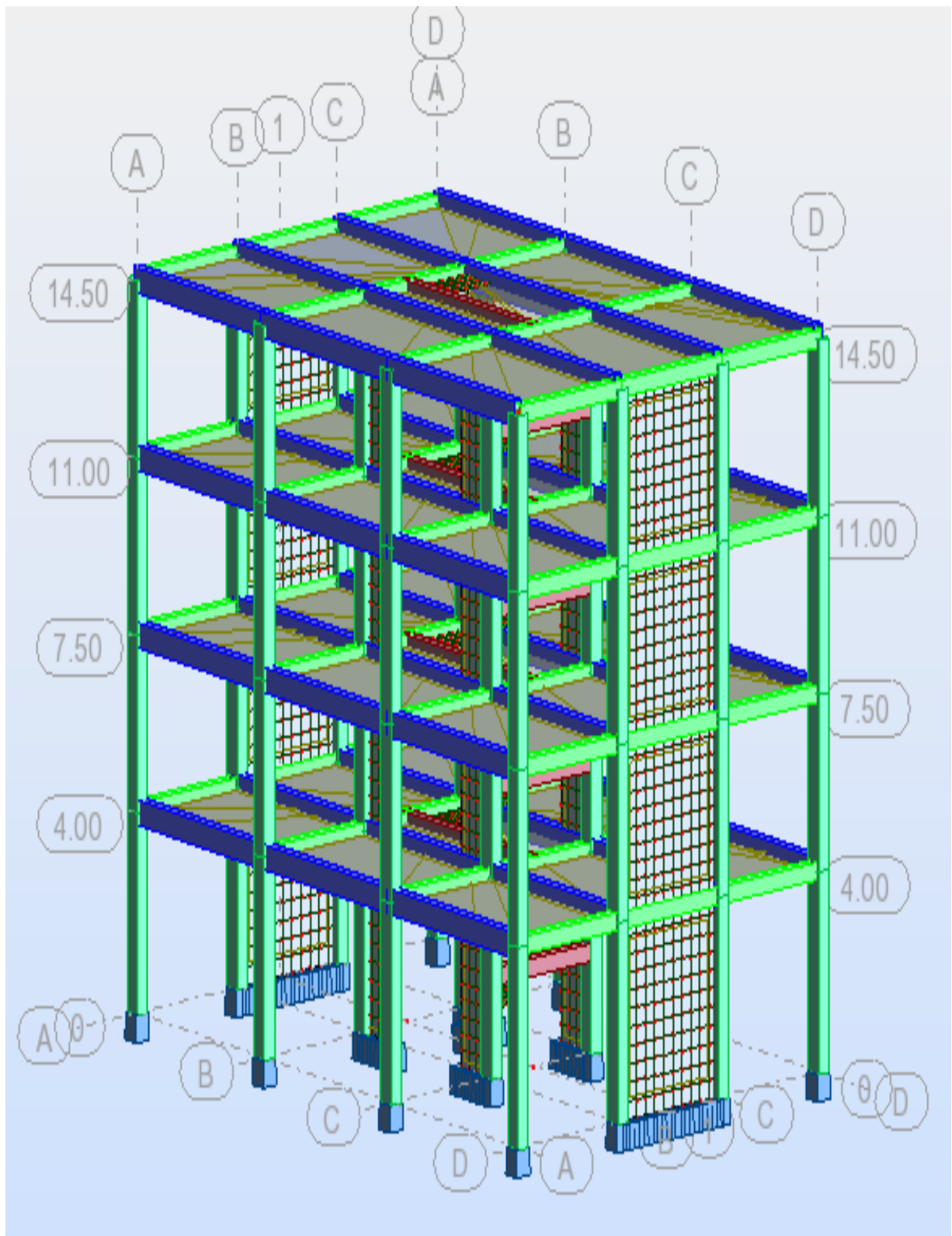


Figure 3-23 Vue en 3D du modèle numérique en béton armée

Chapitre 4 :
**Analyse Des deux bâtiments béton
armée et charpente métallique par
Robot**

4.1 Phases de modélisation:

1 Définition des combinaisons de charges et qui sont les suivantes :

C1: G+Q	C13: G+Q+1,2EY
C2 : 1,35 G+1,5Q	C14: G+Q-1,2EY
C3: G+Q+EX	C15 : G+0.2Q
C4: G+Q-EX	
C5 : G+Q+EY	
C6 : G+Q-EY	
C7 : 0,8G+EX	
C8 : 0,8G-EX	
C9 : 0,8G+EY	
C10 : 0,8G-EY	
C11 : G+Q+1,2EX	
C12 : G+Q-1,2EX	

2Ajouter des propriétés de zone : Zone IIa ; S3 ; 1B ; R= 3.50

3Définition les codes :

-code des combinaisons : BAEL 91

-code Surcharges climatiques de Neige et Vent: NV65 / N84 Mod.69

-code sismique : RPA99 (2003)

4Opter pour un système d'unités (KN/m).

5Définition de la géométrie de base.

6Définition des matériaux.

7Définition des sections.

8Définition de l'élément dalle.

9Définition des charges à appliquer.

10 Définir les conditions aux limites

a) pour les fondations en choisissant un type d'appui.

b) pour les palées de stabilités en ajoutant des articulations et en rigidifiant les zones qui doivent l'être selon la conception choisie au départ.

11 Lancer l'analyse.

12 Ouvrir le fichier résultat afin de vérifier les déplacements, la période de la structure, le taux de participation de la masse pour voir si le nombre de modes choisies est suffisant.

13 Trouver le graphique (force de cisaillement, moment).

4.2 Structure en charpente métallique

4.2.1 Action sismique

4.2.1.1 Méthode statique équivalente

La détermination de la réponse de la structure peut se faire par trois méthodes de calcul dont le choix est fonction à la fois du type de structure et de la nature de l'excitation dynamique.

Le calcul de la charge sismique à la base du bâtiment se fait à l'aide de la formule suivante :

$$V = \frac{ADQ}{R} \times W$$

4.2.1.1.1 Calcul de coefficient d'accélération : A

D'après le RPA99 version 2003 art4.2.3 tableaux 4.1 on a :

$A = f(\text{zone, groupe d'usage})$ Donc : $A = f(\text{zone IIa, groupe 2})$. $A = 0.15$

4.2.1.1.2 Calcul de coefficient de comportement : R

D'après le RPA99 version 2003 art4.2.3 tableaux 4.1 on a :

Nous avons une structure contreventée par X donc le coefficient R est égal : $R = 3.5$

4.2.1.1.3 Calcul de poids de structure : W

Le poids de la structure est nous obtenue dans le logiciel robot structural analyse Nous avons :

$W = 11605.80 \text{KN}$

4.2.1.1.4 Calcul de facteur d'amplification dynamique moyenne D :

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

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule suivante :

$$\eta = \frac{\sqrt{7}}{2+s} = \frac{\sqrt{7}}{2+10} = 0.763$$

ε : Le pourcentage d'amortissement critique :

Par RPA 99/version 2003

S3: $T_1 = 0.15$

$T_2 = 0.50$

4.2.1.2 Calcul de la force sismique totale (RPA99/V2003 Art-4.2.3) :

Sens x-x :

$$A = 0.15$$

$$D = 1.75$$

$$Q = 1.10$$

$$W = 11605.80\text{KN}$$

$$R = 3.5$$

$$v_x = \frac{ADQ}{R} \times W = 957.31\text{KN}$$

Sens y-y

$$v_y = \frac{ADQ}{R} \times W = 1044.69\text{KN}$$

4.2.2 La méthode dynamique modale spectrale

4.2.2.1 Spectre de réponse de calcul :

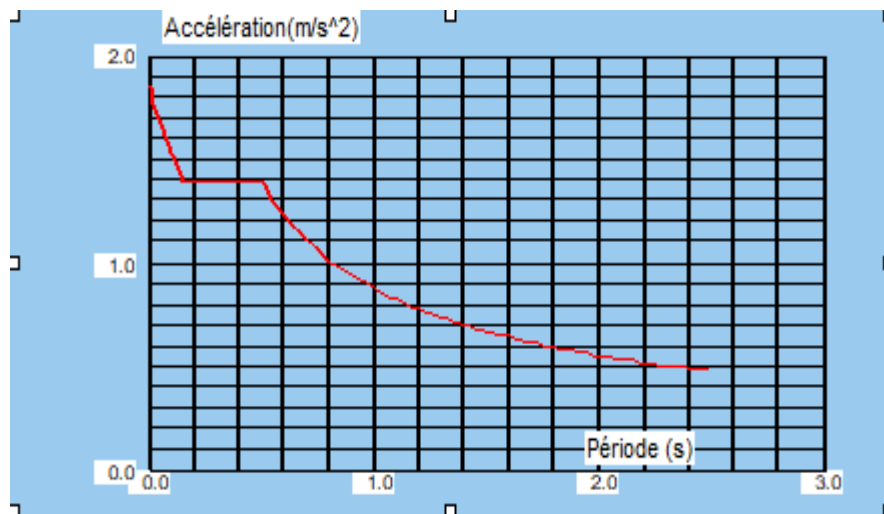


Figure4-1 Spectre de réponse

4.2.2.2 Nombre de mode considéré :

Pour les structures modélisées dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à prendre en compte dans chaque direction d'excitation doit être choisi de manière à ce que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus représente au moins 90 % de la masse totale de la structure.

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
5/ 1	0.93	0.00	73.26	0.00	73.26	677015.90	677254.19
5/ 2	0.67	82.56	73.26	82.56	0.00	677015.90	677254.19
5/ 3	0.52	82.56	79.23	0.00	5.97	677015.90	677254.19
5/ 4	0.51	82.58	79.23	0.02	0.00	677015.90	677254.19
5/ 5	0.46	83.15	79.23	0.57	0.00	677015.90	677254.19
5/ 6	0.46	83.21	79.23	0.07	0.00	677015.90	677254.19
5/ 7	0.46	83.22	79.23	0.01	0.00	677015.90	677254.19
5/ 8	0.45	83.66	79.23	0.44	0.00	677015.90	677254.19
5/ 9	0.41	84.89	79.23	1.23	0.00	677015.90	677254.19
5/ 10	0.25	84.89	96.30	0.00	17.07	677015.90	677254.19

Figure 4-2Cas (modale) modes actif 1.10

4.2.3 Analyse des portiques sous l'action des charges verticales

4.2.3.1 L'états limite ultime (ELU) :

Dans le calcul des structures, état limite correspondant à la résistance de calcul du matériau, à l'équilibre statique de l'ouvrage ou à la stabilité de forme de l'un de ses éléments.

Sigle : ELU.

La Combinaison de ELU est : $1.35G+1.5Q$.

- Les Diagrammes des moments fléchissant sur les poutres principales et les solives:

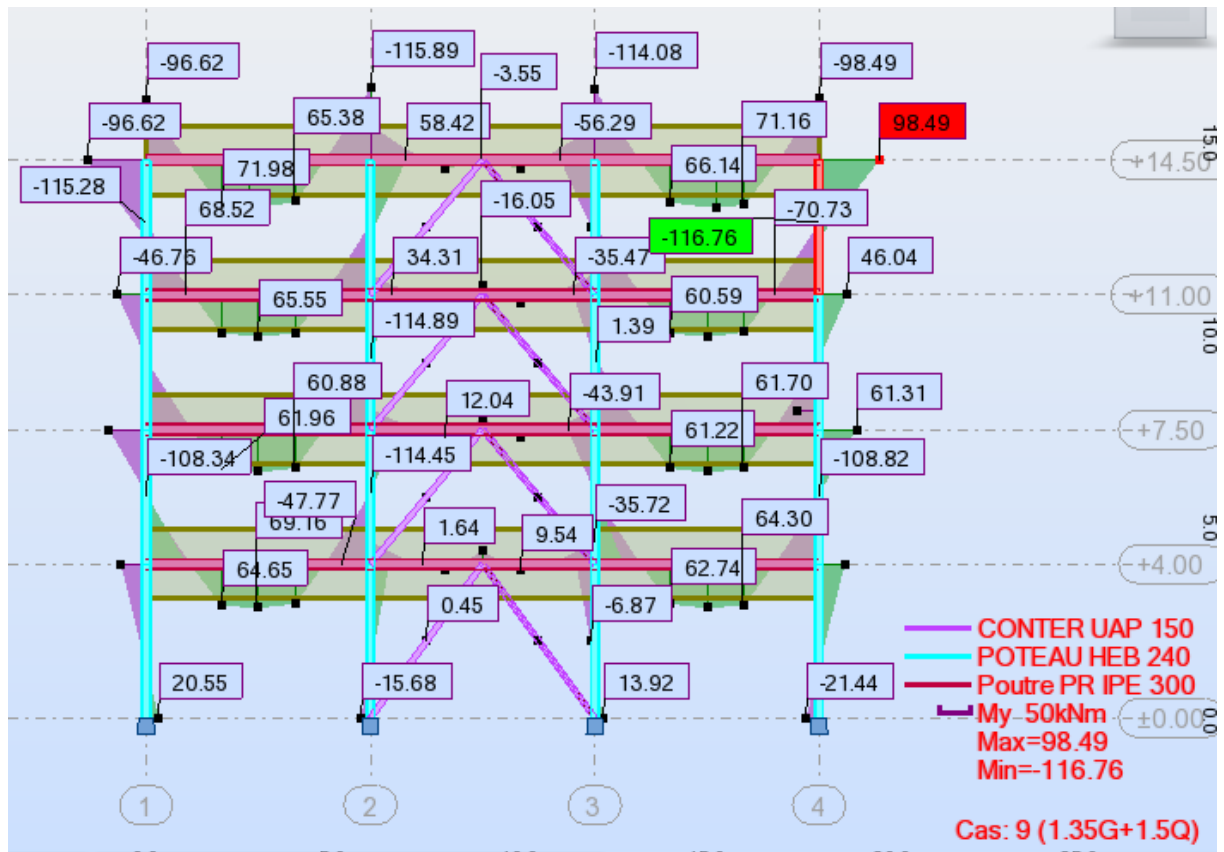


Figure 4-4Diagramme des moments fléchissant sur les poutres principales

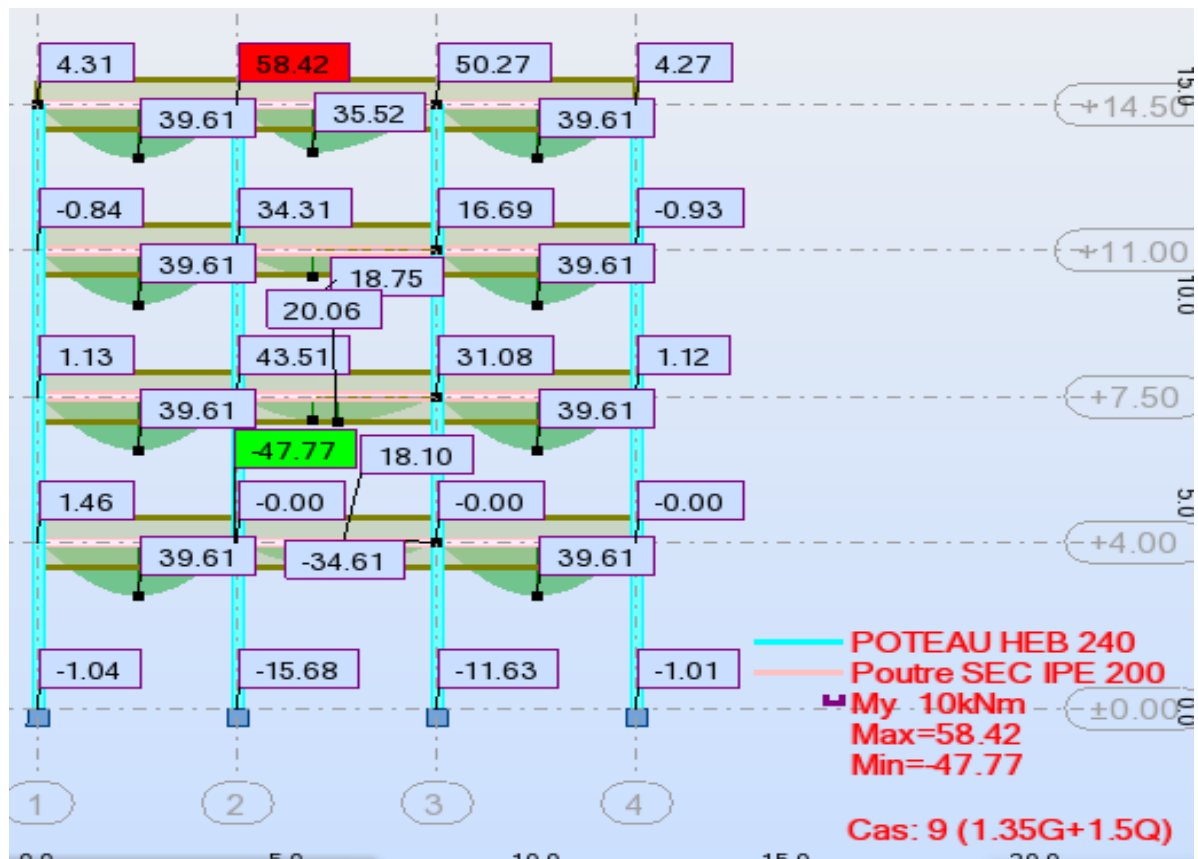


Figure4-5Diagramme des moments fléchissant sur les solives

- Diagramme des efforts tranchants sur les poteaux et les poutres principales et les solives

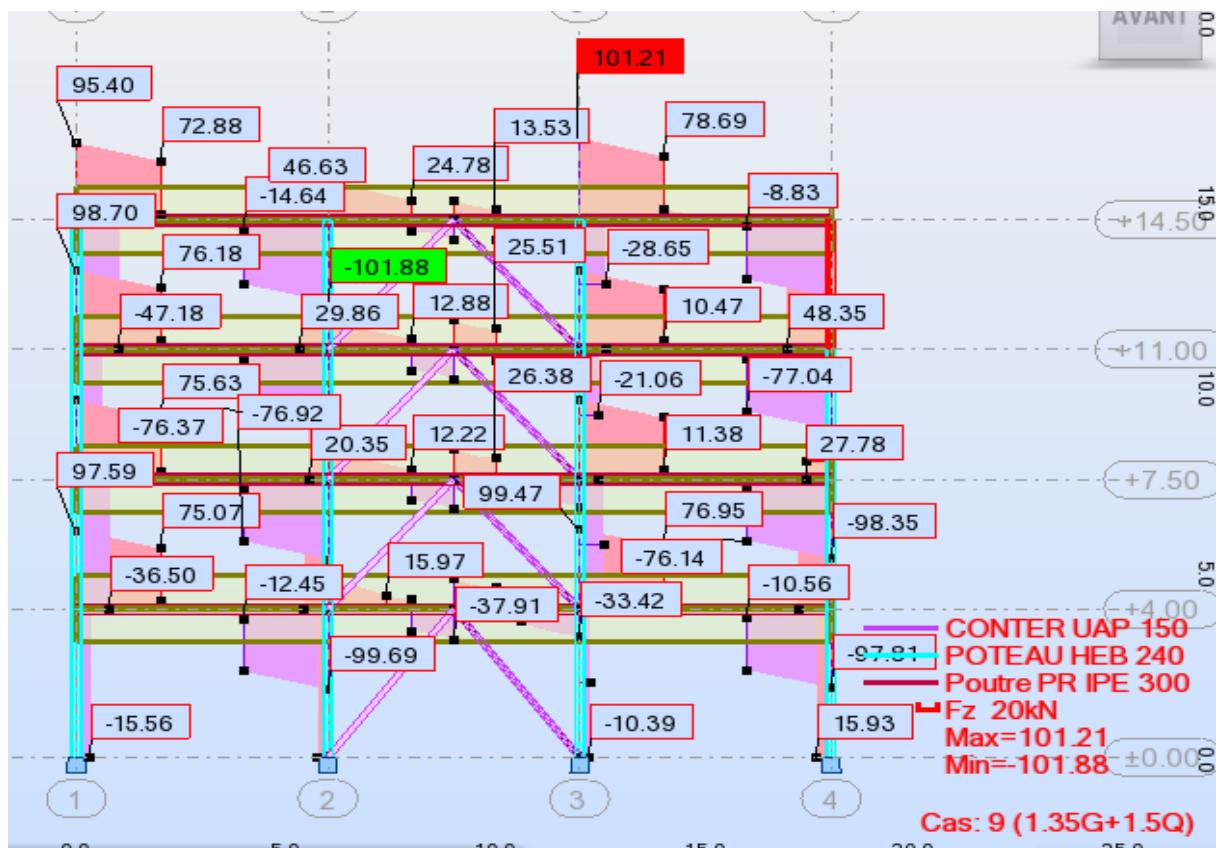


Figure 4-6Diagramme des efforts tranchants sur les poutres principales

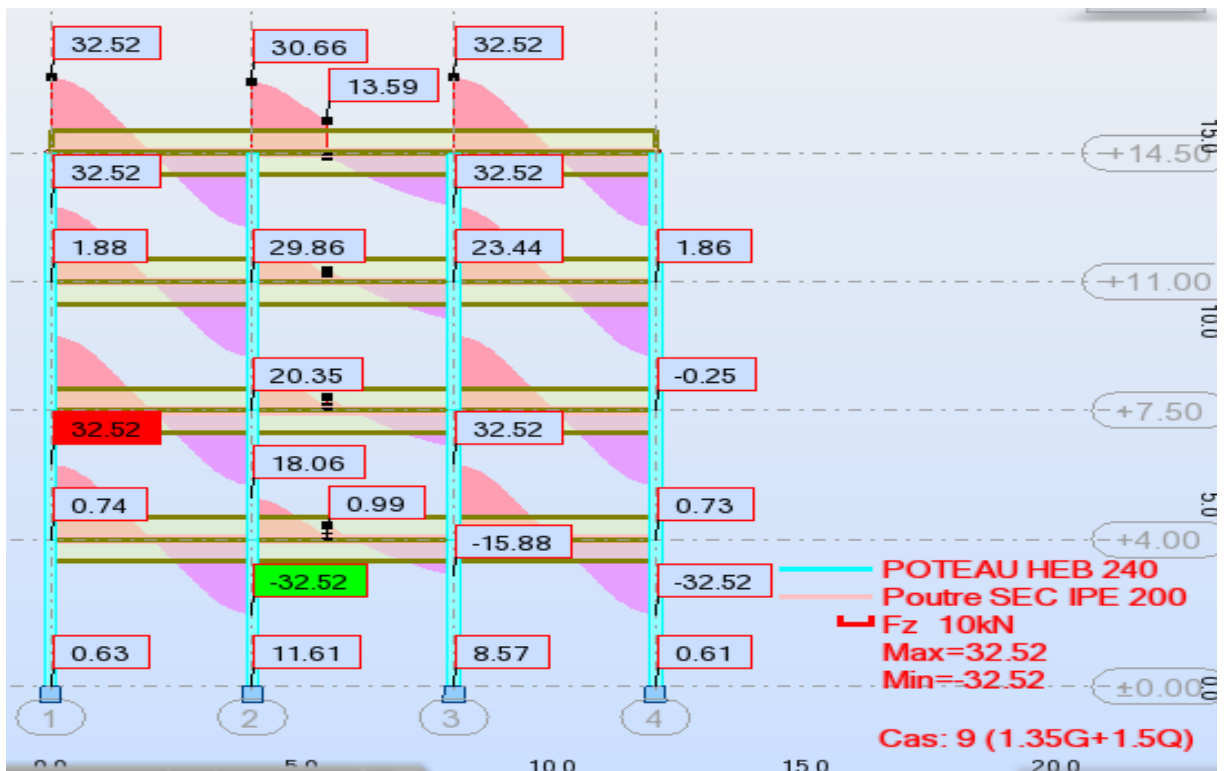


Figure 4-7 Diagramme des efforts tranchants sur les solives

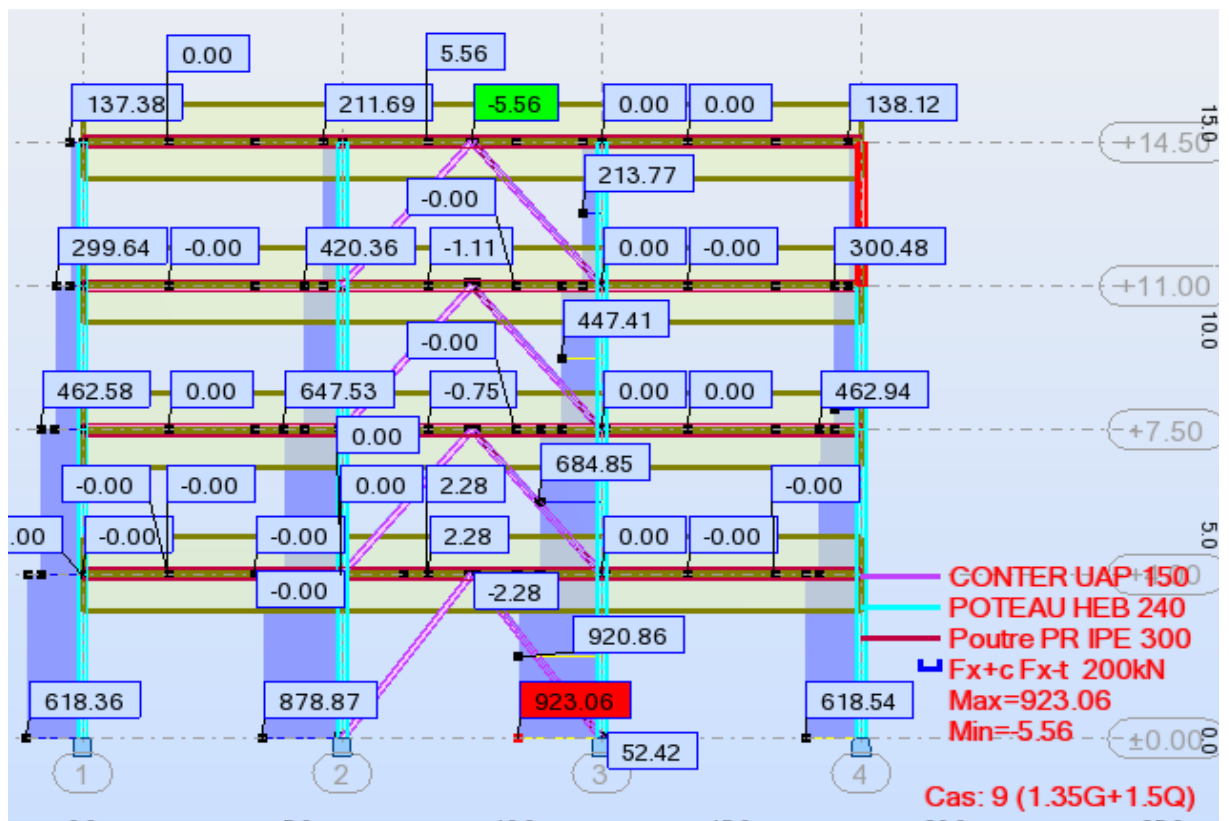


Figure 4-8 Diagramme des efforts de compression sur les poteaux

4.2.3.2 L'état limite en service (ELS) :

Qui consiste à vérifier que leur déformation élastique reste compatible avec le fonctionnement. La Combinaison de ELS est : $G + Q$.

Le diagramme de déformation :

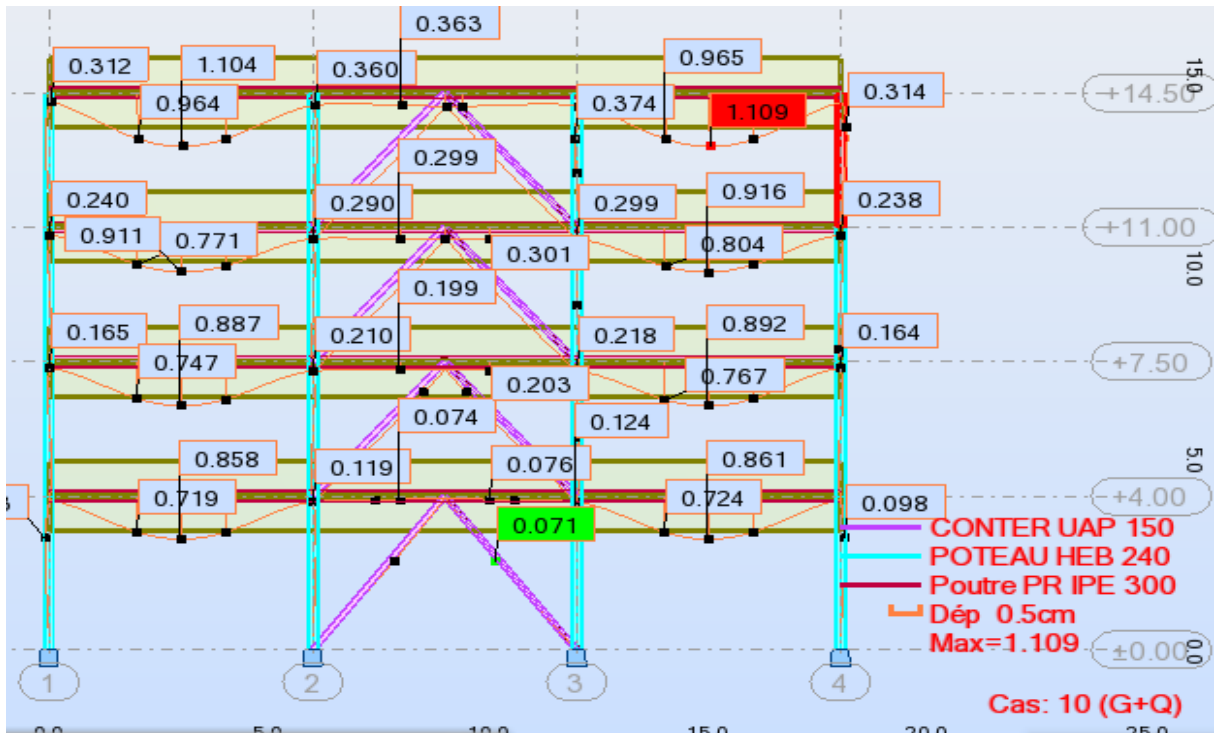


Figure 4-9 Diagramme de déformation sur les poutres principales

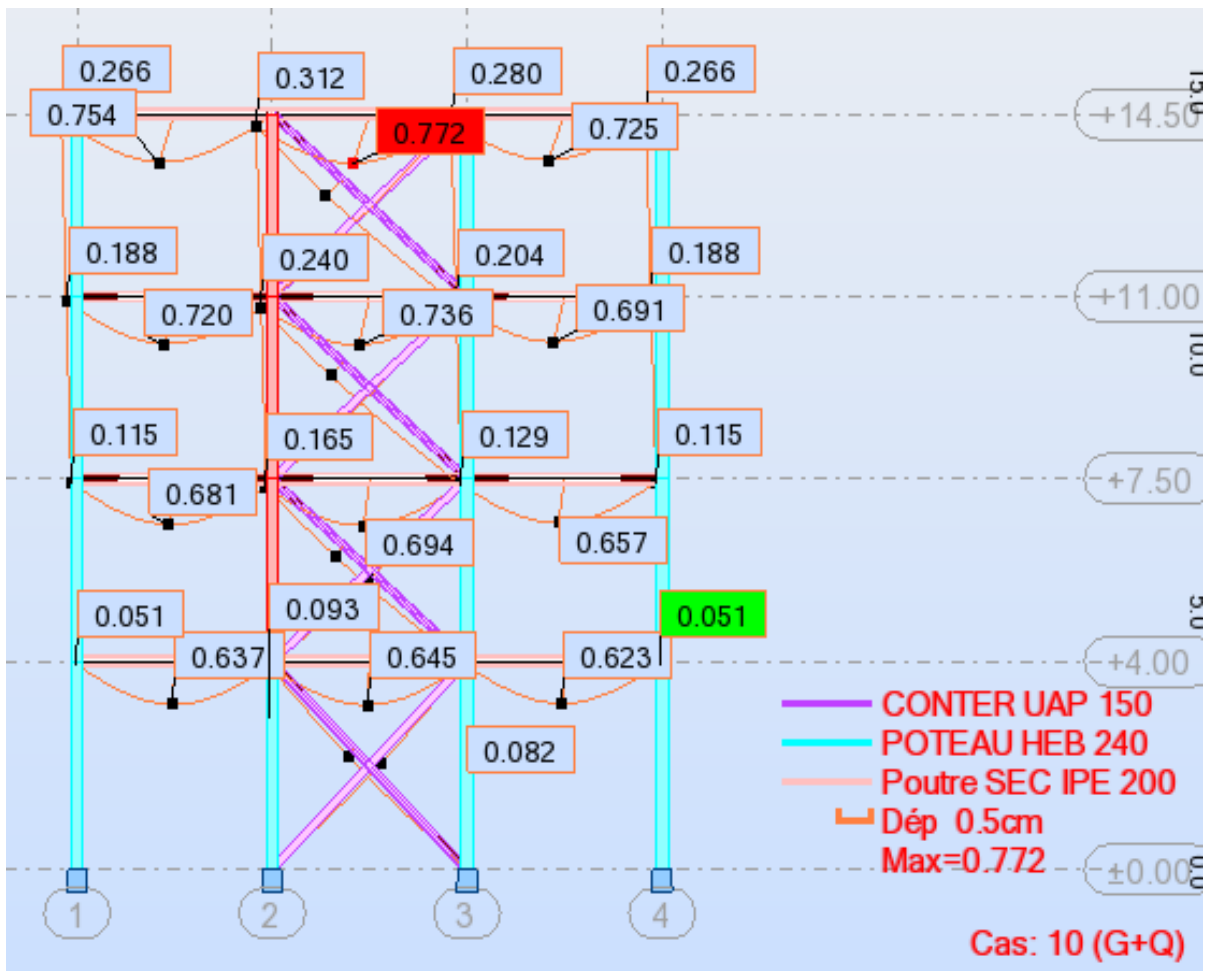


Figure 4-10 Diagramme de déformation sur les poutres les solives

4.2.3.2.1 Vérification à la flèche :

Vérification les poutres principales :

La flèche par ROBOT $f \leq \frac{L}{300}$

L : la longueur de la poutre principale

→ $1.109\text{cm} \leq \frac{600}{300} = 2\text{ cm}$ → la flèche est vérifiée.

Vérification les poutres secondaires :

La flèche par ROBOT $f \leq \frac{L}{300}$

L : la longueur de la poutre secondaire

→ $0.772\text{ cm} \leq \frac{400}{300} = 1.33\text{ cm}$ → la flèche est vérifiée.

4.2.4 Analyse des portiques sous l'action des charges horizontales :

Justification de la structure vis-à-vis de comportement sismique :

4.2.4.1 Vérification les déplacements :

EX

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
6/ 1	1.313	0.023	1.313	0.023	0.00	2.799	0.085	0.0	0.0
6/ 2	2.621	0.051	1.308	0.028	0.00	5.062	0.188	1.246	0.000
6/ 3	3.880	0.083	1.259	0.031	0.00	7.222	0.302	2.494	0.000
6/ 4	4.967	0.113	1.087	0.031	0.00	9.306	0.414	3.685	0.000
6/ 5	5.758	0.139	0.791	0.026	0.00	9.711	0.511	4.705	0.000
6/ 6	6.584	0.062	0.826	-0.078	-0.00	6.658	0.544	5.454	0.068

Figure 4-11 Déplacements EX

EY

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
7/ 1	0.001	1.359	0.001	1.359	0.00	0.006	1.353	0.0	0.0
7/ 2	0.001	3.069	0.001	1.710	0.00	0.003	3.057	0.000	1.349
7/ 3	0.002	5.020	0.001	1.951	0.01	0.005	5.006	0.000	3.049
7/ 4	0.003	7.026	0.001	2.006	0.01	0.004	7.013	0.000	4.996
7/ 5	0.004	8.990	0.001	1.965	0.01	0.005	8.984	0.000	6.999
7/ 6	0.005	16.333	0.001	7.343	0.03	0.072	16.573	0.001	8.968

Figure 4-12 Déplacements EY

Le déplacement horizontal à chaque niveau 'k' est calculé de la manière suivante :

δ_{ek} = déplacement dû aux forces sismiques F_i .

Le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 est égal à : $\Delta.k = \delta_k - \delta_{k-1}$

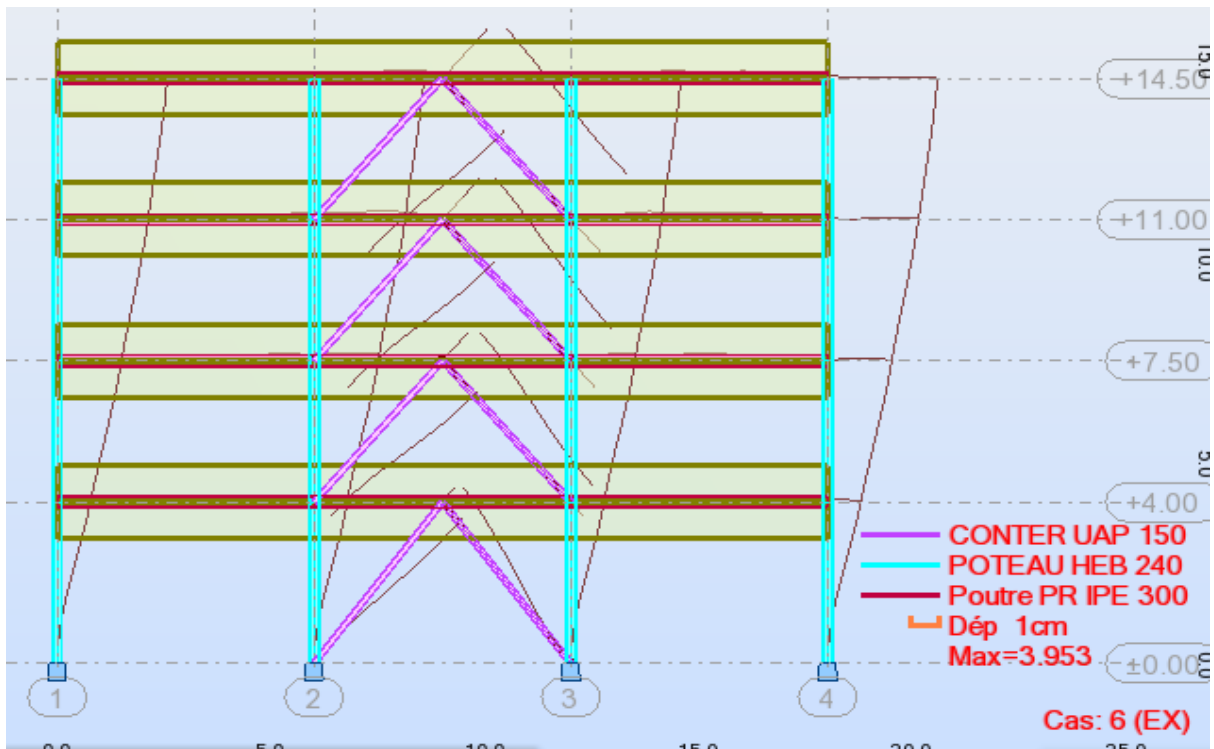


Figure 4-13le déplacement en sens X (Ex)

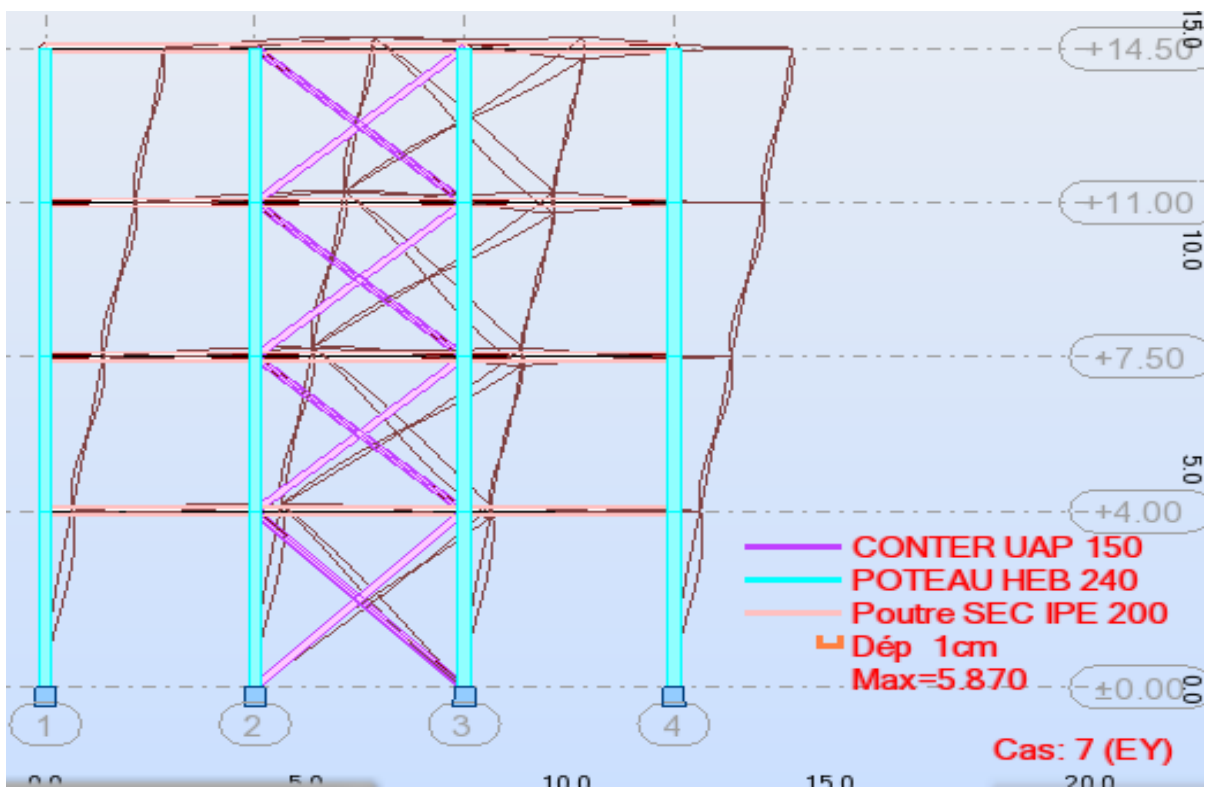


Figure 4-14le déplacement en sens Y (Ey)

4.2.4.2 Déplacements du CDG des niveaux :

Les déplacements horizontaux absolus δ_k et les déplacements relatifs Δ_k du centre de gravité des étages sont définis dans le tableau.7 suivants. Avec : Le déplacement absolue d'étage δ_k se calcul selon l'article 4.43 des règles RPA99v2003 par la formule suivante :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Déplacement dû aux forces sismiques **F_i**,

R : coefficient de comportement de la structure (égale à **5** pour le contreventement mixte avec justification d'interaction portiques voiles)

Le déplacement relatif d'étage Δ_k se calcul selon le même article par la formule suivante :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

	Déplacement dû aux forces sismique δ_{ek} [cm]		Déplacement absolu Δ_k [cm]		Déplacements relatifs Δ_k [cm]	
	$\delta_{ek}(x)$	$\delta_{ek}(y)$	$\delta_k(x)$ [cm]	$\delta_k(y)$ [cm]	$\Delta_k(x)$ [cm]	$\Delta_k(y)$ [cm]
RDC	1,313	1,359	4,59	4,75	4,59	4,75
Etage 1	2,621	3,069	9,17	10,74	4,58	5,99
Etage 2	3,880	5,020	13,58	17,57	4,41	6,83
Etage 3	4,967	7,026	17,38	24,59	3,8	7,02

Tableau 0-1déplacements

4.2.4.3 Les efforts tranchants sismiques d'étage :

Les efforts sismiques d'étage, suivant les deux directions de calcul longitudinal (x) et transversal (y), sont donnés par le **tableau.4.2** suivants :

Etage	Efforts tranchants sismiques de l'étage					
	Sens longitudinal FX (TOTAL) [kN]	Sens transversal FY (TOTAL) [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
RDC	637.53	489.90	637.53	0.00	489.90	-0.00
1	591.50	445.45	591.50	-0.00	445.45	0.01
2	500.60	382.46	500.60	0.00	382.46	-0.01
3	366.22	305.20	366.23	-0.01	305.20	0.01
Effort tranchant à la base Vbase	637.53	489.90				

Tableau 0-2 effort tranchant

4.2.4.4 Vérification de l'effet (P-Δ) de second ordre :

Cette vérification sera menée suivant l'article 5.9 des règles RPA99v2003, on examinant d'abord la condition (5-6) pour qu'on puisse juger si on peut négliger ou pas l'effet du second ordre (P-Δ).

Donc on doit vérifier pour tous les niveaux et pour la structure, selon les deux directions de calcul (x) et (y) la condition suivante

Où :

$$\theta_k = \frac{Pk\Delta k}{v_k h} \leq 0.10$$

Le tableau 2-3 suivant résume les valeurs de θ_k comme suit :

Etage	Pk	Vk(x) (KN)	Vk(y) (KN)	Δk (x) [Cm]	Δk (y) [Cm]	Hk	Θx	Θy
3	2652	366,22	305.20	3,8	7,02	3.5	0,079	0,17
2	3986,68	500,60	382.46	4,41	6,83	3.5	0,10	0,20
1	5320,68	591,50	445.45	4,58	5,99	3.5	0,12	0,20
RDC	6662,40	637,53	489.90	4,59	4,75	4	0,12	0,16

Tableau 0-3 valeur θ_k

4.2.4.5 Les formes modales

Les formes modales qui découlent de l'analyse modale de la structure avec cette disposition:

Mode(1)

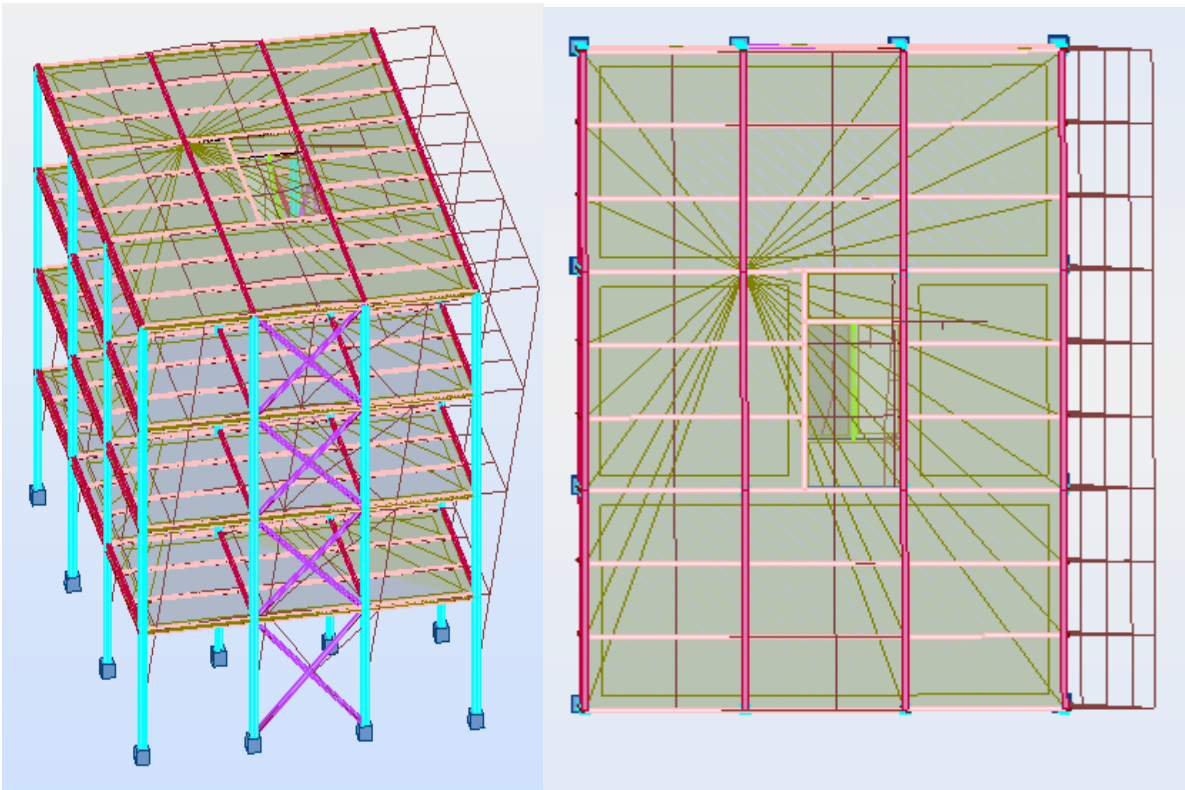


Figure 4-15 Formes modales(mode 1)

Mode(2)

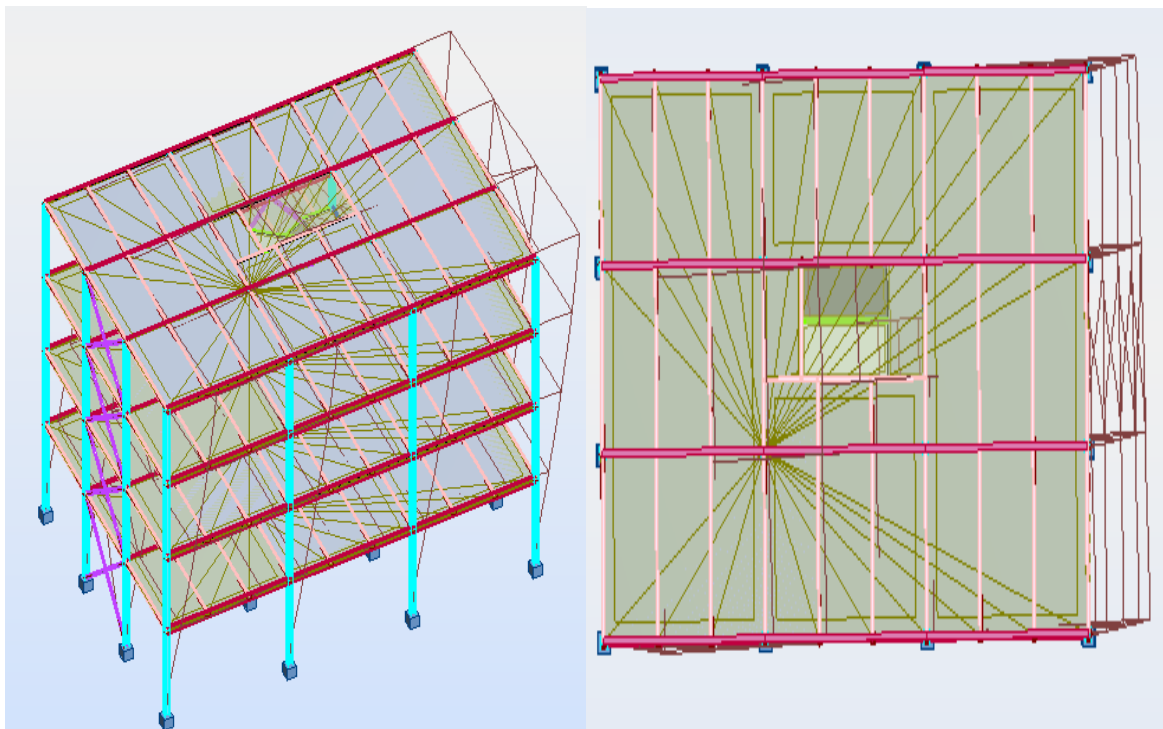


Figure 4-16 Formes modales(mode 2)

Mode(3)

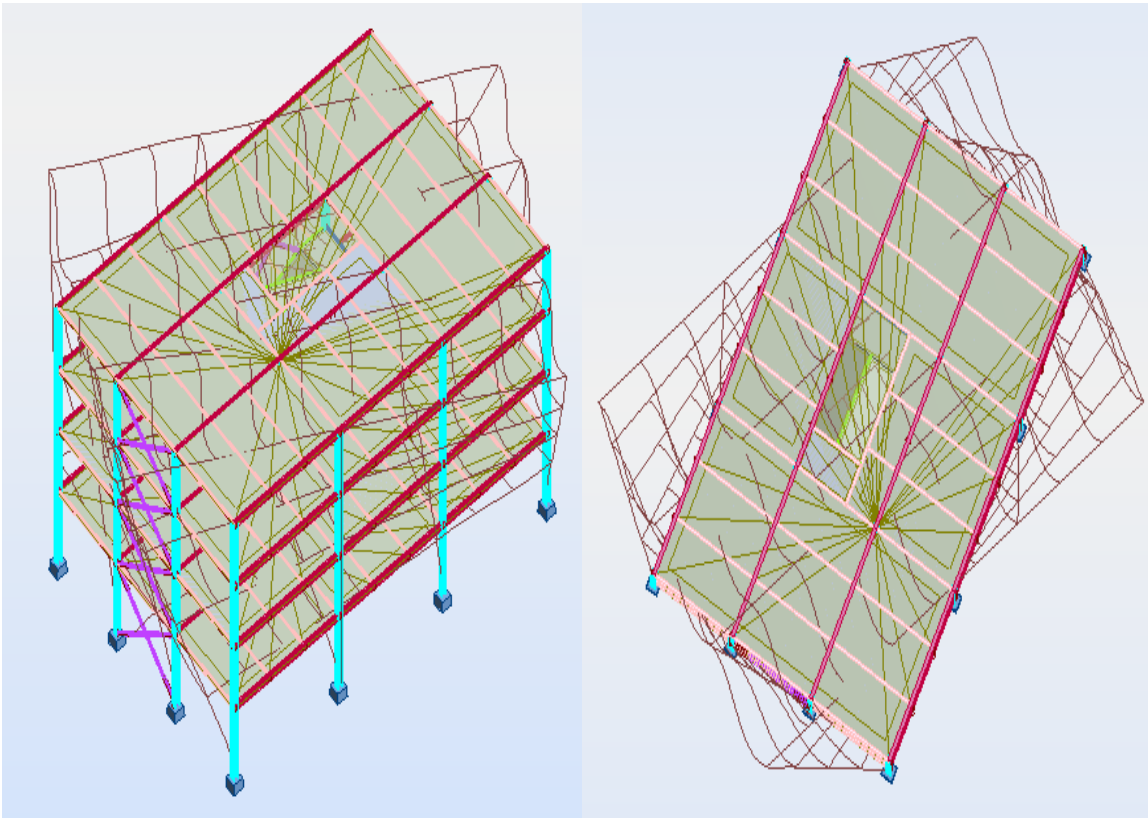


Figure 4-17 Formes modales(mode 3)

• Les Diagrammes des moments fléchissant sur les poutres principales et les solives:

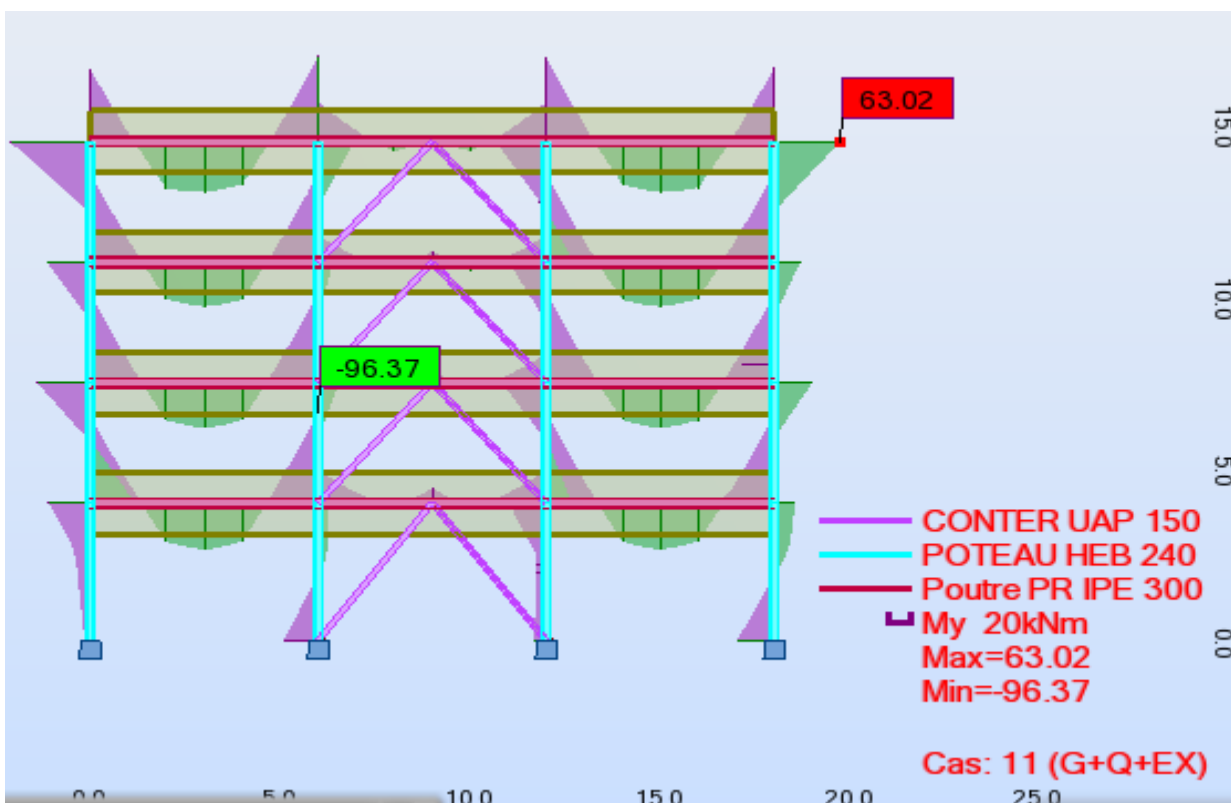


Figure 4-18 Diagramme des moments fléchissant sur les poutres principales

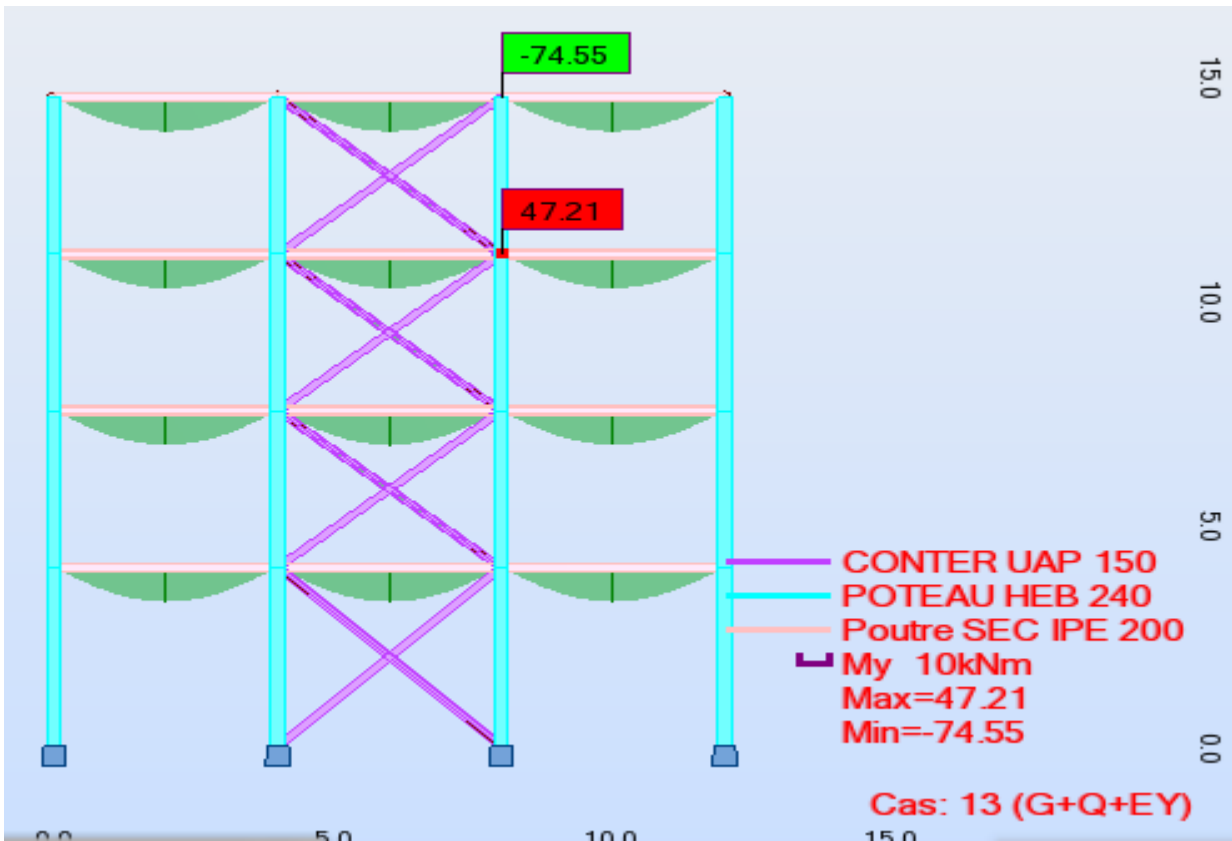


Figure 4-19 Diagramme des moments fléchissant sur les solives

• Diagramme des efforts tranchants les poteaux et les poutres principales et les solives

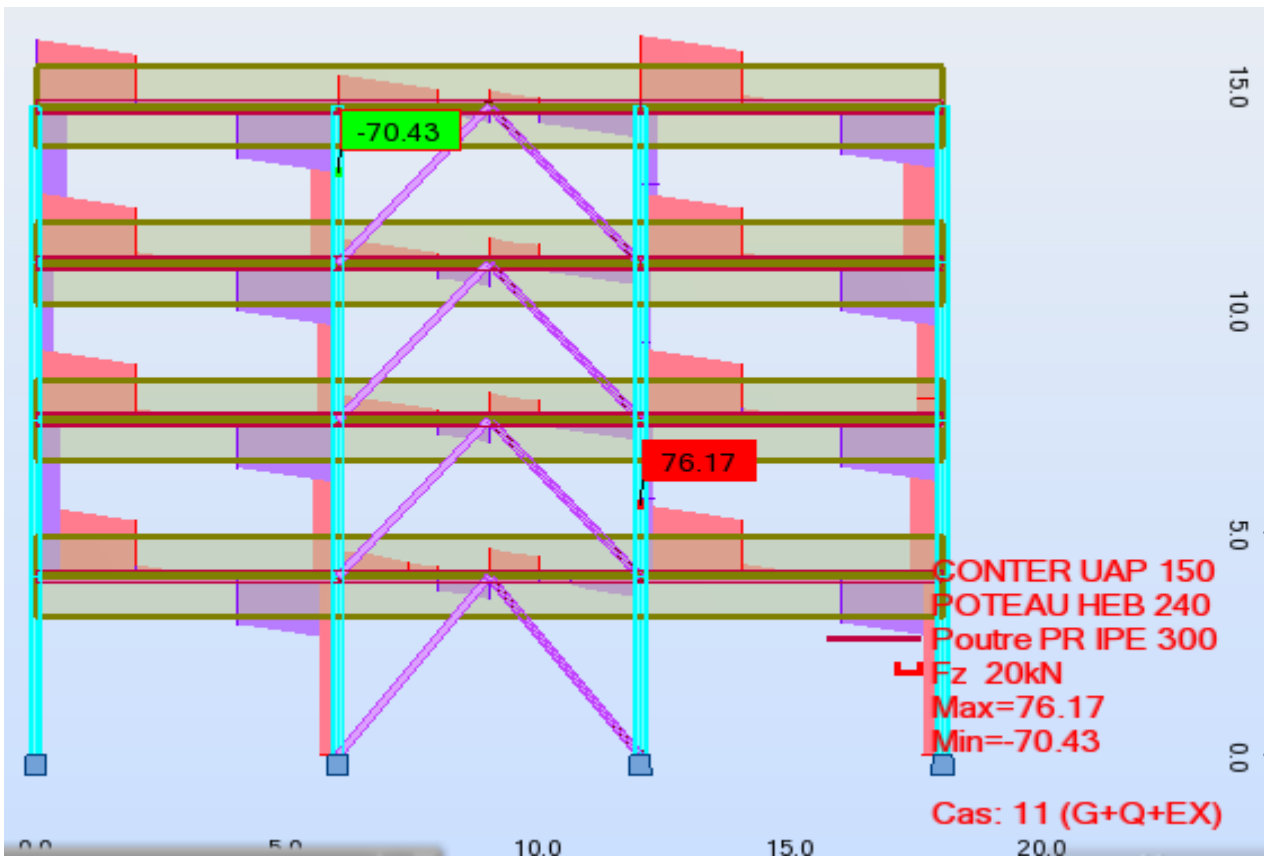


Figure 4-20 Diagramme des efforts tranchants sur les poutres principales

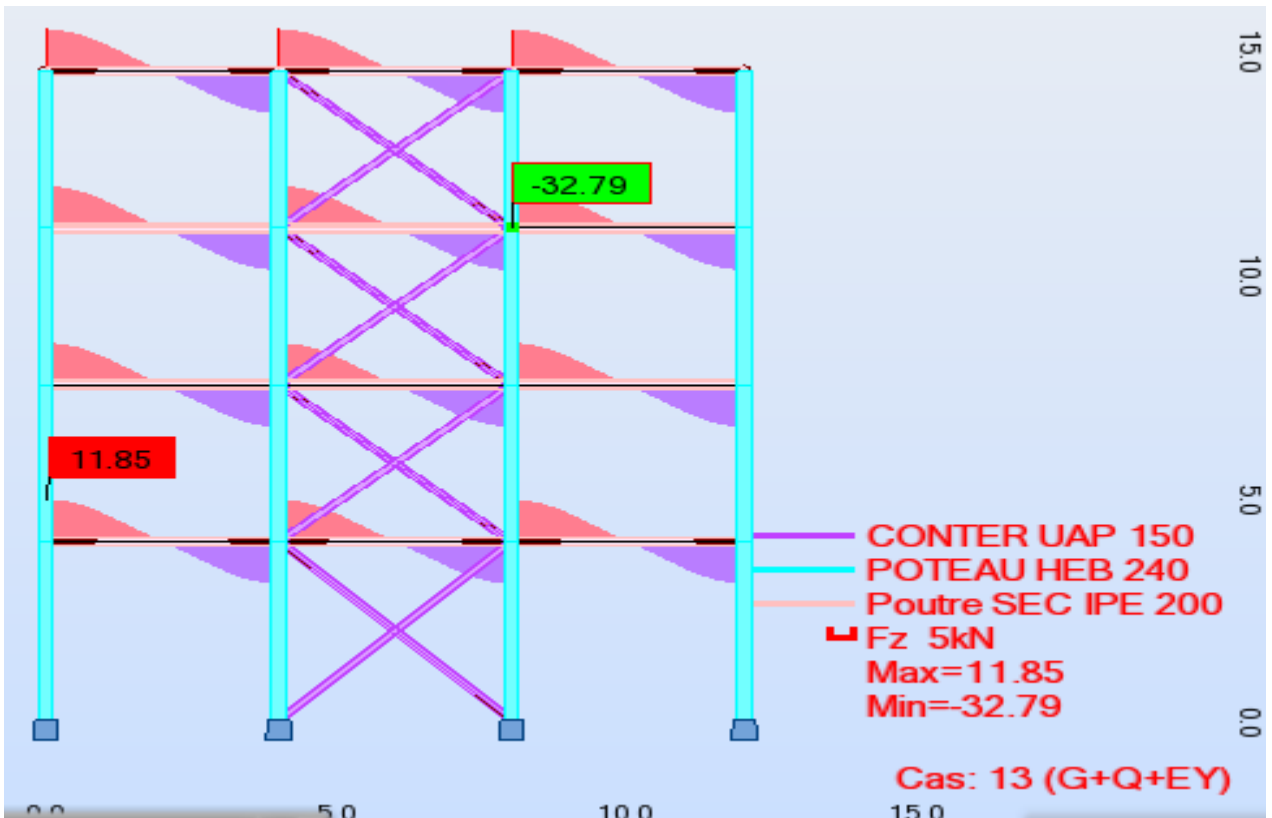


Figure 4-21 Diagramme des efforts tranchants sur les solives

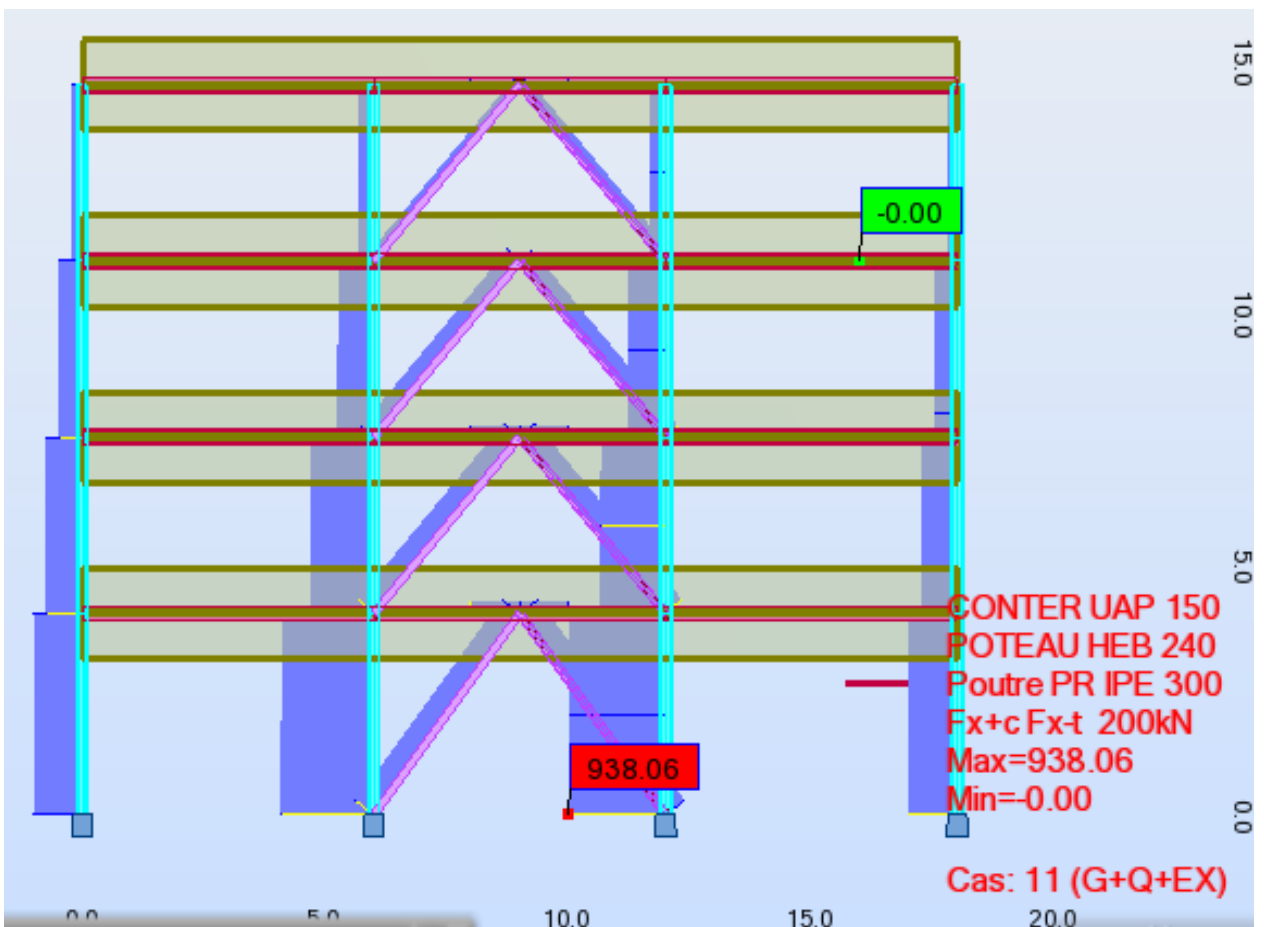


Figure 4-22 Diagramme des efforts de compression sur les poteaux

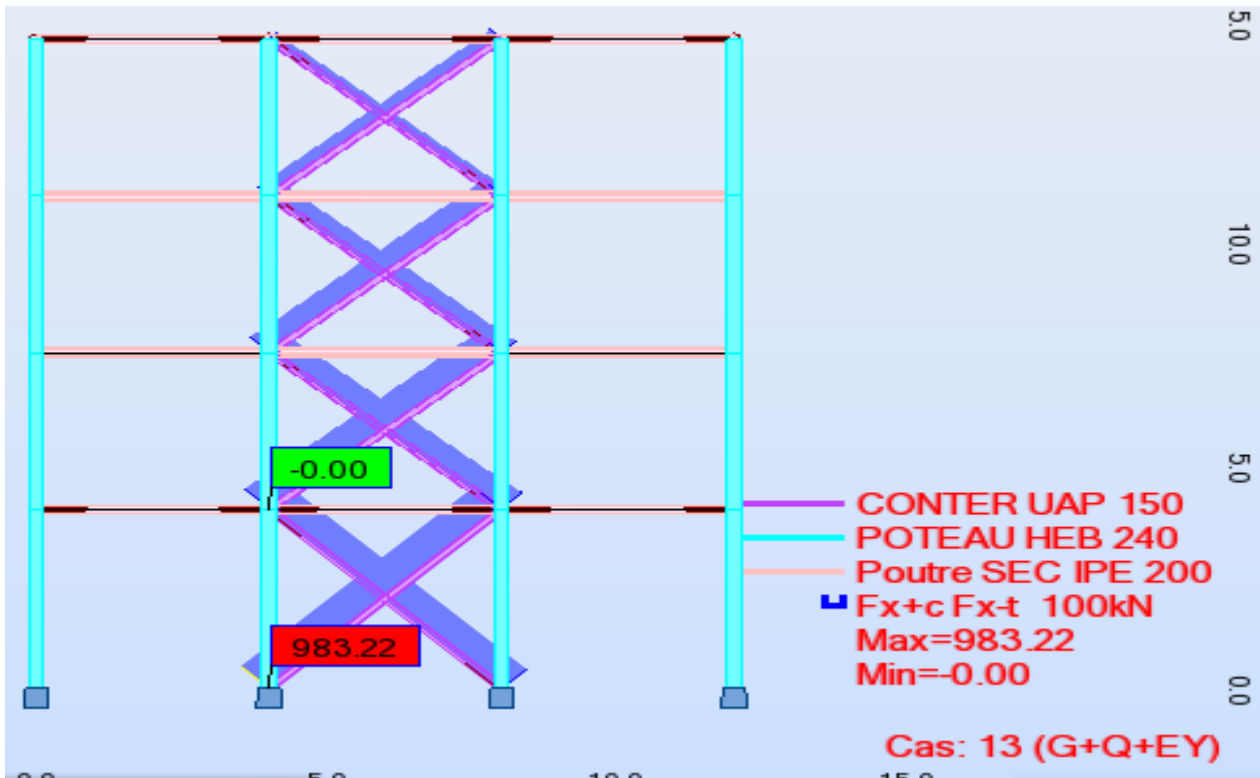


Figure 4-23 Diagramme des efforts tranchants sur les solives le contreventement

4.3 STRUCTURE EN BETON ARMEE

4.3.1 Méthode statique équivalente

La détermination de la réponse de la structure peut se faire par trois méthodes de calcul dont le choix est fonction à la fois du type de structure et de la nature de l'excitation dynamique.

Le calcul de la charge sismique à la base du bâtiment se fait à l'aide de la formule suivante :

$$V = \frac{ADQ}{R} \times W$$

4.3.1.1 Calcul de coefficient d'accélération : A

D'après le RPA99 version 2003 art 4.2.3 tableaux 4.1 on a :

$A = f(\text{zone, groupe d'usage})$ Donc: $A = f(\text{zone IIa, groupe 2})$. $A = 0.15$

4.3.1.2 Calcul de coefficient de comportement : R

D'après le RPA99 version 2003 art 4.2.3 tableaux 4.1 on a :

Nous avons une structure contreventée par voiles donc le coefficient R est égal : $R = 4$

4.3.1.3 Calcul de poids de structure : W

Le poids de la structure est nous obtenue dans le logiciel robot structural analyse Nous avons : $W = 11473.448 \text{KN}$

4.3.1.4 Calcul de facteur d'amplification dynamique moyenne D :

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

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule suivante :

$$\eta = \frac{\sqrt{7}}{2+s} = \frac{\sqrt{7}}{2+10} = 0.763$$

ϵ : Le pourcentage d'amortissement critique :

Par RPA 99/version 2003

$$\begin{aligned} S3: \quad T_1 &= 0.15 \\ T_2 &= 0.50 \end{aligned}$$

4.3.1.5 Calcul de la force sismique totale (RPA99/V2003 Art-4.2.3) :

Sens x-x :

$$A = 0.15$$

$$D = 1.75$$

$$Q = 1.2$$

$$W = 11473.448\text{KN}$$

$$R = 4$$

$$v_x = Vy = \frac{ADQ}{R} \times w = 946.56\text{KN}$$

4.3.2 La méthode dynamique modale spectrale :

4.3.2.1 Spectre de réponse de calcul :

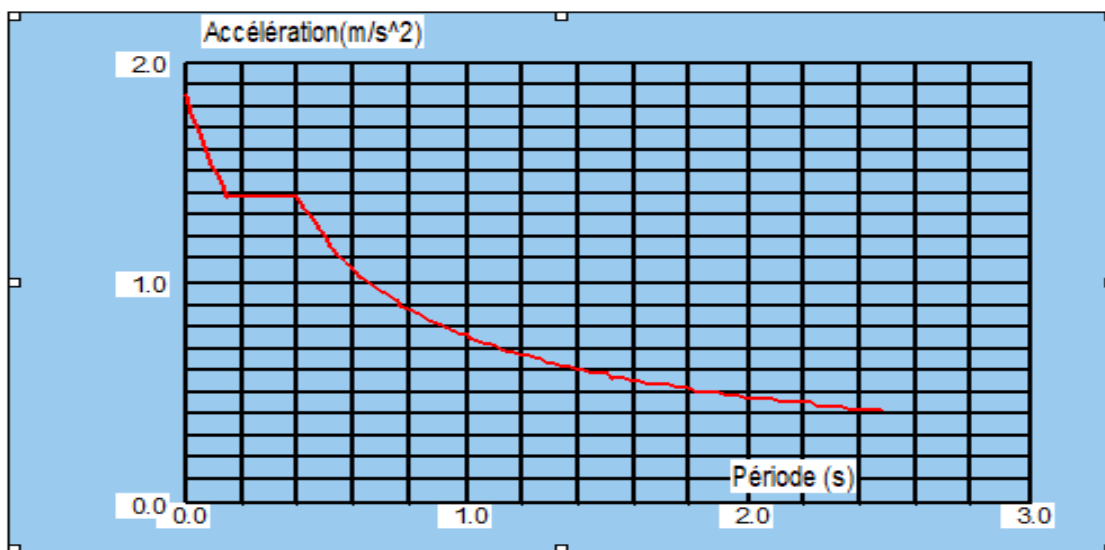


Figure 4-24 Spectre de réponse

4.3.2.2 Nombre de mode considéré :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

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

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [t]	Tot.mas.UY [t]	Tot.mas.UZ [t]
5/ 1	1,77	0,57	77,68	0,00	0,00	77,68	0,00	0,00	1160,58	1160,58	1160,58
5/ 2	2,50	0,40	77,68	70,53	0,00	0,00	70,53	0,00	1160,58	1160,58	1160,58
5/ 3	3,28	0,30	77,68	70,53	0,00	0,00	0,00	0,00	1160,58	1160,58	1160,58
5/ 4	6,15	0,16	90,39	70,53	0,00	12,71	0,00	0,00	1160,58	1160,58	1160,58
5/ 5	8,13	0,12	90,39	73,46	0,00	0,00	2,93	0,00	1160,58	1160,58	1160,58
5/ 6	10,01	0,10	90,39	73,46	0,00	0,00	0,00	0,00	1160,58	1160,58	1160,58
5/ 7	11,21	0,09	93,16	73,46	0,00	2,77	0,00	0,00	1160,58	1160,58	1160,58
5/ 8	11,88	0,08	93,16	91,66	0,00	0,00	18,19	0,00	1160,58	1160,58	1160,58
5/ 9	14,46	0,07	93,17	91,66	0,00	0,00	0,00	0,00	1160,58	1160,58	1160,58
5/ 10	14,57	0,07	93,84	91,66	0,00	0,68	0,00	0,00	1160,58	1160,58	1160,58

Figure 4-25 Cas (modale) modes actif 1..10

4.3.3 Analyse des portiques sous l'action des charges verticales

4.3.3.1 L'états limite ultime (ELU) :

Dans le calcul des structures, état limite correspondant à la résistance de calcul du

matériau, à l'équilibre statique de l'ouvrage ou à la stabilité de forme de l'un de ses éléments.

Sigle : ELU.

La Combinaison de ELU est : $1.35G+1.5Q$.

• **Les Diagrammes des moments fléchissant sur les poutres principales et les solives:**

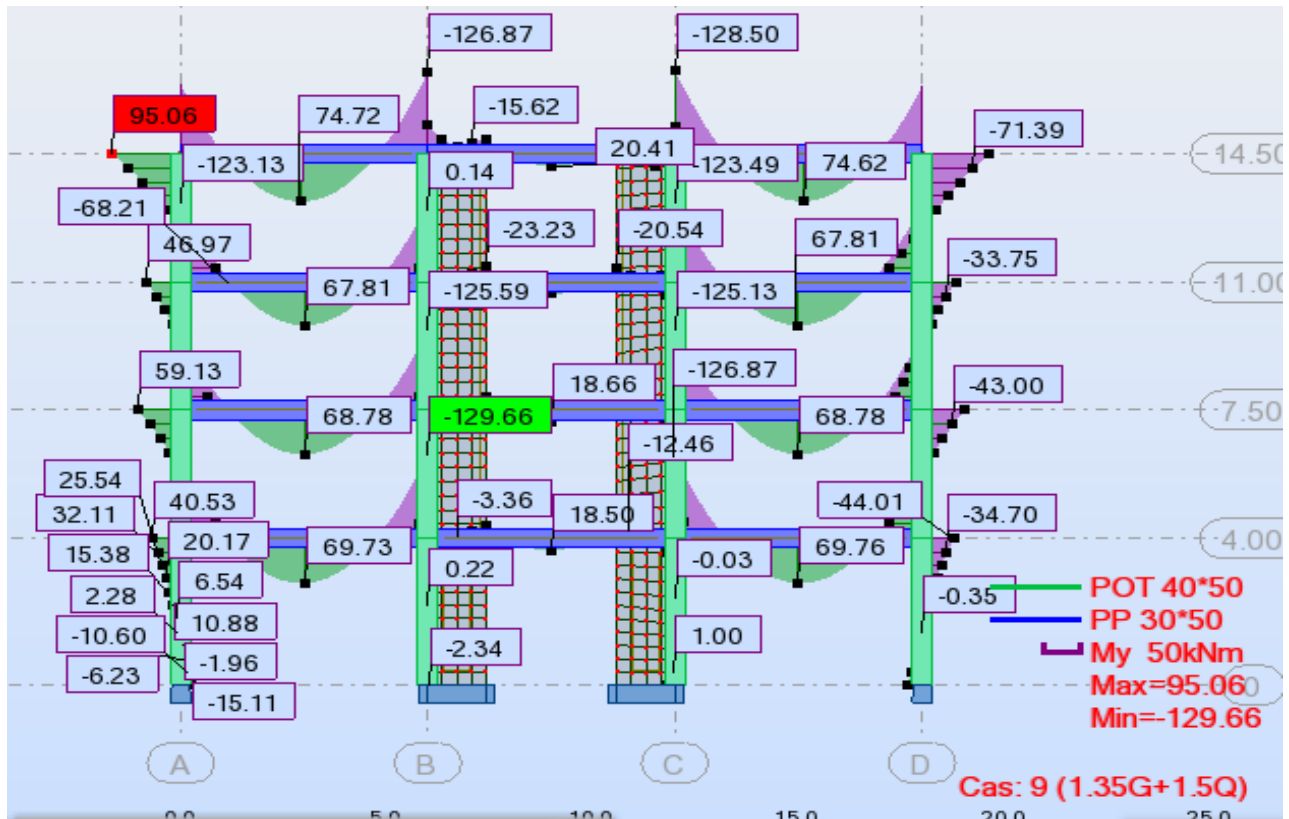


Figure 4-27 Diagramme des moments fléchissant sur les poutres principales

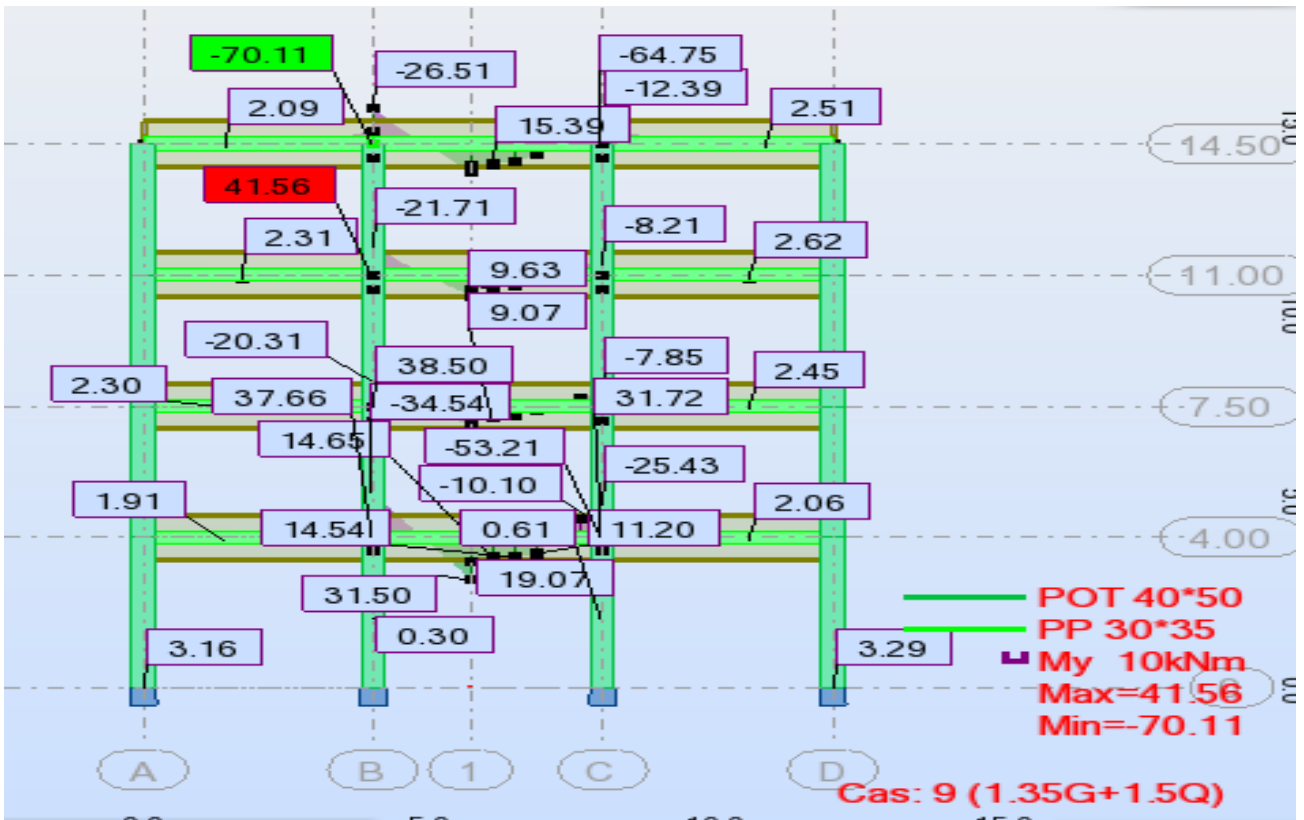


Figure 4-28 Diagramme des moments fléchissant sur les solives

• Diagramme des efforts tranchants les poteaux et les poutres principales et lessolives

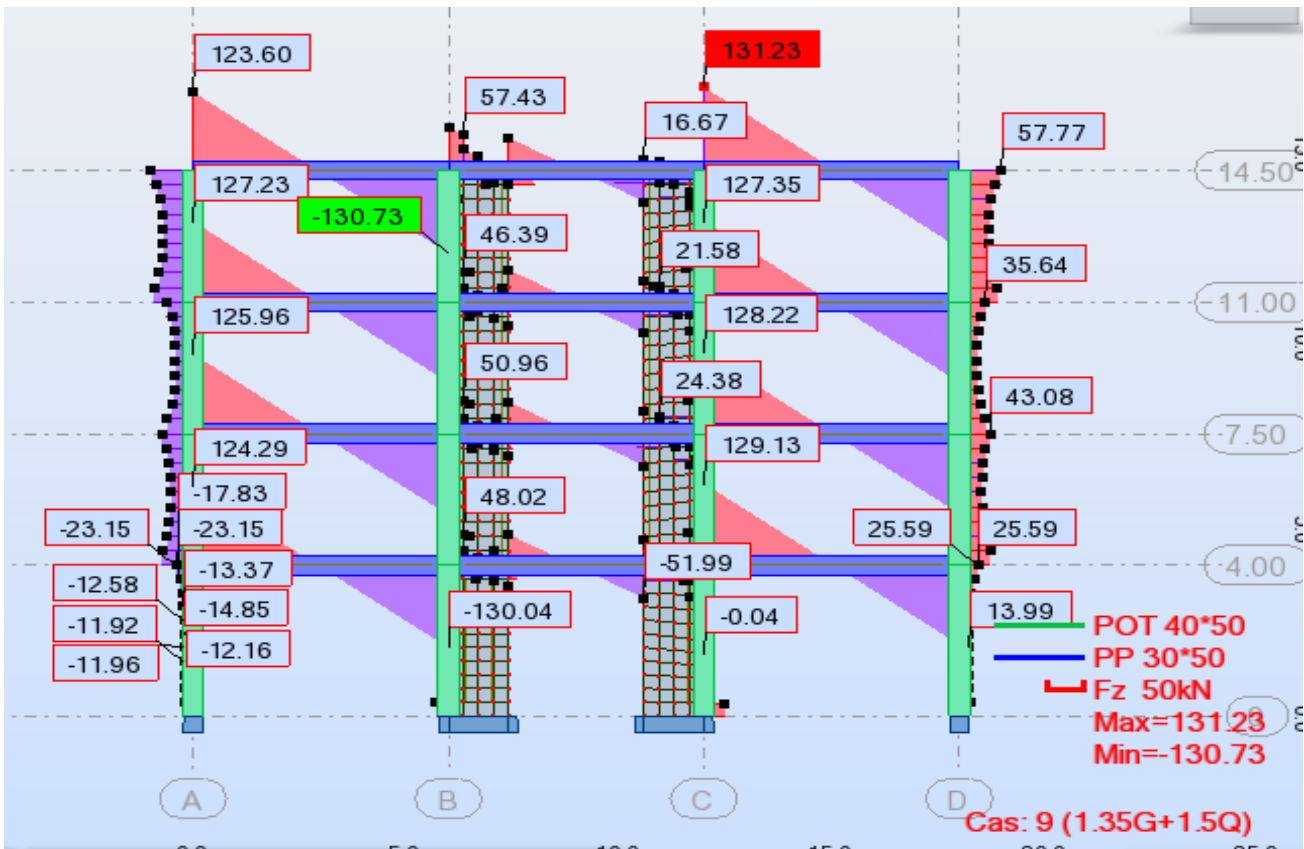


Figure 4-29 Diagramme des efforts tranchants sur les poutres principales

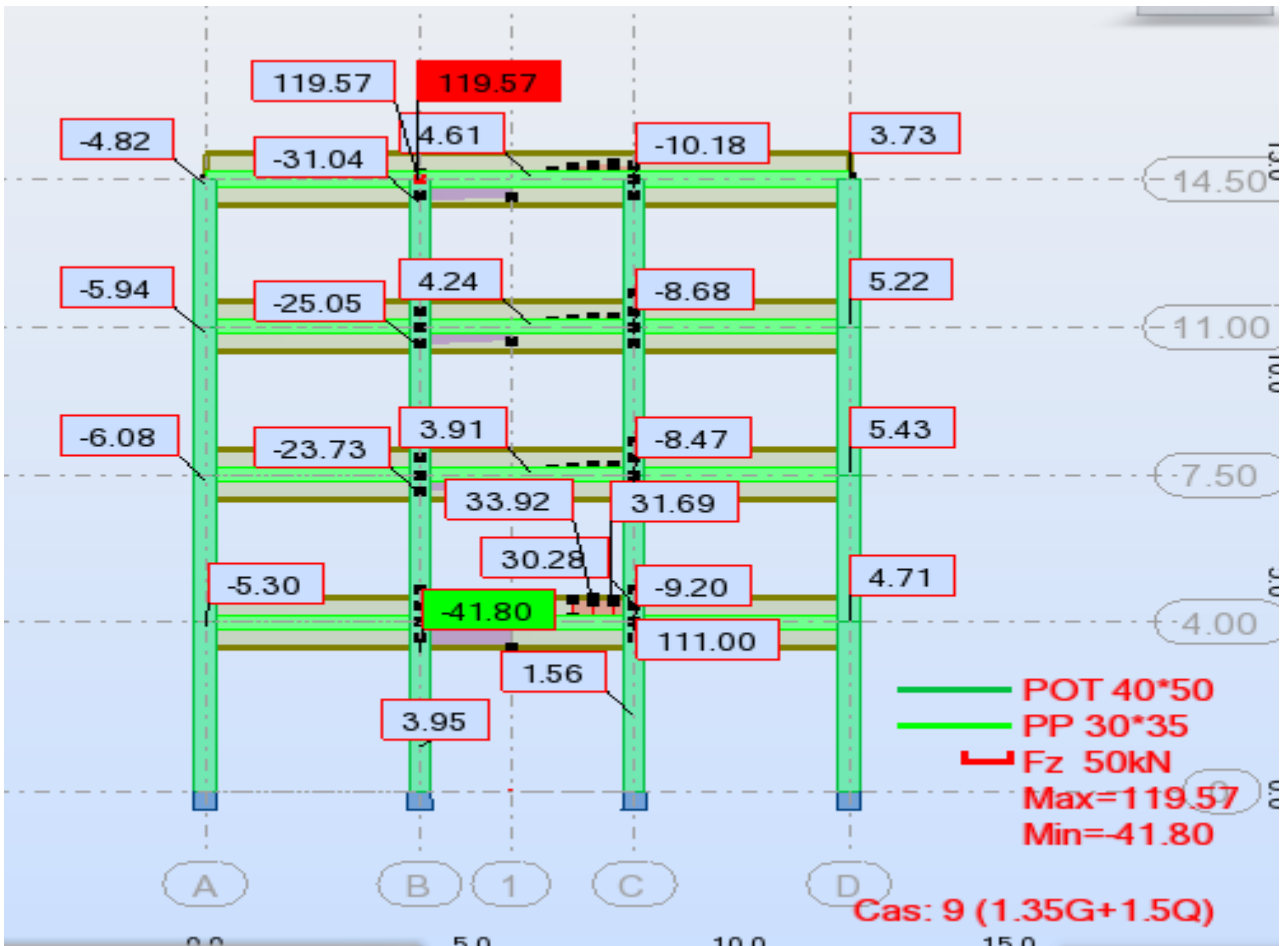


Figure 4-30 Diagramme des efforts tranchants sur les solives

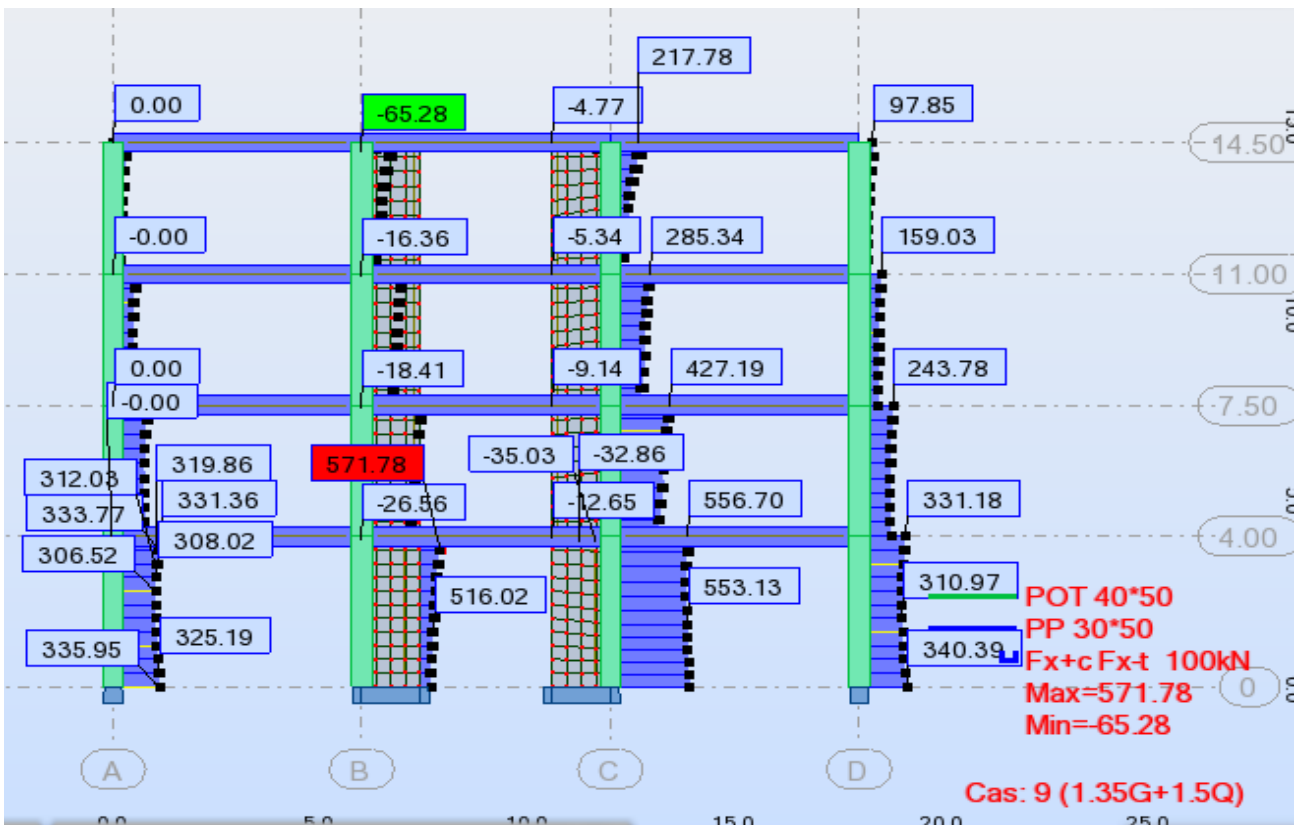


Figure 4-31 Diagramme des efforts de compression sur les poteaux

4.3.3.2 L'état limite en service (ELS) :

Qui consiste à vérifier que leur déformation élastique reste compatible avec le fonctionnement. La Combinaison de ELS est : $G + Q$.

• Le diagramme de déformation :

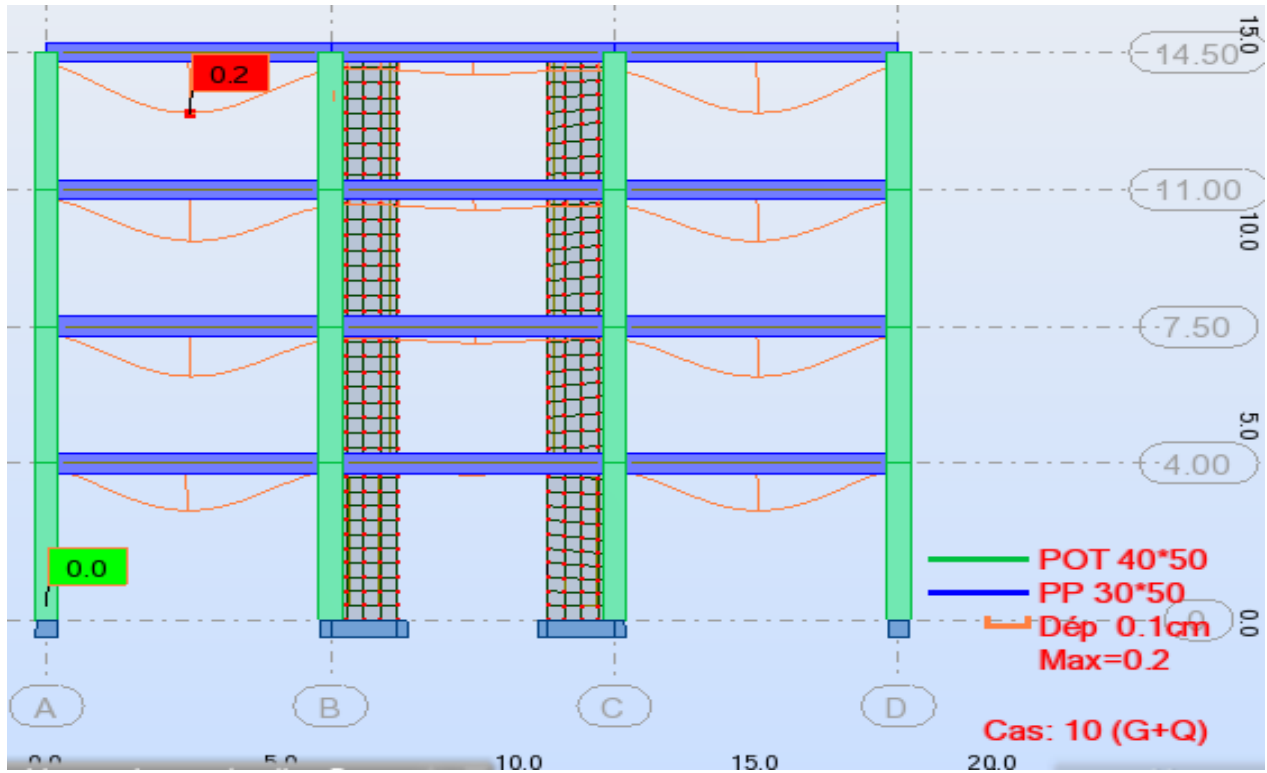


Figure 4-32 Diagramme de déformation sur les poutres principal

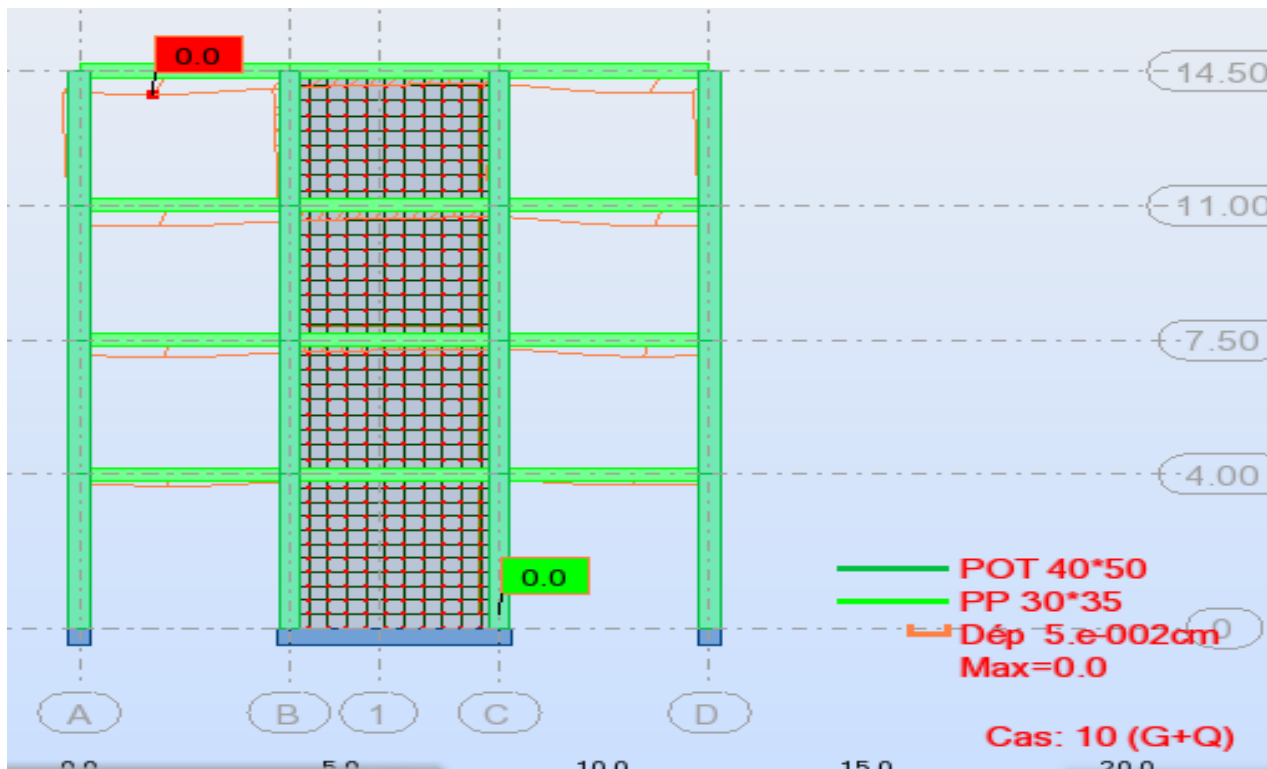


Figure 4-33 Diagramme de déformation sur les poutres secondaires

4.3.3.2.1 Vérification à la flèche :

Vérification les poutres principales :

La flèche par ROBOT $f \leq \frac{L}{300}$

L : la longueur de la poutre principale

$\rightarrow 0.2 \text{ cm} \leq \frac{600}{300} = 2 \text{ cm} \rightarrow$ la flèche est vérifiée.

Vérification les poutres secondaires :

La flèche par ROBOT $f \leq \frac{L}{300}$

L : la longueur de la poutre secondaire

$\rightarrow 0.0 \text{ cm} \leq \frac{400}{300} = 1.33 \text{ cm} \rightarrow$ la flèche est vérifiée.

4.3.4 Analyse des portiques sous l'action des charges horizontales :

Justification de la structure vis-à-vis de comportement sismique :

EX

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
6/ 1	0.6	0.0	0.6	0.0	0.00	0.00	0.6	0.0	0.0	0.0
6/ 2	1.6	0.0	1.0	0.0	0.00	0.00	1.6	0.0	0.6	0.0
6/ 3	2.6	0.0	1.0	0.0	0.00	0.00	2.6	0.0	1.6	0.0
6/ 4	3.4	0.0	0.9	0.0	0.00	0.00	3.4	0.0	2.6	0.0
6/ 5	4.1	0.0	0.7	0.0	0.00	0.00	4.1	0.0	3.4	0.0
6/ 6	4.5	0.0	0.4	-0.0	0.00	-0.00	4.5	0.0	4.1	0.0

Figure 4-34Déplacements EX

EY

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
7/ 1	0.0	0.3	0.0	0.3	0.00	0.00	0.0	0.3	0.0	0.0
7/ 2	0.0	0.7	-0.0	0.5	-0.00	0.00	0.0	0.7	0.0	0.3
7/ 3	0.0	1.3	-0.0	0.6	-0.00	0.00	0.0	1.3	0.0	0.7
7/ 4	0.0	2.0	0.0	0.7	0.00	0.00	0.0	2.0	0.0	1.3
7/ 5	0.0	2.6	0.0	0.7	0.00	0.00	0.0	2.7	0.0	2.0
7/ 6	0.0	3.1	-0.0	0.5	-0.00	0.00	0.0	3.1	0.0	2.6

Figure 4-35déplacements EY

Le déplacement horizontal à chaque niveau 'k' est calculé de la manière suivante : $\delta_{ek} =$ déplacement dû aux forces sismiques F_i .

Le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 est égal à : $\Delta. K = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le diagramme des efforts tranchant de niveau est schématisé dans la figure suivante:

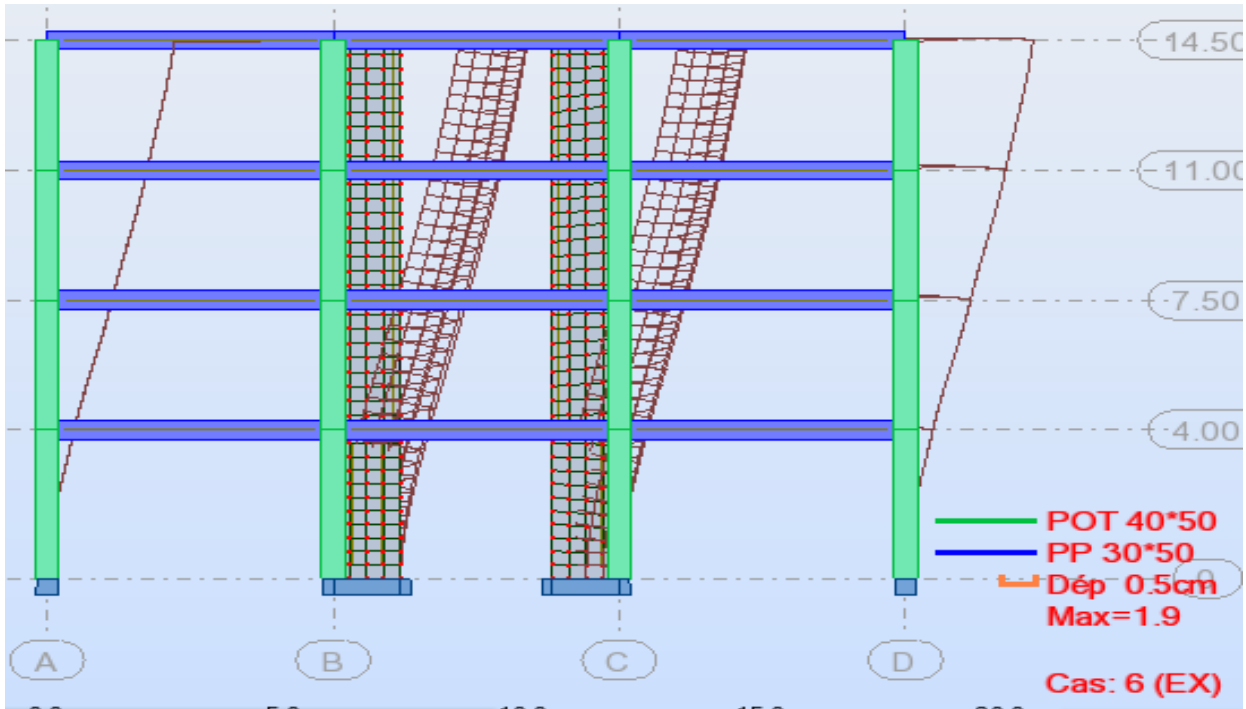


Figure 4-36le déplacement en sens X (Ex)

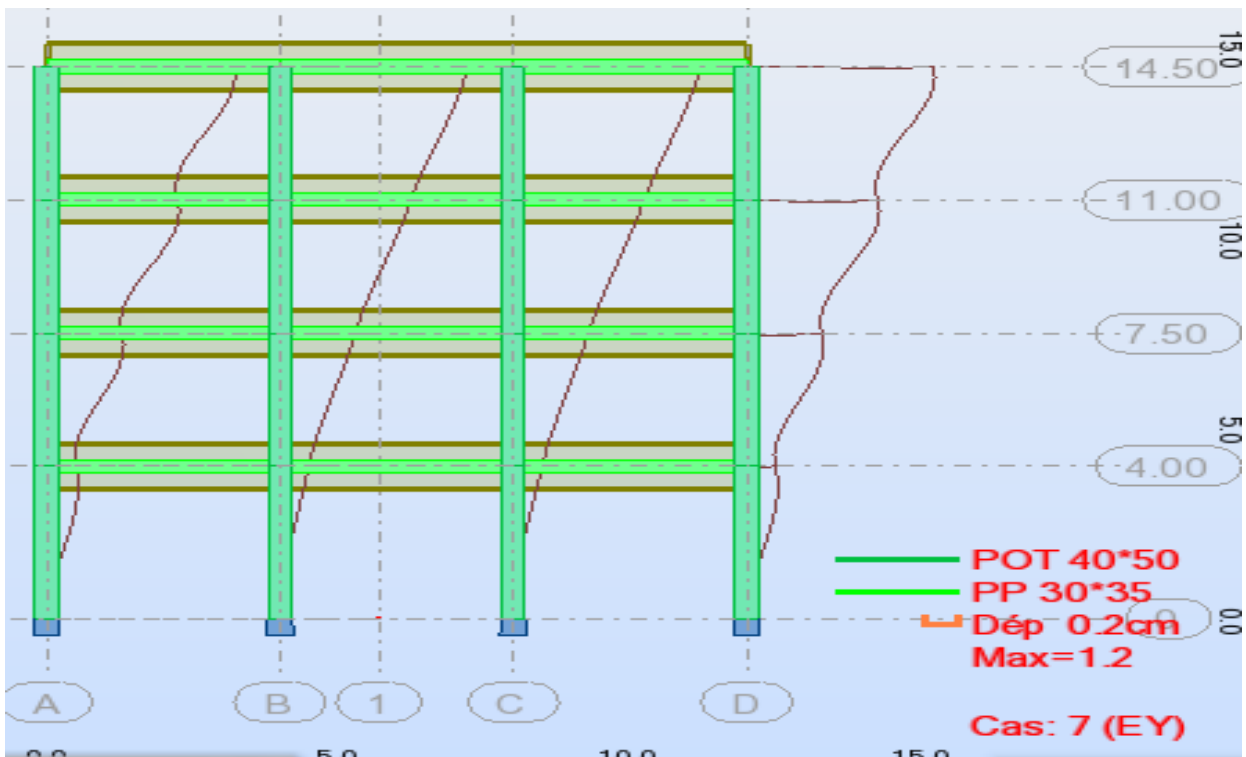


Figure 4-37le déplacement en sens Y (Ey)

4.3.4.1 Déplacements du CDG des niveaux :

Les déplacements horizontaux absolus δ_k et les déplacements relatifs Δ_k du centre de gravité des étages sont définis dans le tableau.7 suivants. Avec : Le déplacement absolue d'étage δ_k se calcul selon l'article 4.43 des règles RPA99v2003 par la formule suivante :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i ,

R : coefficient de comportement de la structure (égale à 5 pour le contreventement mixte avec justification d'interaction portiques voiles)

Le déplacement relatif d'étage Δ_k se calcul selon le même article par la formule suivante :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

	Déplacement dû aux forces sismique δ_{ek} [cm]		Déplacement absolus δ_k [cm]		Déplacements relatifs Δ_k [cm]	
	$\delta_{ek}(x)$	$\delta_{ek}(y)$	$\delta_k(x)$ [mm]	$\delta_k(y)$ [mm]	$\Delta_k(x)$ [mm]	$\Delta_k(y)$ [mm]
RDC	0,6	0,3	2.1	1.05	2.1	1.05
Etage 1	1,6	0,7	5.6	2.45	3.5	1.4
Etage 2	2,6	1,3	9.1	4.55	3.5	2.1
Etage 3	3,4	2,0	11.9	7	2.8	2.45

Tableau 0-4déplacements

4.3.4.2 Les efforts tranchants sismiques d'étage :

Les efforts sismiques d'étage, suivant les deux directions de calcul longitudinal (x) et transversal (y), sont donnés par le **tableau.2.5** suivants :

Etage	Efforts tranchants sismiques de l'étage					
	Sens longitudinal FX (TOTAL) [kN]	Sens transversal FY (TOTAL) [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
RDC	1019,41	1190,87	459,15	560,26	352,12	838,74
1	961,22	1125,47	505,52	455,70	207,64	917,82
2	834,49	991,94	507,92	326,57	238,57	753,37
3	650,71	799,22	425,26	225,45	232,07	567,15
Effort tranchant à la base Vbase	1019,41	1190,87				

Tableau 0-5effort tranchant

4.3.4.3 Vérification de l'effet (P-Δ) de second ordre :

Cette vérification sera menée suivant l'article 5.9 des règles RPA99v2003, en examinant d'abord la condition (5-6) pour qu'on puisse juger si on peut négliger ou pas l'effet du second ordre (P-Δ).

Donc on doit vérifier pour tous les niveaux et pour la structure, selon les deux directions de calcul (x) et (y) la condition suivante

ù :

$$\theta_k = \frac{Pk\Delta_k}{v_k h} \leq 0.10$$

Le **tableau 24** suivant résume les valeurs de θ_k comme suit :

Etage	Pk	Vk(x) (KN)	Vk(y) (KN)	Δk (x) [Cm]	Δk (y) [Cm]	Hk	Θ_x	Θ_y
3	4582.692	650.71	799.22	3,5	2.45	3.5	0,070	0,040
2	6773.384	834.49	991.94	2.8	2.1	3.5	0,065	0,041
1	8946.076	961.22	1125.47	2.45	1,4	3.5	0,065	0,032
RDC	11209.28	1019.41	1190.87	1.4	1,05	4	0,038	0,025
	8							

Tableau 4-6valeur θ_k

4.3.4.4 Les formes modales

Les formes modales qui découlent de l'analyse modale de la structure avec cette disposition

Mode(1)

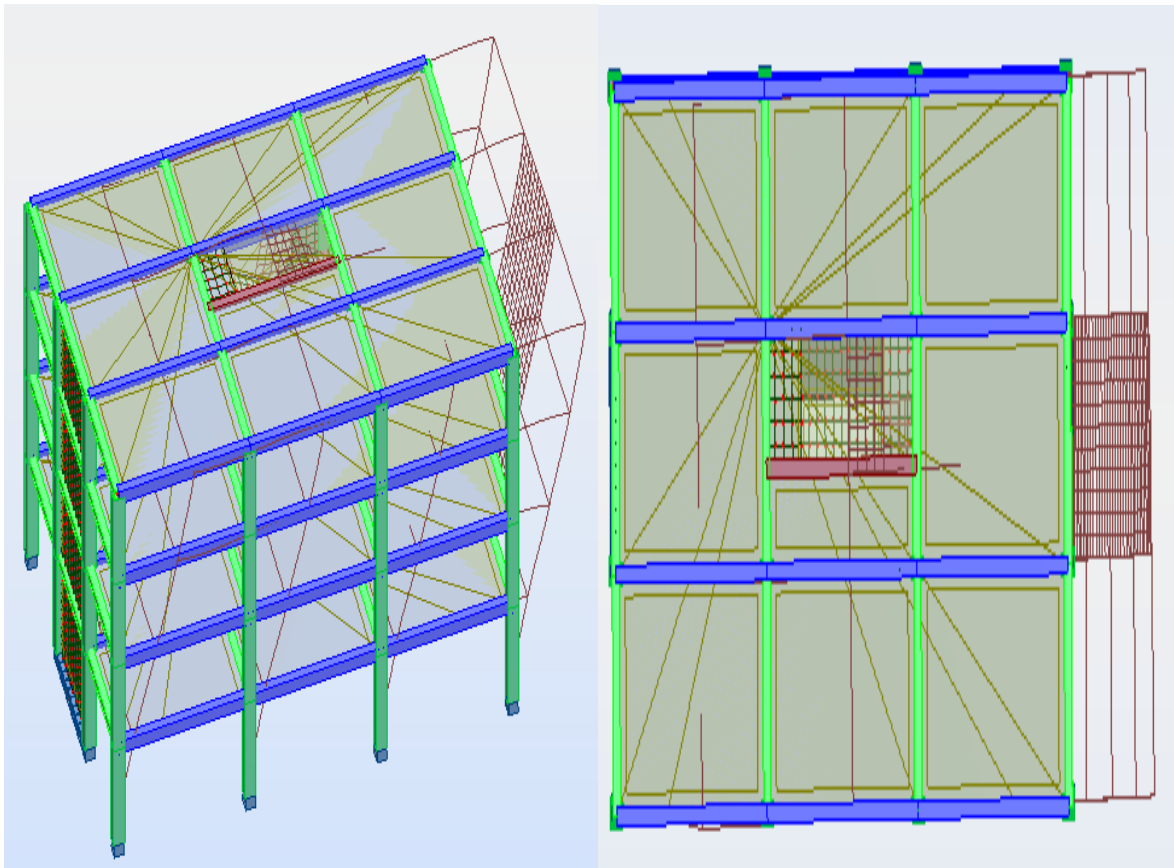


Figure 4-38Formes modales(mode 1)

Mode(2)

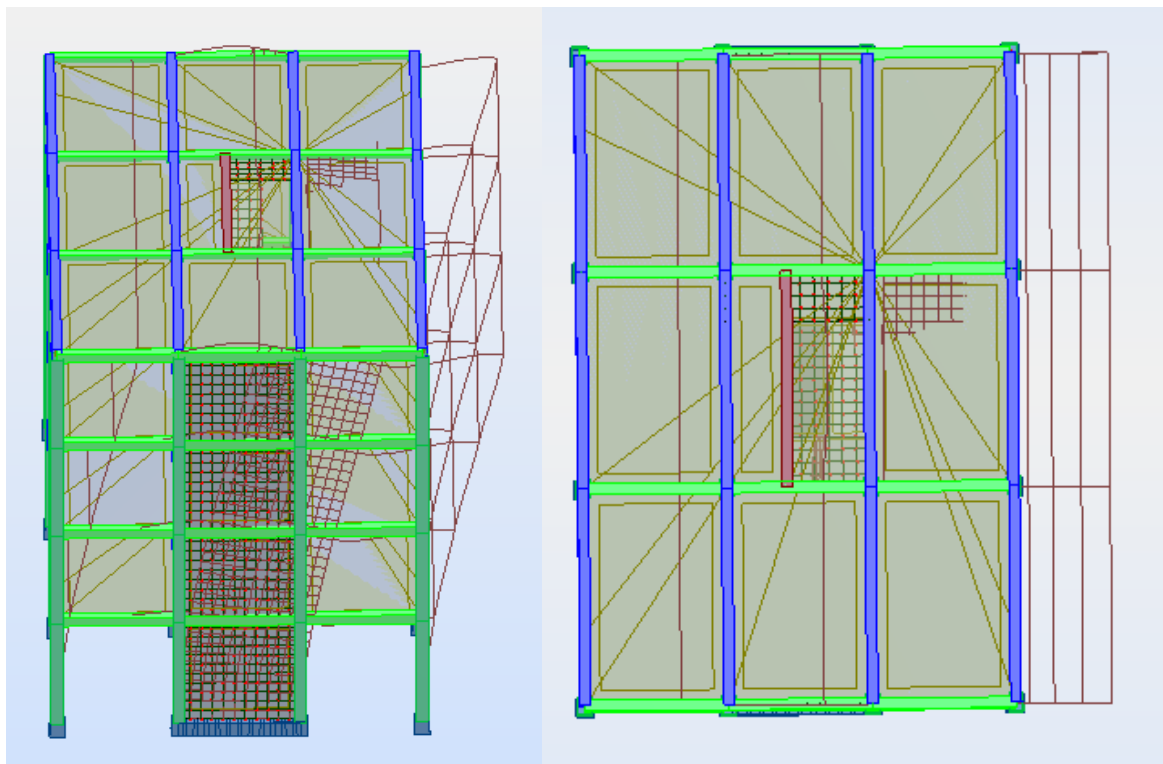


Figure 4-39 Formes modales(mode 2)

Mode(3)

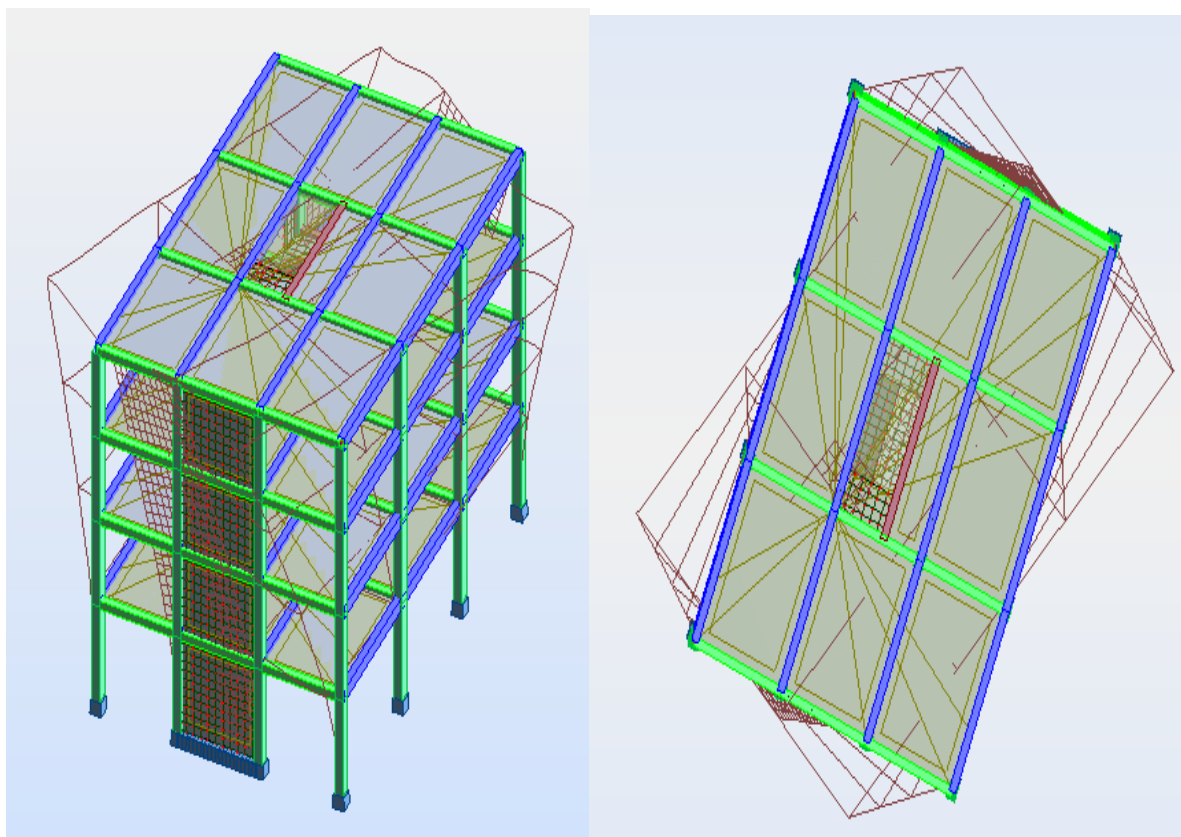


Figure 4-40 Formes modales(mode 3)

• Les Diagrammes des moments fléchissant sur les poutres principales et les solives :

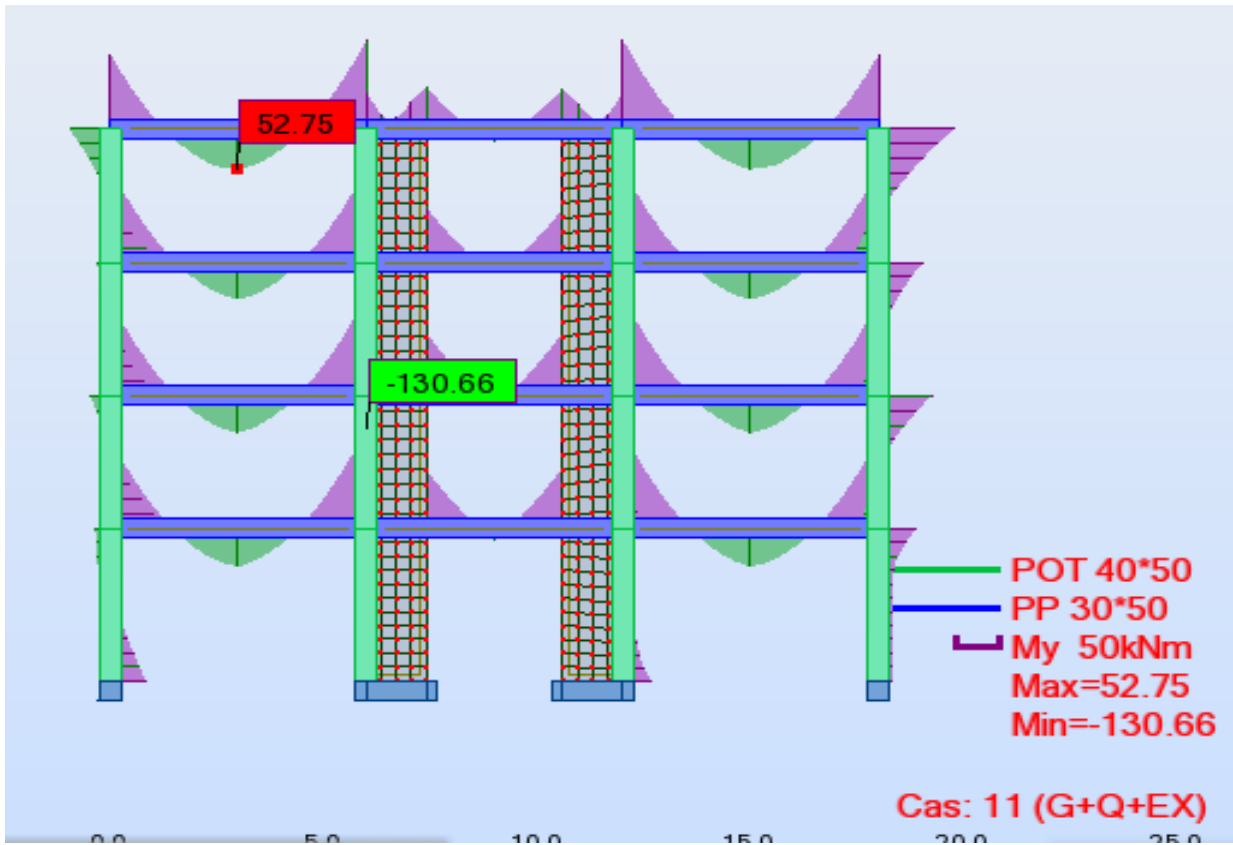


Figure 4-41 Diagramme des moments fléchissant sur les poutres principales

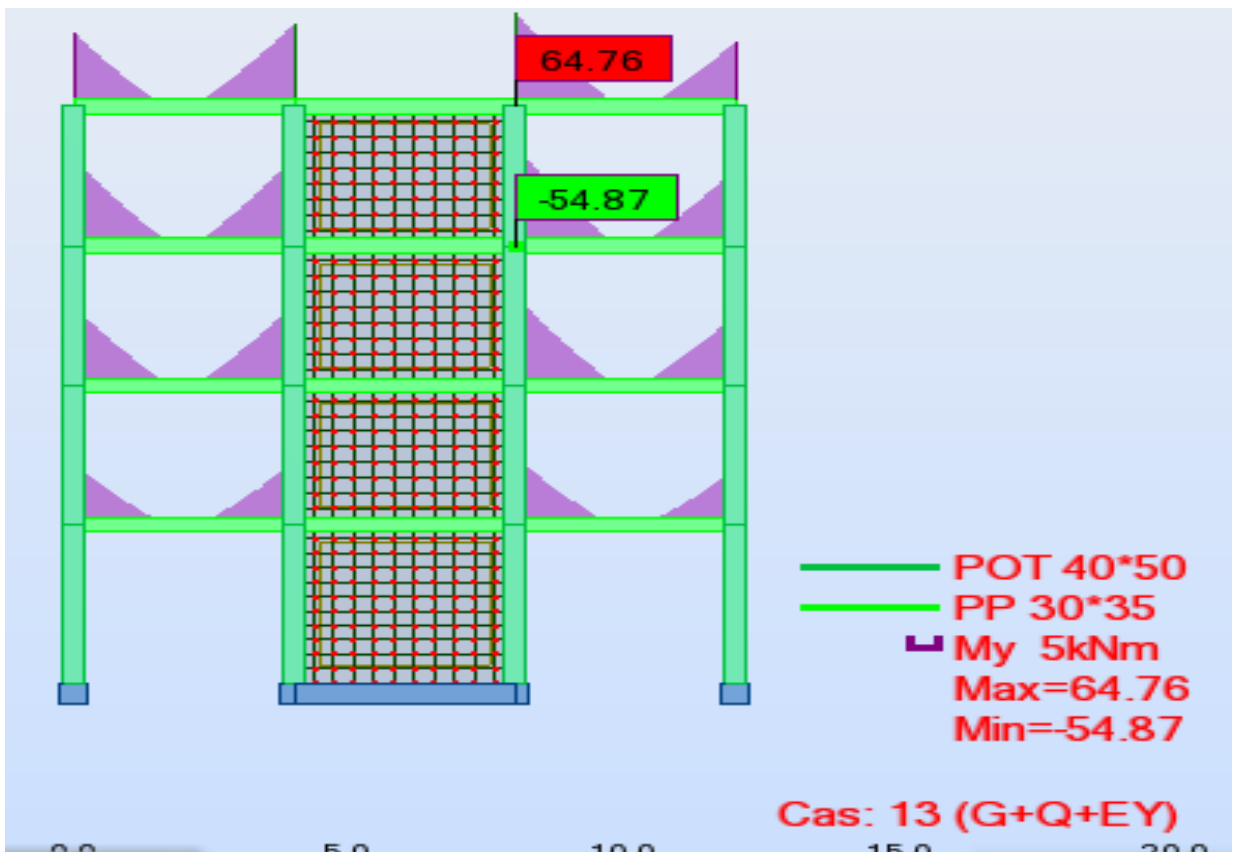


Figure 4-42 Diagramme des moments fléchissant sur les solives

- Diagramme des efforts tranchants les poteaux et les poutres principales et les solives

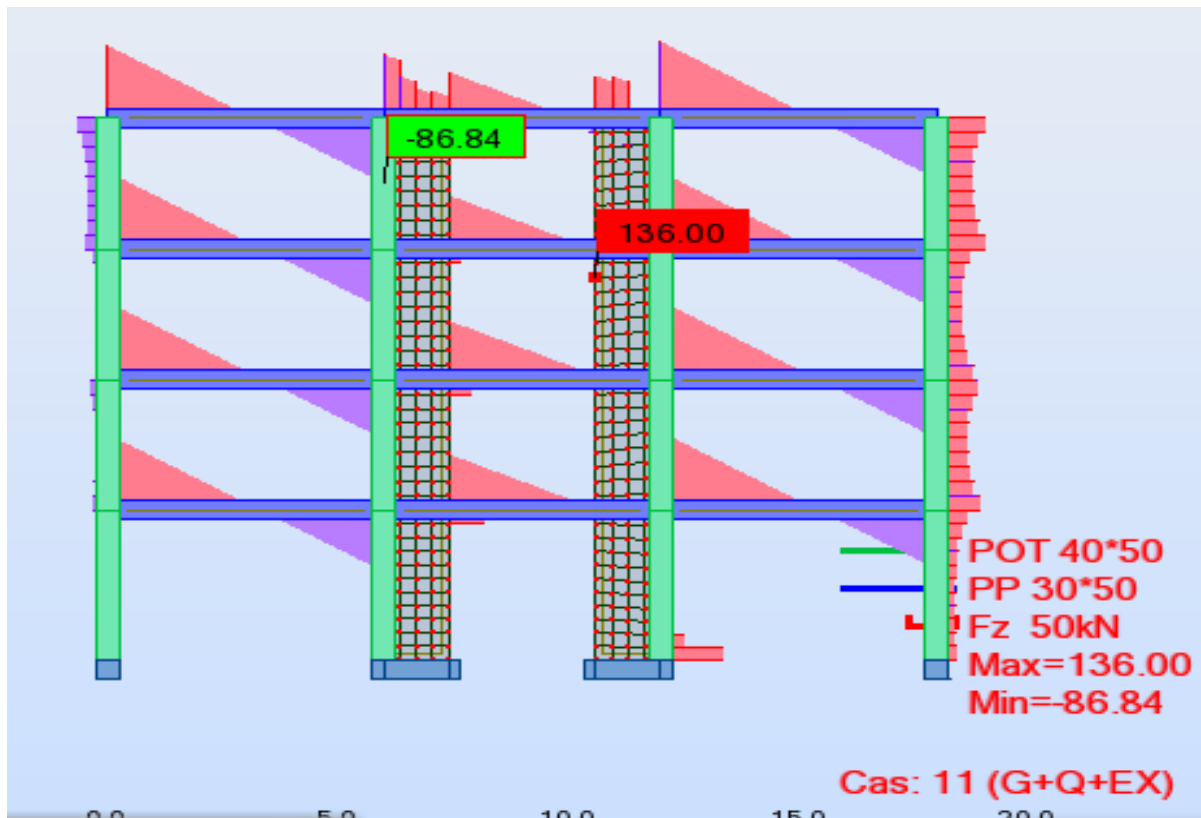


Figure 4-43 Diagramme des efforts tranchants sur les poutres principales

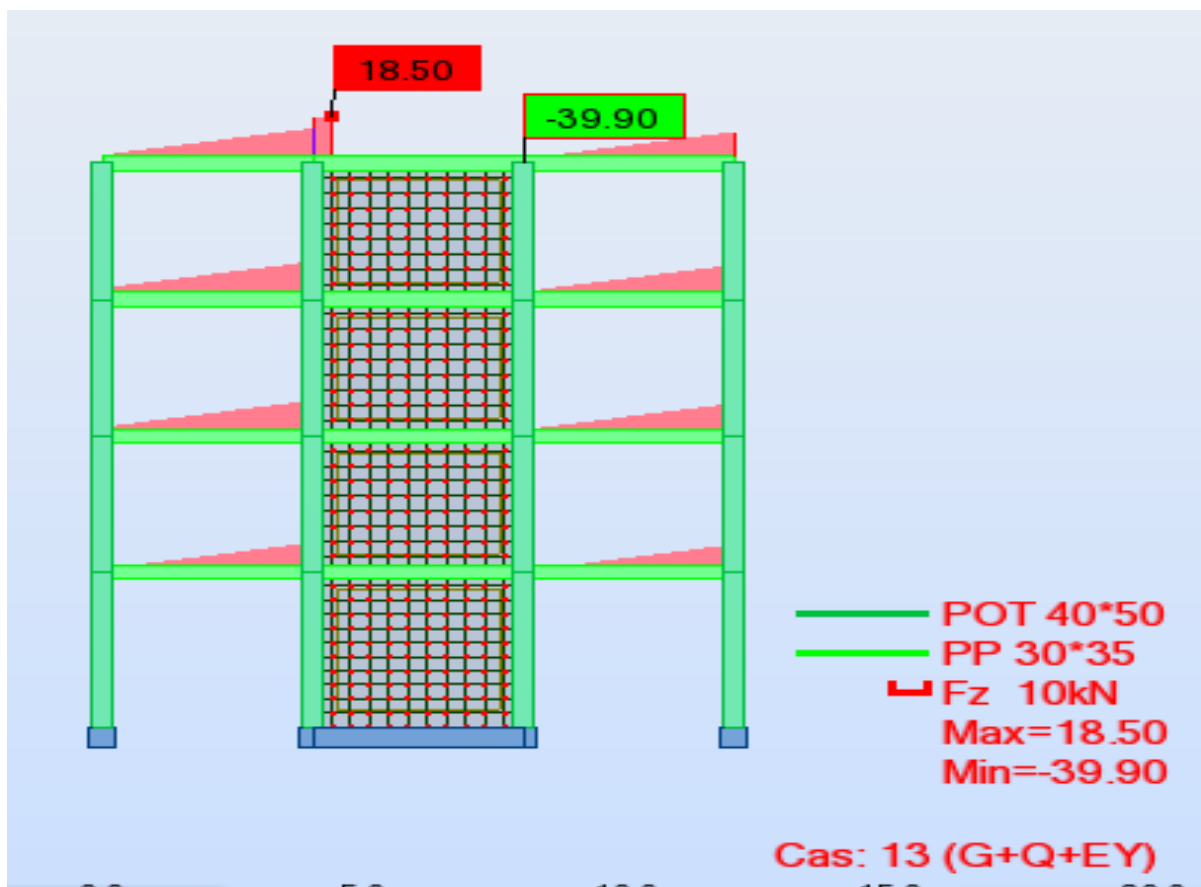


Figure 4-44 Diagramme des efforts tranchants sur les solives

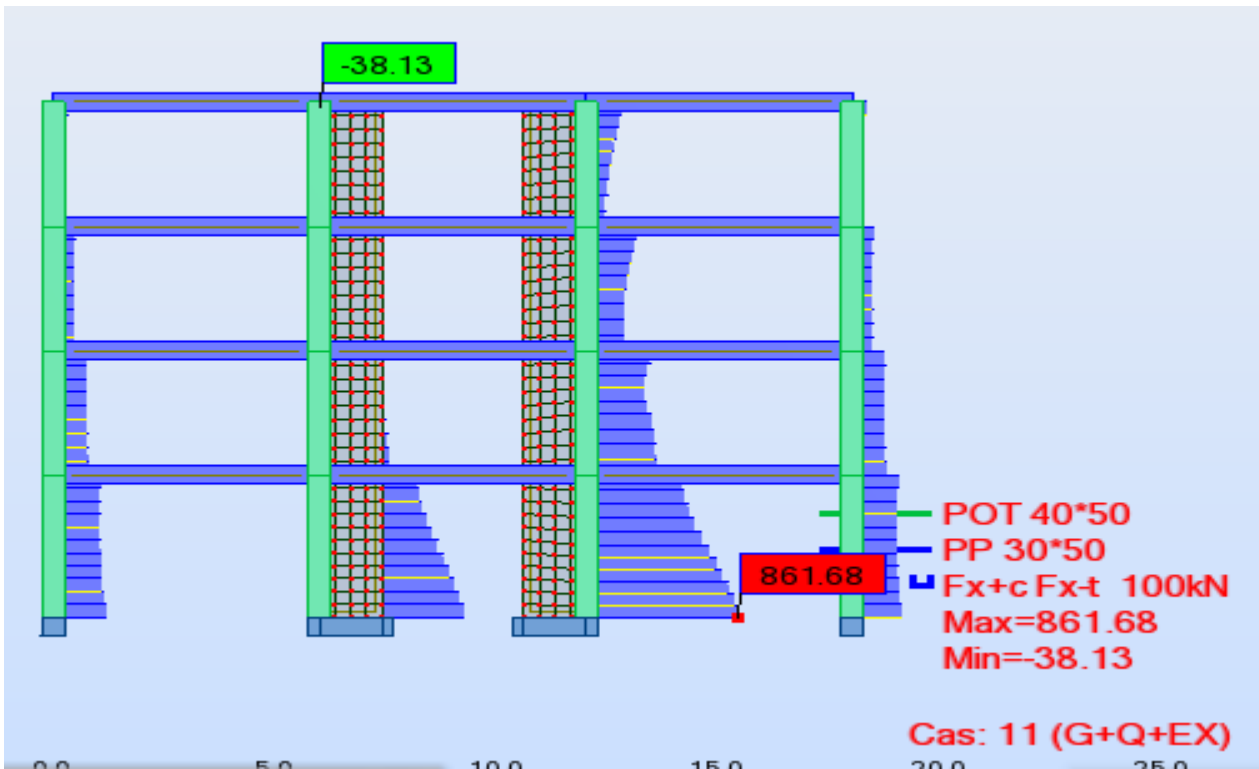


Figure 4-45 Diagramme des efforts de compression sur les poteaux

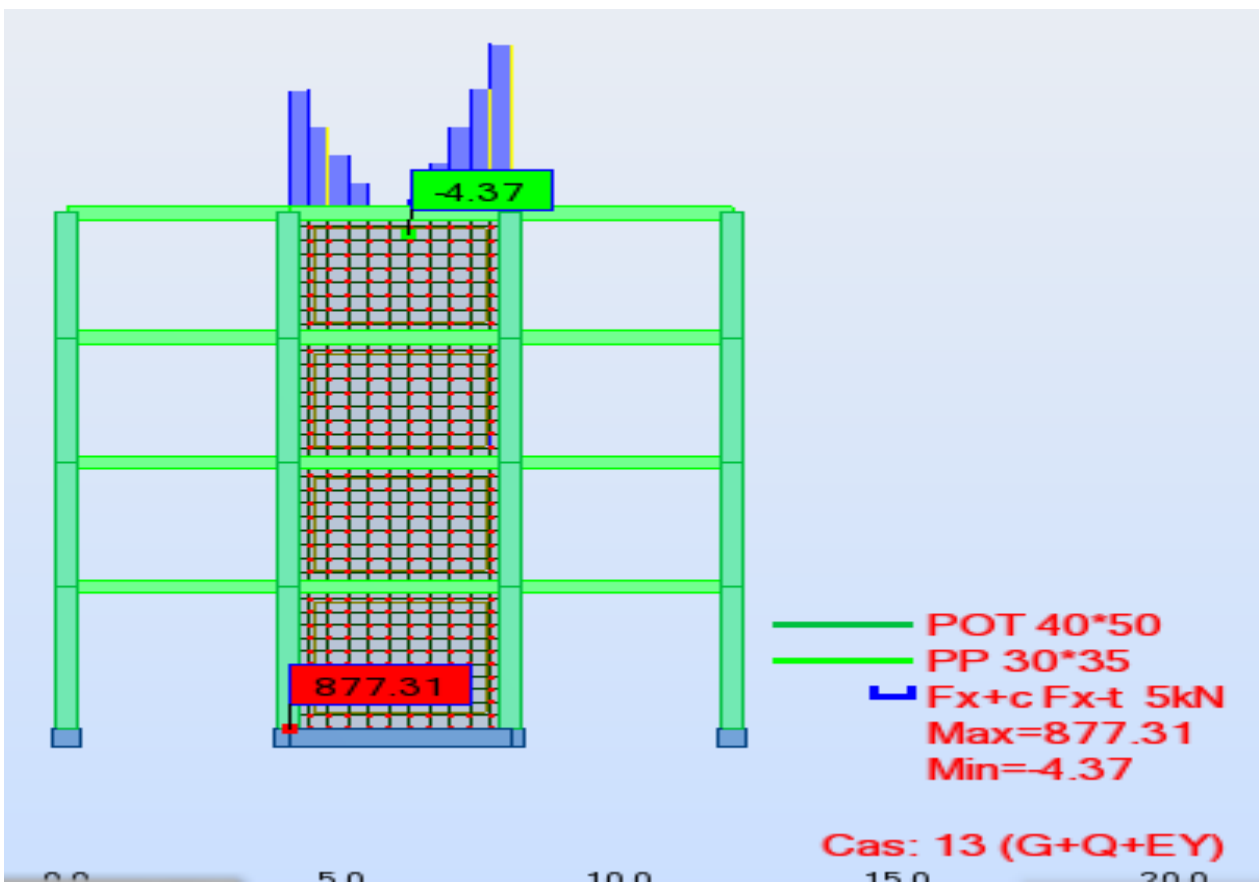


Figure 4-46 Diagramme des efforts tranchants sur les solives le contreventement

Conclusion générale et recommandations

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique nos connaissances techniques, d'enrichir notre compréhension des règles fondamentales à respecter dans la conception et l'analyse des structures de bâtiments.

Dans les deux premières parties de ce mémoire, nous avons réalisé une étude comparative entre deux types de bâtiments à étages, en nous appuyant sur les normes algériennes en vigueur telles que le RPA99, le CCM97 et le BAEL91.

Notre démarche a reposé sur deux aspects essentiels : la résistance et la stabilité . Selon le matériau utilisé, la stabilité est assurée soit par des palées de stabilité dans les constructions métalliques, soit par des voiles en béton armé. Il ressort de notre analyse que le bon positionnement de ces éléments est crucial pour garantir un comportement structurel optimal et une répartition adéquate des efforts.

Les conclusions principales de notre étude sont les suivantes :

1. Après comparaison entre les actions sismiques et celles dues au vent, il apparaît que les effets sismiques sont les plus significatifs. Ainsi, seules les forces sismiques sont prises en compte pour le dimensionnement aux charges horizontales.
2. Une structure qui ne tient pas compte de l'analyse structurelle lors de sa conception risque de s'effondrer sous son propre poids.
3. Il est indispensable de concevoir des structures capables de résister aux actions horizontales telles que les séismes et les vents extrêmes.
4. Le système de contreventement joue un rôle fondamental dans la stabilité globale de la structure face aux efforts horizontaux.

En comparant les deux variantes (béton armé et charpente métallique), nous avons observé plusieurs éléments importants :

- Les structures métalliques sont plus légères, ce qui réduit les efforts tranchants à leur
- Les structures en béton armé, plus lourdes, présentent des périodes propres plus courtes.
- Le choix du type de fondation est directement influencé par le poids de la structure : un radier général est souvent utilisé pour le béton armé, tandis que des semelles isolées suffisent généralement pour les structures métalliques.

En définitive, chaque solution présente des caractéristiques spécifiques en termes de comportement structurel, et le choix dépend essentiellement des contraintes techniques du projet

Références bibliographiques

[1] Jean Morel- Calcul des structures métalliques selon l'Eurocode 3.

[2] Règlement neige et vent « RNV99 » (D.T.R. C 2- 4.7) MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie).

[3] Règlement parasismiques algériens « RPA 99 version 2003 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie).

[4] BAEL91 Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites révisées 99 MINISTERE DE l'habitat et de l'urbanisme, Ed : CSTB 2000, (Algérie).

[5] Hirt M., Crisinel M., Traité de génie civil - Charpentes métalliques, “conception et dimensionnement des halles et bâtiments”, Volume 11 ; Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, 2001.

[6] NEMRAOUI Amina, Étude comparative d'un bâtiment (R+4) à usage d'habitation avec deux conceptions différentes : en béton armé et en charpente métallique, 2018.

[7] Hamedi Chaabane, étude comparative techno-economique pour un bâtiment ris a usage d'habitation, 2010.

[8] Daloul Ahmad , Conception parasismique de deux bâtiments, l'un en BA et l'autre en CM, 2023.