



**Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique**

Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Faculté de Technologie

Département de GENIE CIVIL



MEMOIRE

**Présenté pour l'obtention du diplôme de
MASTER**

FILIERE : Génie Civil

SPECIALITE : Géotechnique

Par : KHELOUFI Mohamed

THEME

**Etude de l'interaction dynamique sol-structure
(application cas d'une Minaret sous séisme)**

Soutenu devant le jury composé de :

Dr. MEKKI Lakhdar	Université de M'Sila	Président
Dr. SEDDIKI Ahmed	Université de M'Sila	Examineur
Pr. KHEMISSA Mohamed	Université de M'Sila	Encadreur
Dr. TALLAH Naoui	Université de M'Sila	Co-Encadreur

Promotion : 2019 / 2020

REMERCIEMENTS

Je ne remercie jamais assez ALLAH, le tout puissant de nous avoir permis de mener à bien ce modeste travail. En premier lieu, nous remercions Mr. KHEMISSA Med, professeur à l'Université de M'Sila et Mr. TALLAH NAOUI Maître Assistant à l'Université de M'sila qui ont bien voulu proposer le thème de Master, pour son aide précieuse, sa disponibilité durant toute la durée de notre projet. Je remercie également les membres de jury pour l'honneur qu'ils nous font en acceptant de juger notre travail. A tous nos enseignants à toute personne ayant participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail, je dirai merci

Enfin, merci à mes parents, pour m'avoir donné le goût et l'ambition de faire des études, ainsi qu'à tous les professeurs qui, au cours de ma scolarité du primaire au Master, m'ont fait aimer les Sciences ; et tous les enseignants du département génie civil .

Dédicaces

Je dédie mon humble travail aux personnes qui comptent le plus pour moi et à mes proches

mon père Nasser et ma mère Habiba, je les remercie pour tout ce qu'ils ont fait pour moi, mes quatre frères que j'aime, les frères avec lesquels j'ai grandi, ma famille Kheloufi et tous mes amis.

*Ceux qui m'ont soutenu dans ma vie académique et quotidienne,
la liste est longue*

Mais je ne remercierai jamais assez ma mère car c'est ma mère que j'aime tant, que Dieu prolonge sa vie. Merci maman.

Et à tous mes amis de la promotion de Géotechnique " 2019_2020 "

Titer	la Page
Merci et gratitude.....	2
Indice.....	3-4
Liste des figure.....	5-7
Liste des tableaux.....	8
Résumé.....	9-11
Introduction generale.....	12-13
CHAPITRE I: Caractéristique des mouvements sismiques.....	14-32
I.1 Introduction.....	15
I.2 Définition un séisme.....	15
I.3 Les causes des séismes.....	16
I.4 les Failles.....	16-17
I.5 Types de failles.....	17-18
I.6 Les principaux types de faille qui intéressent le génie sismique.....	19
I.7 Les ondes séismiques	19-22
I.8 Foyer et Epicentre... ..	22
I.9 _Profondeur du foyer	23
I.10 Paramètres caractéristiques du mouvement sismique... ..	23-24
I.11 signal sismique... ..	24
I.12 Les risques sismiques	24
I.13 Le risque sismique dans la commune (l'Algérie):.....	25
I.14 Sismicité de l'Algérie	25-26
I.15 Caractéristiques de la sismicité algérienne	26-29
I.16 degré d'aléa sismique des territoires de l'Algérie	29-31
I.17 Critères de classification selon le « RPA99 ».....	31
I.18 Conclusion.....	32

CHAPITRE II: CONCEPTOIN DES BATIMENTS DANS LES ZONES SISMIQUES	33-50
II.1 Introduction.....	34
II.2 Concept general.....	34-37
II.3 PRINCIPES DE CONCEPTION PARASISMIQUE DES BATIMENTS.....	37-49
II.4 OPTIONS DE CONCEPTION.....	49-50
II.5 Conclusion.....	50
CHAPITRE III: Simulation numérique de l'interaction dynamique sol-structure.....	51-78
III.1 Introduction.....	52
III.2 Présentation du logiciel SAP2000.....	52-57
III.3 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE.....	57-59
III.4 Séisme.....	59-66
III.5 Interprétation des resultants.....	66-76
III.6 Calcul de la fleche.....	76-78
Conclusion général.....	79-80
<i>BIBLIOGRAPHIQUE</i>	81-82

le nombre	Titre de la figures	la Page
CHAPITRE.I		
1	présentation schématique caractéristique d'un séisme Les .sismogrammes, ou accélérogrammes	15
2	photo d'une faille.	17
3	Les failles normales.	17
4	Les failles inverses.	18
5	Les failles en décrochement.	18
6	.foyer et épicentre	19
7	Les quatre modes de propagation des ondes sismique.	22
8	Présentation schématique d'un foyer et épicentre	22
9	intensités maximales observées Au nord de l'Algérie.	25
10	localisation des principales unités géologiques composant la région du Maghreb et le pourtour de la Méditerranée Occidentale.	26
11	Carte sismotectonique de l'Algérie du Nord.	27
12	Niveaux d'aléa sismique en Algérie.	30
13	. Les intensités maximales observées de 1716-2003.	31
14	zonage sismique du territoire national.	32
CHAPITRE.II		
1	schéma gèneral de fonctionnement en (boite) pour la reprise des action horizontales de sèisme ou de vent	35
2	Comportement d'ossatures de même période T soumises à poussée progressive jusqu'au déplacement de projetSDe(T): a) projet à réponse purement élastique DCL,b) projet modérément dissipatif DCM et c) projet très dissipatif DCH.	36
3	Régularité en plan.	38
4	Formes favorables : plans simples à 2 axes de symétrie (AFPS, 2002.	38
5	.Effets néfastes de l'asymétrie	39
6	.Oscillations différentielles dommages dans les angles rentrants	39
7	Influence de la forme du bâtiment sur les effets dus à la torsion : concentration de contraintes dans les angles rentrants (en haut) ; rotation permanente (en bas).	39
8	Régularité en élévation.	40

9	Critères de régularité en élévation d'après l'Euro code 8: .méthode des forces de remplacement.	41
10	Oscillations différentielles dommages dans les angles rentrants .dans le plan vertical	41
11	régularité en élévation. A droite: niveau rez flexible ou "mou" “(anglais : soft).	42
12	Bâtiments avec niveaux transparents.	42
13	solutions proposés pour éviter des niveaux transparents (mou où .souple)	43
14	Une grande distance entre les éléments parallèles favorise la résistance de la structure à la torsion grâce à un bras de levier important dans le plan horizontal.	44
15	Dispositions des contreventements pour la reprise de la torsion.	45
16	Une position décentrée des éléments de contreventement est à l'origine d'une sollicitation du bâtiment en torsion (en plus d'un bras de levier très faible) (AFPS, 2002).	45
17	Diaphragme avec trémie.	47
18	Effet d'un séisme sur une construction en maçonnerie sans (à g.) et avec (à dr.)	48

CHAPITRE.III

1	Présentation du logiciel SAP2000.	52
2	<i>Vue en plan du Minaret.</i>	58
3	<i>Fonction spectrale S_d/g.</i>	61
4	<i>Accélérogramme EO Boumerdès 2003.</i>	61
5	<i>Accélérogramme V Boumerdès 2003</i>	62
6	<i>Accélérogramme NS Boumerdès 2003.</i>	62
7	<i>Model semelles isolées encastrées.</i>	63
8	<i>Model radier encastré.</i>	63
9	<i>Model semelles isolées ressorts.</i>	65
10	<i>Model radier ressorts.</i>	65
11	<i>Model Massif seul.</i>	66
12	<i>Model semelles isolées fondées sur massif.</i>	66
13	<i>Model radier fondé sur massif.</i>	66
14	<i>Effort Axial semelles isolées Encastées Spextre de réponse .RPA2003</i>	68

15	<i>Effort Axial semelles isolées fondées sur massif Spextre de .réponse RPA2003</i>	68
16	<i>Effort Tranchant semelles de isolées Encastées réponse RPA2003.</i>	71
17	<i>Effort Tranchant semelles Spextre isolées fondées sur massif Spextre de réponse RPA2003</i>	71
18	<i>Moment semelles isolées Encastées Spextre de réponse RPA2003</i>	74
19	<i>Moment semelles isolées fondées sur massif Spextre de réponse RPA2003.</i>	74
20	<i>La flèche Ux spectre de réponse.</i>	76
21	<i>La flèche Ux accélélogramme NS.</i>	77
22	<i>.La flèche Ux accélélogramme EO.</i>	77
23	<i>La flèche Ux accélélogramme V.36</i>	78

le nombre	Titre du tableau	la Page
CHAPITRE.II		
1	principes de dimensionnement classes de ductilité des structures et limites supérieures des valeurs de référence des coefficients de comportement.	37
CHAPITRE.III		
1	<i>Données sismiques.</i>	60
2	<i>Combinaison d'action.</i>	63
3	<i>Raideurs (coefficients de rigidité des ressorts : modèle de Kausel).</i>	64
4	<i>Effort Normal N(kN) spectre de réponse.</i>	67
5	<i>Effort Normal N Max accélélogramme EO.</i>	69
6	<i>Effort Normal N Max accélélogramme NS.</i>	69
7	<i>Effort Normal N Max accélélogramme V.</i>	70
8	<i>Effort Tranchant T spectre de réponse.</i>	70
9	<i>Effort Tranchant T Max accélélogramme EO.</i>	72
10	<i>Effort Tranchant T Max accélélogramme NS.</i>	72
11	<i>Effort Tranchant T Max accélélogramme V.</i>	73
12	<i>Moment M spectre de réponse.</i>	73
13	<i>Moment M Max accélélogramme EO.</i>	75
14	<i>Moment M Max accélélogramme NS.</i>	75
15	<i>Moment M Max accélélogramme V.</i>	76

ملخص

الموضوع الذي يتم تناوله في هذه الرسالة هو التفاعل بين الهياكل الداعمة للتربة ، والأساسات السطحية والبنية الفوقية تحت الضغط الزلزالي.

لدراسة تأثير التفاعل الديناميكي بين التربة والبنية على سلوك الهياكل, لقد اخترنا حالة بسيطة لهيكل مئذنة لمسجد ارتفاعه = 18.40 مترًا والبعد في مخطط 3.50×3.50 مترًا مربعًا ،

نظام البنية مستقر ذاتيا ومراعاة ل ISS لقد اخترنا 7 نماذج لنظام التأسيس

نختار سبعة نماذج من نظام الأساس ISS ونظام الهيكل مستقر ذاتيًا, ومراعاةبنيةالتربة ل

تتم النمذجة باستخدام برنامج Sap2000 V21 ، في هذا الإصدار يمكننا أن نأخذ في الاعتبار تفاعل بين البنية والتربة (ISS) ، نظرًا لوجود إمكانية نمذجة التربة حيث يوجد الهيكل ، يتم إجراء النمذجة في 2D.

تتم المقارنة على مستوى الضغوط والقوة الطبيعية N وقوة القص T واللحظة M وعلى مستوى السهم أو الإزاحة الأفقية والعقد لكل طابق حسب ارتفاع المبنى

يمكننا أن نستنتج في النهاية -على الرغم من أن العمل الذي درسناه بسيط- ولكن حجم القيم يوضح أن إهمال ظاهرة تفاعل بين البنية و التربة خارج تصميم ودراسة الأعمال سيكون له انعكاسات سلبية على الاستقرار والجانب الاقتصادي للعمل.

Résumé

Le sujet traité dans le cadre de ce mémoire est celui de l'interaction entre le sol support des ouvrages, les fondations superficielles et la superstructure en situation de sollicitation sismique

Pour étudier l'effet de l'interaction dynamique sol-structure sur le comportement des structures.

On a choisit un cas simple d'une structure d'un Minaret d'une mosquée de hauteur $H=18.40\text{m}$ et de dimension en plan $3.50 \times 3.50 \text{ m}^2$, le système de structure est auto stable et pour tenir compte de ISS on choisit sept modèles du système de fondations.

On fait la modélisation avec le logiciel Sap2000 V21, dans cette version on peut tenir compte de l'interaction sol-structure (ISS), car il y a la possibilité de modélisé le sol ou il est implanté l'ouvrage, la modélisation se fait en 2D .

La comparaison est faite au niveau des sollicitations, l'effort normale N , l'effort tranchant T , et le moment M et au niveau de la flèche ou déplacement horizontal des nœuds de chaque étage en fonction de la hauteur de l'immeuble

On peut conclure à la fin malgré que l'ouvrage que nous avons étudié est simple mais la grandeur des valeurs montre que la négligence du phénomène de l'interaction sol-structure l'hors du conception et l'étude des ouvrages aura des répercussions négatives sur la stabilité et l'aspect économique de l'ouvrage.

Abstract

The subject discussed in this dissertation is the interaction between the soil supporting structures, the surface foundations and the superstructure in the situation of seismic stress.

In order To study the effect of soil-structure dynamic interaction on the behavior of structures, We have chosen a simple case of a structure of a mosque Minaret of a height of 18.40m ($H = 18.40\text{m}$) and a base surface of $3.50 \times 3.50 \text{ m}^2$ ($S = 3.50 \times 3.50 \text{ m}^2$). the structure system is self-stable and in order to consider soil-structure interaction (ISS), we choose seven models of the foundation system. Modeling is done using the Sap2000 V21 software. In this version, we can model soil-structure interaction (ISS), because there is the possibility of modeling the soil where the structure is located. the modeling is done in 2D. The comparison is done in function of the stresses, the normal force N , the cutting force T , and the moment M and considering the horizontal displacement of the nodes of every floor according to the height of the building.

Finally, We found that, despite the simple work we studied, the resulting values shows that the neglect of the phenomenon soil-structure interaction phenomenon outside the design and study of the works will have negative effects on the stability and the economic aspect of the work.

Introduction générale

Le phénomène d'interaction dynamique du sol et de la structure est un problème complexe, car il correspond aux perturbations du mouvement accidentel sous l'influence du mouvement approprié de la structure, car l'interaction entre le sol et la structure n'est pas évidente pour l'existence des effets mutuels sur le comportement du sol et de la structure.

Comme elle est basée sur les caractéristiques de la structure et le mouvement du sol, l'interaction de la structure du sol peut affecter la taille des forces induites sur la structure à étudier, car il a toujours été constaté que la réponse sismique de la structure est liée à la forme sous laquelle les mouvements sismiques sont transmis au sol à travers ses fondations au système de la structure de fondation et à partir de là la nécessité d'étudier la réponse sismique de la structure en n'étant pas considérée comme isolée mais comme faisant partie intégrante d'un l'ensemble qui comprend le sol et la structure adjacente rend nécessaire les analyses d'interaction sol-structure.

dans cette étude on a essayé de visualiser l'effet de cette interaction sur le comportement dynamique des structures, par la modélisation d'une structure simple en portique auto-stable d'un Minaret de hauteur 18.4 m et de largeur 3.5 m, pour le torseur de chargement sismique on choisit dans un première lieu une zone de faible sismicité (Z1) ou on utilise le spectre de réponse de l'RPA version 2003, dans un deuxième lieu on choisit Accélérogrammes mesurés en 2003 sur le site de Keddara à Boumerdès (directions :EO/Est-Ouest, NS/Nord-Sud, V-verticale)

Le sol de fondation est un sol meuble de type S3, la fondation est choisie selon deux modes : sans tenir compte de l'interaction sol-structure (ISS) et avec interaction sol-structure

Dans l'analyse on va faire la comparaison des résultats des différents cas , en utilisant le logiciel SAP2000 V21 , au niveau l'effort normale, l'effort tranchant, le moment et la flèche et les déplacements pour chaque nœud suivant la hauteur et on va prendre comme modèle de référence le modèle semelles encastées.

Le mémoire , est composée de trois chapitres :

Dans le premier chapitre, nous utilisons des informations sur les caractéristiques, les types et les dangers du mouvement sismique.

Au deuxième semestre, nous présentons la conception des bâtiments dans les régions sismiques et leurs types.

Dans le troisième chapitre, on présente les résultats des calculs et l'analyse de ces résultats, a partir de ces résultats on peut conclure qu' afin de accroître la stabilité des ouvrages tout en optimisant le coût de construction il faut passer par une prise en compte de l'interaction dynamique qui se développe, en cas de séisme, entre les ouvrages, les sols et les fondations.

Chapitre I

Caractéristique des mouvements sismiques

I.1. Introduction:

Dans la nature ,l'activité sismique provoque des pertes humaines et matérielles catastrophiques ou peu de dommages selon la gravité du tremblement de terre et les dommages sont causés à des individus ou à des bâtiments (ensembles résidentiels) et peuvent entraver le développement dans cette zone pendant plusieurs années.

Cette activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région maghrébine et à ses caractéristiques et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière des plaques africaine et eurasienne, en mouvement compressif permanent.

I.2. Définition un séisme:

Un séisme ou tremblement de terre est le résultat de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. Le résultat de la rupture des roches en surface s'appelle une faille. Le lieu de la rupture des roches en profondeur se nomme le foyer. Plus rares sont les séismes dus à l'activité volcanique ou d'origine artificielle (explosions par exemple).

Il se produit de très nombreux séismes tous les jours, mais la plupart ne sont pas ressentis par les humains. Environ cent mille séismes sont enregistrés chaque année sur la planète. Les plus puissants d'entre eux comptent parmi les catastrophes naturelles les plus destructrices. La science qui étudie ces phénomènes est la sismologie (étudiée par des sismologues) et l'instrument d'étude principal est le sismographe (qui produit des sismogrammes [1]).

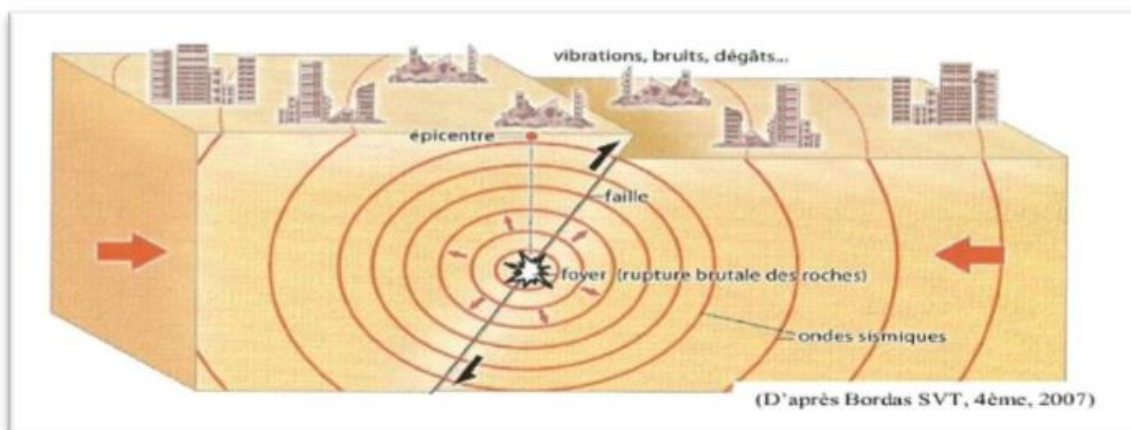


Figure.1: présentation schématique caractéristique d'un séisme Les sismogrammes, ou accélérographes.

I.3. Les causes des séismes:

A partir, des lois de comportement classiques, on sait que lorsqu'un matériau rigide subit des contraintes de cisaillement, il commence d'abord à déformer de manière élastique, puis lorsqu'il aura atteint sa limite d'élasticité, il passe à la rupture, en libérant de façon instantanée toute l'énergie qui a accumulé durant la déformation élastique. Ceci peut se passer dans la lithosphère (écorce terrestre) qui est soumise à des contraintes causées le plus souvent par le mouvement des plaques tectoniques : choc inter-plaque ou « craquements » intra-plaque.

Sous ces conditions, lorsqu'en certains endroits de la lithosphère, la limite d'élasticité est atteinte, il se produit une ou des ruptures d'équilibres sous la contrainte de l'ébranlement.

La libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches de l'écorce sera dégagée le long des failles donnant lieu ainsi à des séismes plus ou moins destructeurs.

A cause des forces de friction entre les parois d'une faille, les déplacements le long de cette faille ne se font pas de manière continue et uniforme, mais par coups successifs dégageant à chaque fois un séisme [2].

I.4. les Failles :

La faille est le résultat de la rupture d'un ensemble rocheux sous l'effet des contraintes auxquelles il est soumis.

On appelle mécanisme au foyer, le mécanisme permettant de définir quelle type de faille intervient dans le tremblement de terre, ainsi que l'orientation de la faille et la direction de glissement des blocs sur cette faille. On peut ainsi définir la nature convergente ou divergente des mouvements à l'origine des séismes [3].

Le mécanisme au foyer d'un séisme est généralement une combinaison de mécanismes simples.

Il existe trois sortes de failles et trois sortes de mécanismes au foyer. On représente le type de mécanisme au foyer par une sphère centrée autour du foyer du séisme.

Cette sphère est découpée en quatre cadrans en lien avec le sens du mouvement des ondes P.

A chaque type de faille, correspond ainsi un diagramme de mécanisme au foyer.



Figure.2: photo d'une faille.

I.5. Types de failles :

Suivant le type de mouvement relatif, on définit trois types de failles : faille normale, faille inverse, décrochement.

5.1. Faille normale :

Dans le cas d'une faille normale, le bloc au-dessus de la faille bouge vers le bas par rapport au bloc en dessous. Ce mouvement est créé par des forces en extension et provoque un allongement.

Elles sont appelées ainsi parce que la déformation entraîne un étirement des roches initiales. Elle résulte du mouvement d'écartement (divergence).

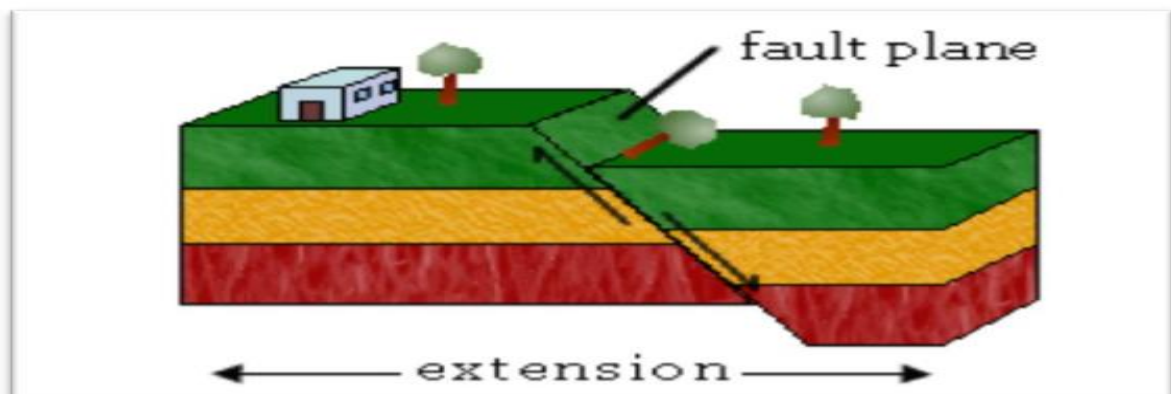


Figure.3: Les failles normales.

5. 2. Faille inverse :

Dans le cas d'une faille décrochant, le mouvement entre les blocs de part et d'autre de la faille est horizontal. Si comme dans l'animation le bloc de droite part vers la gauche (par rapport à l'autre bloc), la faille est dite senestre (et dextre dans le cas inverse). Ce mouvement est créé par des forces de cisaillement.

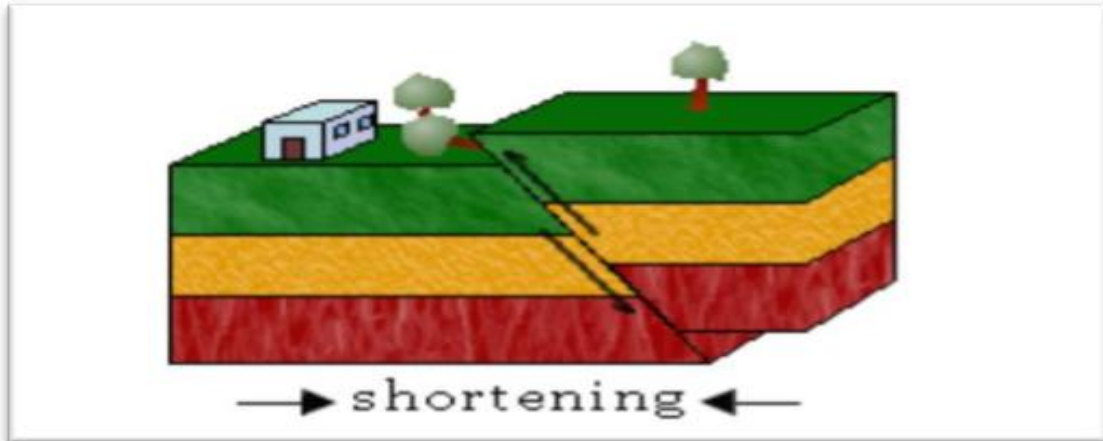


Figure.4: Les failles inverses.

5.3. Failles décrochantes :

Dans le cas d'une faille décrochant, le mouvement entre les blocs de part et d'autre de la faille est horizontal. Si comme dans l'animation le bloc de droite part vers la gauche (par rapport à l'autre bloc), la faille est dite senestre (et dextre dans le cas inverse). Ce mouvement est créé par des forces de cisaillement.

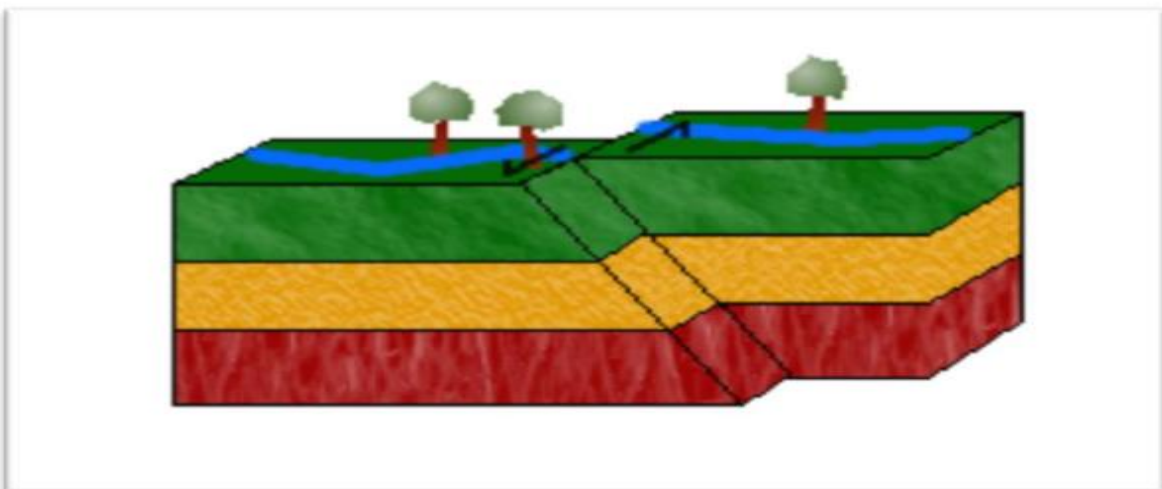


Figure.5 : Les failles en décrochement.

I.6. Les principaux types de faille qui intéressent le génie sismique:

6.1. Foyer et épicentre:

C'est lieu origine d'un séisme sur une faille. Il est également appelé hypocentre (zone où s'est initialisée la rupture le long de la faille à l'origine du séisme). L'épicentre se trouve à la verticale de l'hypocentre, en surface.

Il est déterminé après un séisme par localisation, notamment en exploitant les enregistrements réalisés par les sismographes de la région concernée, voire de la planète.

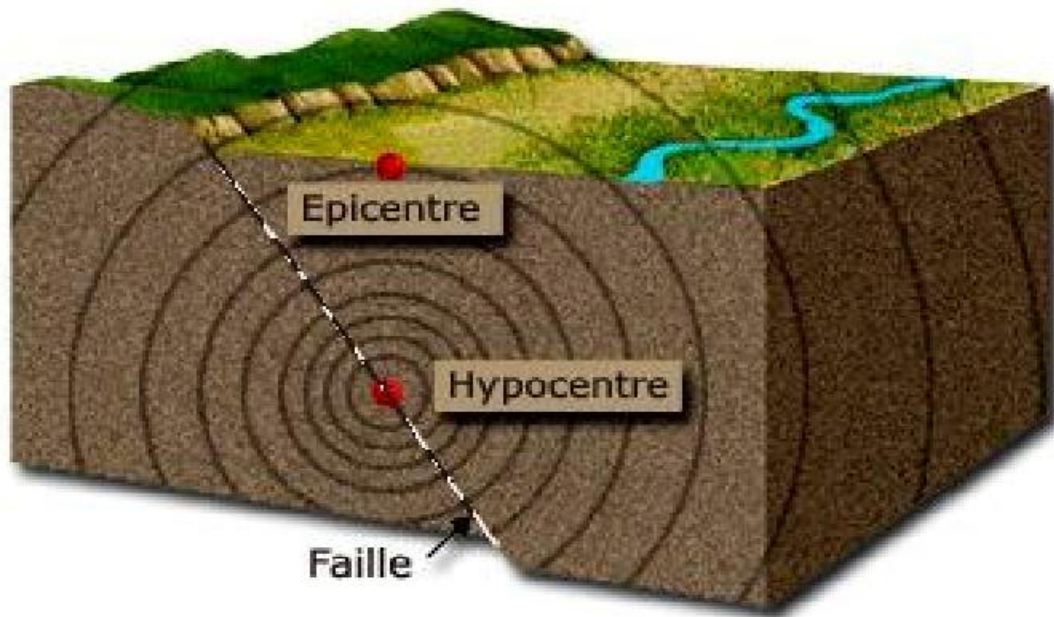


Figure.6 : foyer et épicentre.

I.7. Les ondes sismiques:

Un tremblement de terre correspond à une vibration transitoire du sol provoqué par les ondes sismiques émises lors d'un déplacement de sol (rupture) le long d'une faille active, à partir du foyer. La rupture cesse de se propager lorsque l'énergie potentielle de déformation est épuisée. Six sortes d'ondes de choc sont engendrées au cours du processus. Deux sont classées comme ondes de volume et les quatre autres sont des ondes de surface [4].

On distingue les principaux types d'ondes :

7.1. Les ondes de volume :

Elles prennent naissance au foyer et se propagent à l'intérieur du manteau terrestre sous deux formes : on distingue les ondes P et les ondes S.

7.1.1. Les ondes P ou ondes primaires:

Les ondes P (ou "primaires" car ce sont les plus rapides) sont des ondes de compression : le déplacement des particules est parallèle (longitudinal) à la direction de propagation de l'onde. Elles se propagent dans la croûte terrestre à une vitesse de 6 à 8 km/s.

La vitesse des ondes P est donnée par :

$$V_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1-2\nu)(1+\nu)}}$$

Où : * λ : est le module d'incompressibilité.

* G : est le module de cisaillement (ou rigidité).

* ρ : est la masse volumique.

* ν : est Coefficient de Poisson.

* E : est Module d'élasticité dynamique [N/m²].

On a:

$$\lambda = \frac{Ev}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad \text{et} \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Dans la théorie de l'élasticité :

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon} \quad ; \quad \nu = \frac{\epsilon_L}{\epsilon}$$

σ : Contrainte normale dans une direction.

ϵ, ϵ_L : Déformation dans la même direction et dans la direction perpendiculaire.

Les ondes P se propagent dans tous les milieux : les solides aussi bien que les liquides.

7.1.2. Les ondes S ou ondes secondaires :

Les ondes S (ou «secondaires» car elles arrivent après les ondes P) sont des ondes de cisaillement : le déplacement des particules est perpendiculaire (transversal) à la direction de propagation de l'onde. Elles se propagent dans la croûte terrestre avec une vitesse d'environ 3 à 5 km/s.

La vitesse des ondes S est donnée par :

$$V_S = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}}$$

Où

*G : est le module de cisaillement (ou rigidité),

*P : est la masse volumique.

7.2. Les ondes de surface :

Les ondes de volume qui arrivent à la surface de la terre donnent naissance à des ondes de surface, elles se propagent parallèlement à la surface terrestre et font donc le tour du globe. Elles ne sont sensibles que sur une profondeur extrêmement faible. Les ondes de surface les plus importantes sont les suivantes :

7.2.1. l'onde de Love L:

Les points du sol se déplacent tangentiellement à la surface, perpendiculairement à la direction de propagation, elles n'entraînent que des contraintes de cisaillement.

Le problème de propagation des ondes n'est pas complètement maîtrisé à ce jour. Il permet d'apprécier les conséquences du mouvement sismique au voisinage de la surface concernant le choix du site, le comportement du sol de fondation (glissement, tassement, liquéfaction) et l'étude de l'interaction sol – structure. [5]

7.2.2. l'onde de Rayleigh R

Ce sont des ondes pour lesquelles les points du sol décrivent des ellipses dans le plan vertical et de sens rétrograde. Ce mouvement entraîne des compressions ou des tractions ainsi que des contraintes de cisaillement dans le sol. Leur vitesse atteint en moyenne 92% de celles des ondes S.

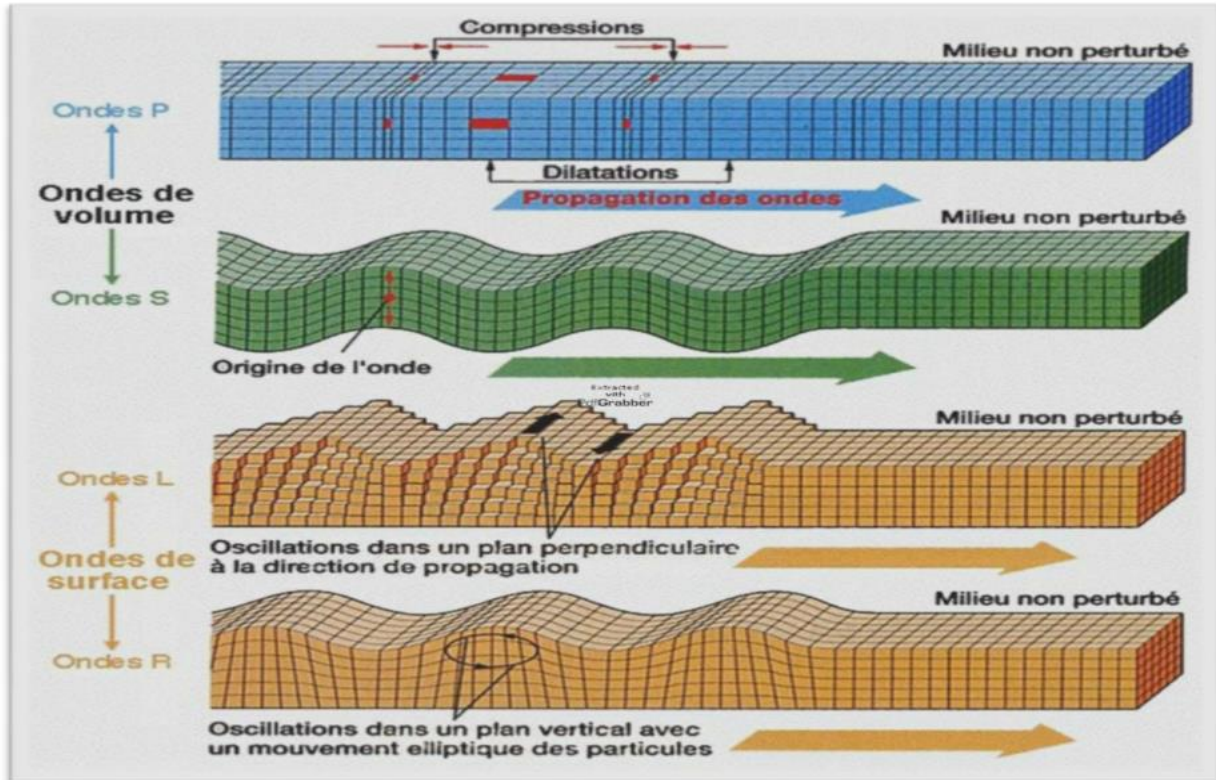


Figure.7 :Les quatre modes de propagation des ondes sismique.

I.8. Foyer et Epicentre:

Lorsqu'un séisme est déclenché, un front d'ondes sismiques se propage dans la croûte terrestre. On nomme foyer le lieu dans le plan de faille où se produit réellement le séisme, alors que l'épicentre désigne le point à la surface terrestre à la verticale du foyer.

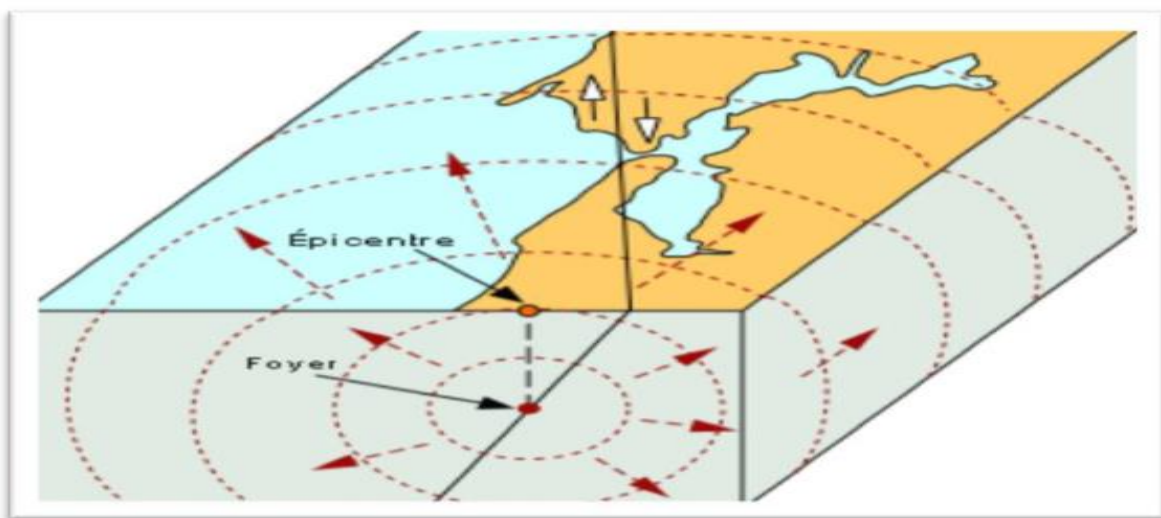


Figure.8 : Présentation schématique d'un foyer et épicentre

I.9. Profondeur du foyer:

On distingue trois classes de séismes, en fonction de la profondeur où ils se produisent:

- a) Les séismes superficiels Qui se produisent en faible profondeur, soit dans les premières dizaines de kilomètres, et qui se retrouvent autant aux frontières divergentes, c'est à dire le long des dorsales médio-océaniques qu'aux frontières convergentes au voisinage des fosses océaniques.
- b) Les séismes intermédiaires Qui se produisent entre quelques dizaines et quelques centaines de kilomètres de profondeur et se concentrent uniquement au voisinage des limites convergentes.
- c) Les séismes profonds Qui se produisent à des profondeurs pouvant atteindre les 700 km [4].

I.10. Paramètres caractéristiques du mouvement sismique:

L'intensité, la magnitude ou les accélérations maximales du sol, ne sont pas suffisantes pour estimer les risques pour une structure en béton par exemple. En effet, l'estimation de la réponse d'une structure nécessite une connaissance plus précise du mouvement du sol en ce qui concerne la durée et le contenu fréquentiel. Deux méthodes permettent de caractériser le mouvement du sol [2].

10.1. La Magnitude:

Cette notion a été introduite en 1935 par le sismologue Américain Richter. Elle caractérise l'énergie libérée par la rupture de la faille au point de déclenchement du tremblement de terre ou foyer (dans la zone épiscopentrale). Contrairement à l'intensité qui apparaît comme limitée supérieurement par définition au degré XII, la magnitude peut atteindre théoriquement n'importe quelle valeur. La magnitude locale d'un séisme est définie par :

$$M = \log_{10} \frac{A}{A_0}$$

A : amplitude maximale mesurée en mm sur l'enregistrement d'un sismographe horizontal Wood – Anderson à une distance donnée ;

A₀ : amplitude de référence qui correspond à la magnitude 0.

10.2. Intensité:

Déterminée suivant les réactions humaines et les conséquences dommageables ou non sur les constructions et sur l'environnement en un endroit donné. Elle est donc variable d'un lieu à l'autre, maximale dans les régions de l'épicentre, elle décroît régulièrement sauf singularité, au fur et à mesure que l'on s'éloigne de ce point. Une décroissance rapide sera l'indice d'un foyer proche de la surface. Elle est évaluée en comparant les effets constatés avec ceux décrits dans les

échelles macrosismiques. Une échelle d'intensité (I à XII) de Mercalli a été adaptée internationalement sous le nom d'échelle macrosismique internationale d'intensité.

I.11. signal sismique:

Le signal sismique peut être introduit de deux manières différentes dans le calcul des structures :

- Accélérogrammes.
- Spectres de réponse.

1.11. L'accélérogramme :

L'accélérogramme représente l'évolution en fonction du temps de l'accélération du sol.

11.2. Le spectre de réponse:

la pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le Chargement sismique par un spectre de réponse. Les spectres caractérisent les séismes beaucoup plus clairement que les accélérogramme.

L'utilisation d'un spectre de réponse s'effectue différemment selon qu'il s'agit d'un spectre de déplacement ou d'un spectre d'accélération. La définition de l'action sismique par un spectre de réponse est une méthode particulièrement adaptée pour :

- synthétiser par une enveloppe couvrante tout le domaine des fréquences les efforts de Plusieurs accélérogramme aux contenus très différents.
- Prendre en compte la nature du terrain situé sous la construction.
- Tenir compte de l'intensité probable du séisme, du niveau de protection recherché et ceci en fonction de l'importance du bâtiment étudié, ce qui revient à caler le spectre au niveau de l'action sismique.

I.12. Les risques sismiques:

(Seismicrisk) est probabilité de pertes au cours d'une période de référence dans la région considérée.

Proportionnelle au nombre de vies humaines et à la valeur des biens exposés. Dépend de l'occupation humaine de région considérée.

Il est nécessaire d'approfondir l'analyse du risque sismique Pour la réalisation d'ouvrages importants.

I.13. Le risque sismique dans la commune (l'Algérie):

L'Algérie a de tout temps été soumise à une activité sismique interne avec comme résultats des pertes humaines et matérielles importantes dommageables non seulement aux individualités et collectivités locales; mais également au pays tout entier dont elle peut parfois obérer le développement pour un certain nombre d'années à l'instar du séisme de chlef du 10 octobre 1980 dont nous continuons encore à payer les conséquences aujourd'hui ; en particulier sous forme de remboursements de dette. (Fig8) [6].

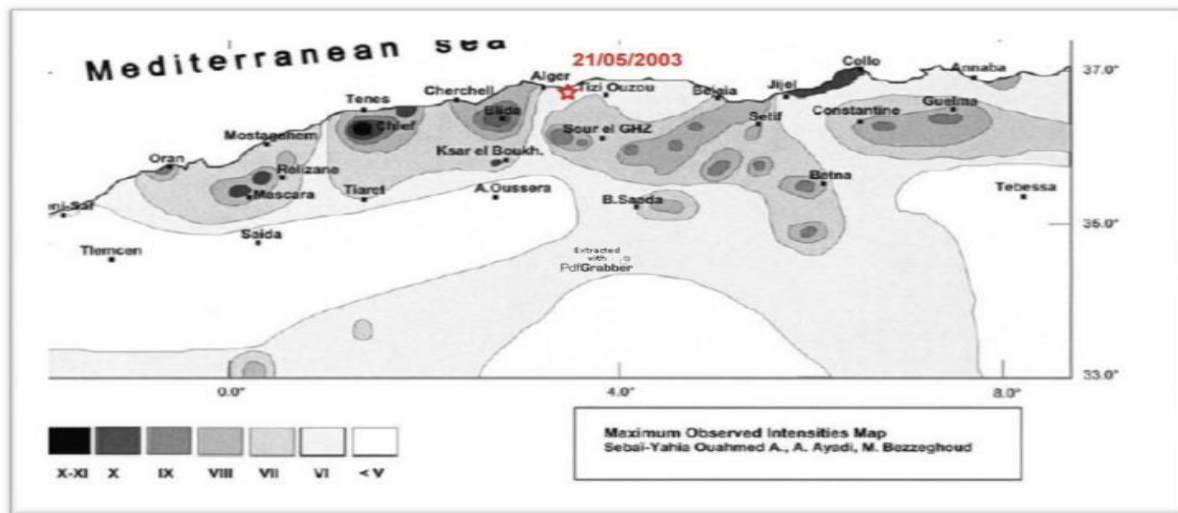


Figure.9 : intensités maximales observées Au nord de l'Algérie.

I.14. Sismicité de l'Algérie :

La sismicité historique, qui correspond aux séismes décrits dans les récits historiques et autres archives avant la période instrumentale, s'avère être une importante source de renseignement quant à la position probable et approximative de failles actives. Rappelons pour mémoire que l'avènement de l'instrumentation sismique se fit en Algérie dans les années 1910, mais que les sismomètres ne sont utilisés de manière fiable et systématique (car devenus assez nombreux) que bien plus tard, dans les années 1970.

Historiquement, l'Algérie est connue pour être une zone sismique très active. Le catalogue de sismicité historique (Bennouar.D, 1994 ; CRAAG, 1994) ne couvre qu'une infime partie de l'histoire de la sismicité de cette région. Les investigations de paléo sismicité effectuées après le séisme d'El Asnam ont permis de révéler l'existence de traces d'anciens séismes (sismites) qui ont affecté cette région (Meghraoui, 1988)4. Ces travaux ont montré l'existence de plusieurs séismes importants avec rupture en surface ($M_s > 6,5$) ayant affecté la région depuis au moins 600 ans environ (M.H.A.T 2004) 5. Ces données de paléo sismicité permettent également d'estimer la récurrence des évènements sismiques qui ont affecté cette région.

Cette activité sismique est associée aux structures tectoniques correspondant aux chaînes montagneuses telliennes et aux dépressions qui les limitent. Les travaux de tectonique en Méditerranée occidentale (Groupe de Recherche Néotectonique de l'Arc de Gibraltar, 1977)⁶ montrent que l'ensemble de ces déformations tectoniques est à mettre en relation avec l'histoire tectonique de la région du Maghreb et de la Méditerranée occidentale.

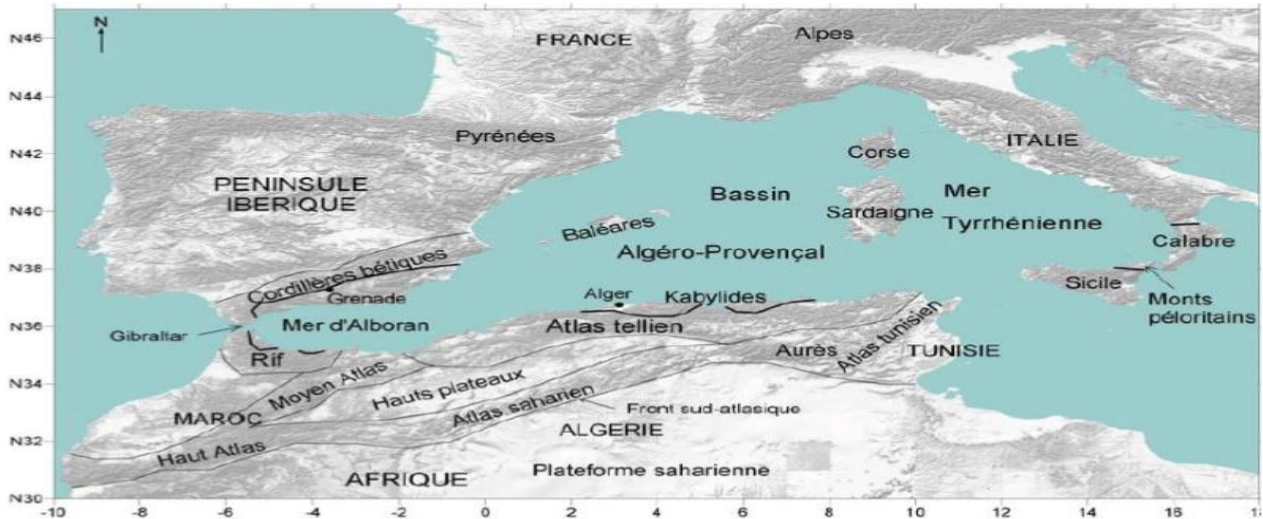


Figure.10 :localisation des principales unités géologiques composant la région du Maghreb et le pourtour de la Méditerranée Occidentale.

I.15. Caractéristiques de la sismicité algérienne:

De par les informations fournies par la sismicité historique et par les études de sismotectonique, de sismologie, de paléosismologie, d'aléa sismique, nous possédons aujourd'hui des indications importantes sur l'activité sismique en Algérie du Nord.

L'Algérie se trouve sur la plaque africaine laquelle est en collision avec la plaque eurasiennne (voir la tectonique des plaques, Annexe 1, le séisme). les deux plaques étant limitées par une longue zone sismique qui s'étant des Açores à la Turquie en passant par Gibraltar, le Maghreb , l'Italie , la Yougoslavie , la Grèce ...(CRAAG).

Le mouvement de la confrontation entre la plaque eurasiennne et la plaque africaine a donné naissance à de gigantesques fracturations sous formes de failles géologiques dont la conséquence la naissance du relief important de l'Algérie du nord. Les vitesses de rapprochement entre la plaque africaine et eurasiennne varient de 0.5 à 1 cm/an en méditerranée occidentale, à 2.5 cm/an en méditerranée orientale (BADDARI .K ; DJEDDI.M 2002) 14. Ces vitesses sont déduites des vecteurs déplacements obtenus à partir de l'expansion océanique dans l'atlantique.

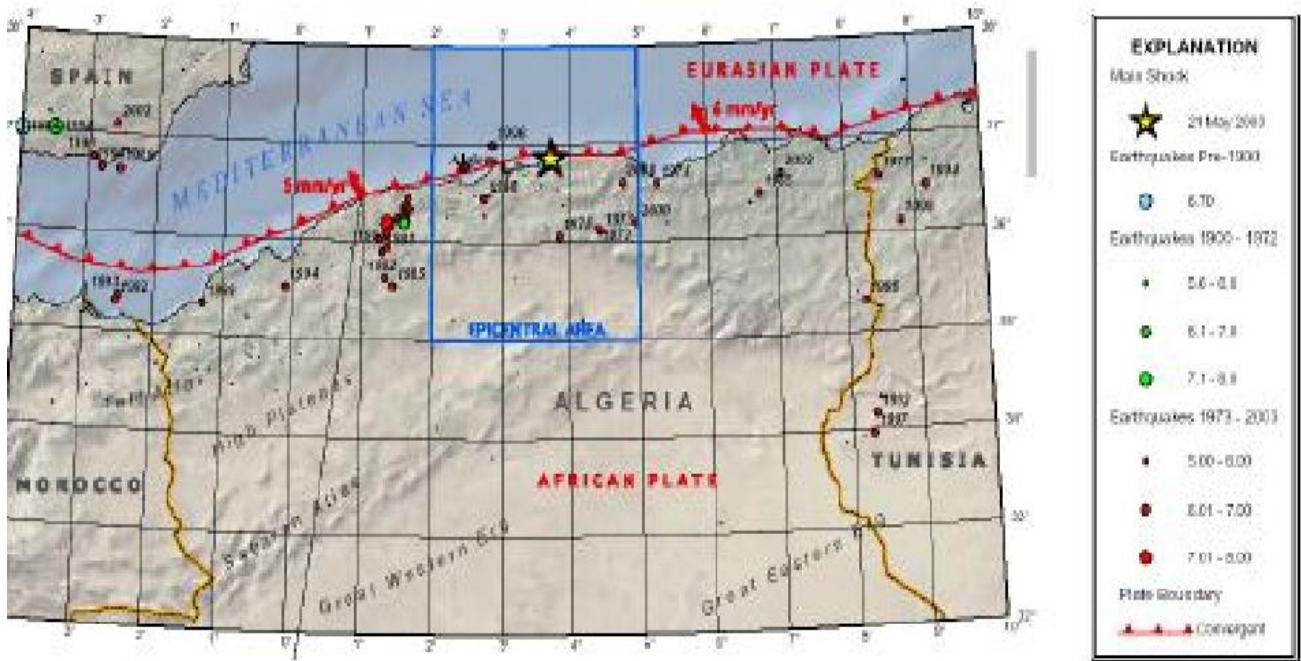


Figure.11 : Carte sismotectonique de l'Algérie du Nord.

es principales structures compressives récentes dans la chaîne tellienne sont :

- Le pli-faille d'el Asnam.
- Le pli-faille de Bou Kadir.
- Le pli-faille de Dahra.
- Le pli-faille de Ténès-Abou el –Hassan.
- Le pli-faille de Sahel D'Alger.
- Le pli-faille de Murdjadjo.

Les séismes qui se produisent en Algérie s'expliquent par une accumulation des contraintes autour des failles actives qui au-delà d'un seuil relâche l'énergie emmagasinée sous forme d'ondes sismiques.

C'est donc ces ondes que les personnes ressentent, lorsque le séisme qui se produit est important (CRAAG 2006)15.

Les failles actives de l'Atlas tellien sont: la faille D'el Asnam, la faille du Dahra, la faille de Ténès Abou el –Hassan (Ouled Abdallah), la faille du Sahel d'Alger, la faille Murdjadjo, la faille de Chott El hammam et la Faille de Kherrata.

Les autres régions sismoactives d'Algérie sont : la région de Mascara, la région de l'Atlas de Blida-Médéa, la région de Jijel, la région de Guelma et la région de Constantine (BADDARI.K ; DJEDDI.M 2002) 16.

Nous pouvons ainsi dire que cette activité se concentre essentiellement dans la région Nord du pays, quoique de façon très épisodique, quelques micro secousses sont enregistrées dans la partie saharienne. Dans la région Nord, la région tellienne est la plus active.

Le zonage effectué indique que les régions d'El Asnam, Oran et Alger sont les régions les plus menacées puisque dans ces zones, les séismes les plus importants se sont produits.

L'analyse de la carte de sismicité de la région maghrébine montre que la sismicité est localisée principalement dans les zones côtières, en mer d'Alboran au Nord d'Oran et sur l'ensemble de la marge méditerranéenne.

Cette sismicité est liée aux mouvements tectoniques complexes de convergence de la plaque africaine au Sud et de la plaque européenne au Nord.

Elle est essentiellement marquée par des séismes superficiels (voir annexe 1 , le séisme, classification des séismes) -profondeur inférieure à 20 km- qui causent des dégâts considérables dans les zones épicentrales.

Jusqu'au 21 mai 2003, cette activité était localisée dans les régions de l'Ouest algérien, d'Ech Cheliff et de la Mitidja à l'Ouest d'Alger. La région de l'Est algérois, reconnue sismotectoniquement active depuis 1988 (M.H.A.T 2004) 17 a été sérieusement affectée le 21 mai 2003 par un tremblement de terre de Magnitude $M_I = 6,8$ causant d'importants dégâts humains et matériels.

Les autres régions du pays sont caractérisées par une sismicité diffuse localisée dans les zones tectoniques et bassins quaternaires des régions des Babors, du Hodna et du Constantinois.

Une importante activité sismique se trouve localisée dans les zones côtières et en mer Méditerranée.

Dans cette région de la Méditerranée occidentale, le contact entre les plaques africaine et eurasienne, a souvent été simplifié et souvent associé à la direction linéaire Est-Ouest que décrit la sismicité depuis l'arc de Gibraltar à l'Ouest jusqu'à l'arc Calabro-sicilien à l'Est.

Cependant, «ce contact est beaucoup plus complexe et correspond à une juxtaposition de blocs continentaux et océaniques, plus ou moins mobiles et déformables» (BADDARI.K ; DJEDDI.M 2002) 18.

Cette situation est marquée par la confrontation des deux domaines stables et rigides formés par les plates-formes européenne et africaine.

L'étude des séismes récents a permis de préciser considérablement les caractéristiques des séismes qui se produisent en Algérie.

C'est ainsi, que nous pouvons affirmer que les séismes qui se produisent dans notre région sont en général faibles à modérés atteignant parfois la magnitude 6.0(P.C.A 2007)19.

Dans certains cas, ils peuvent être violents comme ce fut le cas à El Asnam ; ce séisme est d'ailleurs considéré comme le plus important qu'ait connu la Méditerranée Occidentale.

Toutefois, les séismes algériens sont d'autre part superficiels (P.C.A 2007)20 ne dépassant pas en profondeur les 15 km, ce qui les rend plus perceptibles par la population et donc plus dangereux.

Tous les séismes récents ont souvent mis en relief des structures actives non connues précédemment, indiquant la complexité de l'identification des structures actives profondes.

Il est donc important de noter que des efforts importants doivent être réalisés pour localiser de nouvelles structures actives.

I.16. degré d'aléa sismique des territoires de l'Algérie :

Dépassement de 10% de l'accélération du sol pour une période de 50 ans qui correspond à une période de retour de 475 années(CGS)24.

Cette carte est le résultat de données récentes obtenues à partir des accélérations de sols.

Elle montre que les régions d'El Asnam et Alger restent les plus exposées.

Le séisme du 21 Mai 2003 a montré des accélérations de 0.6 g qu'il s'agit d'introduire aujourd'hui dans cette carte.

Ce constat ne doit pas occulter le fait que beaucoup de zones restent encore inexplorées du point de vue sismique.

L'on s'aperçoit aujourd'hui que les séismes les plus importants se sont produits dans des zones dont le potentiel sismique a été souvent sous-évalué comme ce fut le cas du séisme de Boumerdès 2003 « classée zone II auparavant ».

Ainsi, un inventaire complet des failles actives et sismogènes, accompagné d'une réévaluation du potentiel sismique par des études de paléosismologie doit être envisagée dans le futur, modifiant les cartes déjà établies.

On peut finalement affirmer que pour le futur, il faudra considérer trois zones

- La région Tellienne est la plus exposée (Zone III) ;
- La région des Hauts Plateaux et la région de l'Atlas Saharien sont également sujettes à une faible sismicité (Zone II) ;
- La région saharienne présente une faible sismicité (avec une probabilité négligeable d'occurrence d'un séisme destructeur sur quelques siècles).

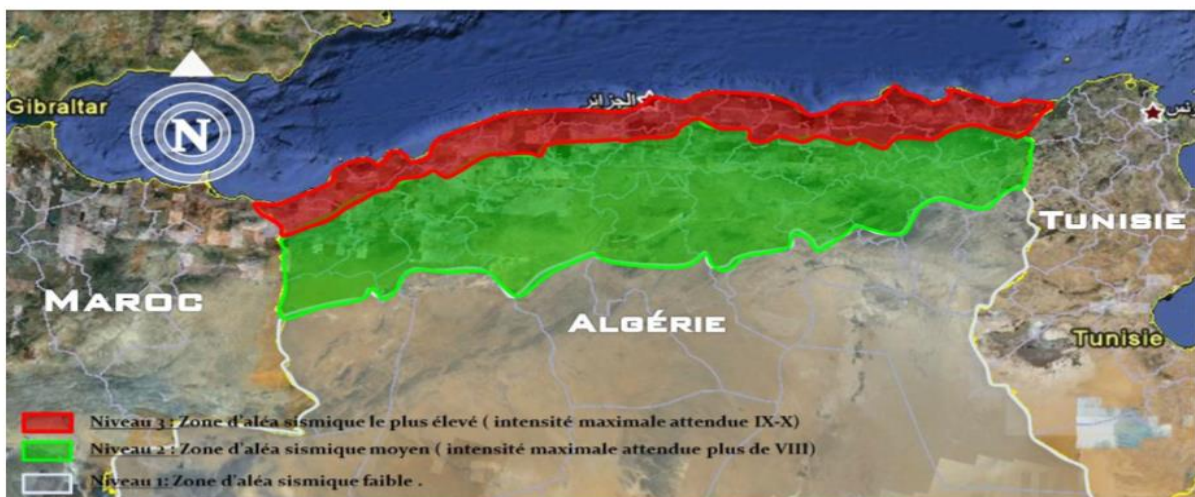


Figure.12 :Niveaux d'aléa sismique en Algérie.

- ❖ Zone 0 : sismicité négligeable.
- ❖ Zone I : sismicité faible.
- ❖ Zone IIa et IIb : sismicité moyenne.
- ❖ Zone III : sismicité élevée.[7]

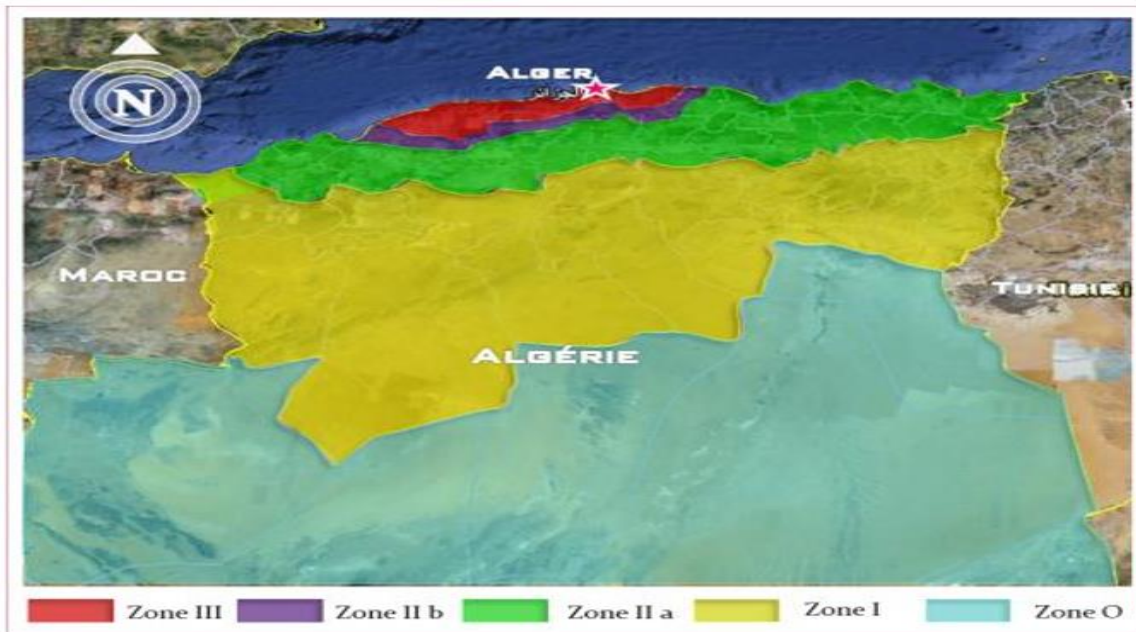


Figure.14: zonage sismique du territoire national.

I.18. Conclusion:

Ce chapitre a pour but de mettre en évidence de phénomène et sismique et l'importance des zones sujettes à des séismes d'importance moyenne à grande est également mise en avant fin de parvenir à une démarche cohérente pour la conception d'un ouvrage stable.

Chapitre II:

Conception des bâtiments dans les zones sismiques

II.1. INTRODUCTION:

Le présent cours offre un large aperçu de l'art de la conception parasismique des bâtiments. Il expose des principes de base à suivre pour réaliser des ouvrages aptes à résister aux tremblements de terre. Ces principes régissent essentiellement:

- la conception
- les dispositions constructives pour
 - la structure porteuse
 - les éléments non porteurs

La conception et le choix des détails constructifs de la structure porteuse (murs, poteaux, dalles) et des éléments non-porteurs (cloisons intérieures, éléments de façade) jouent un rôle déterminant dans la tenue des bâtiments (comportement avant la rupture) et leur vulnérabilité face aux séismes (sensibilité à l'endommagement). Les principes exposés dans ce cours s'appliquent essentiellement aux nouvelles constructions.

II.2. Concept général:

2.1. Concept général de stabilité des bâtiments sous action sismique:

Tous les bâtiments constituent des «boîtes », dont le fonctionnement général est schématisé à la Figure 1 et dont la stabilité implique le respect des 3 conditions suivantes:

Une résistance adéquate des plans constituant la boîte:

a contreventements verticaux: murs, triangulations, portiques

b contreventements ou diaphragmes horizontaux ou sub-horizontaux : planchers, toitures, poutres «au vent », etc...

Un choix convenable de ces plans, tel que la géométrie globale de la boîte reste inchangée lors des mouvements sismiques : limitation des mouvements hors plan, gauchissement,... ; ceci demande:

- A: un nombre convenable de plans de contreventement verticaux et horizontaux.
- B: une bonne disposition relative de ces plans.
- C: Des liaisons adéquates entre ces plans.

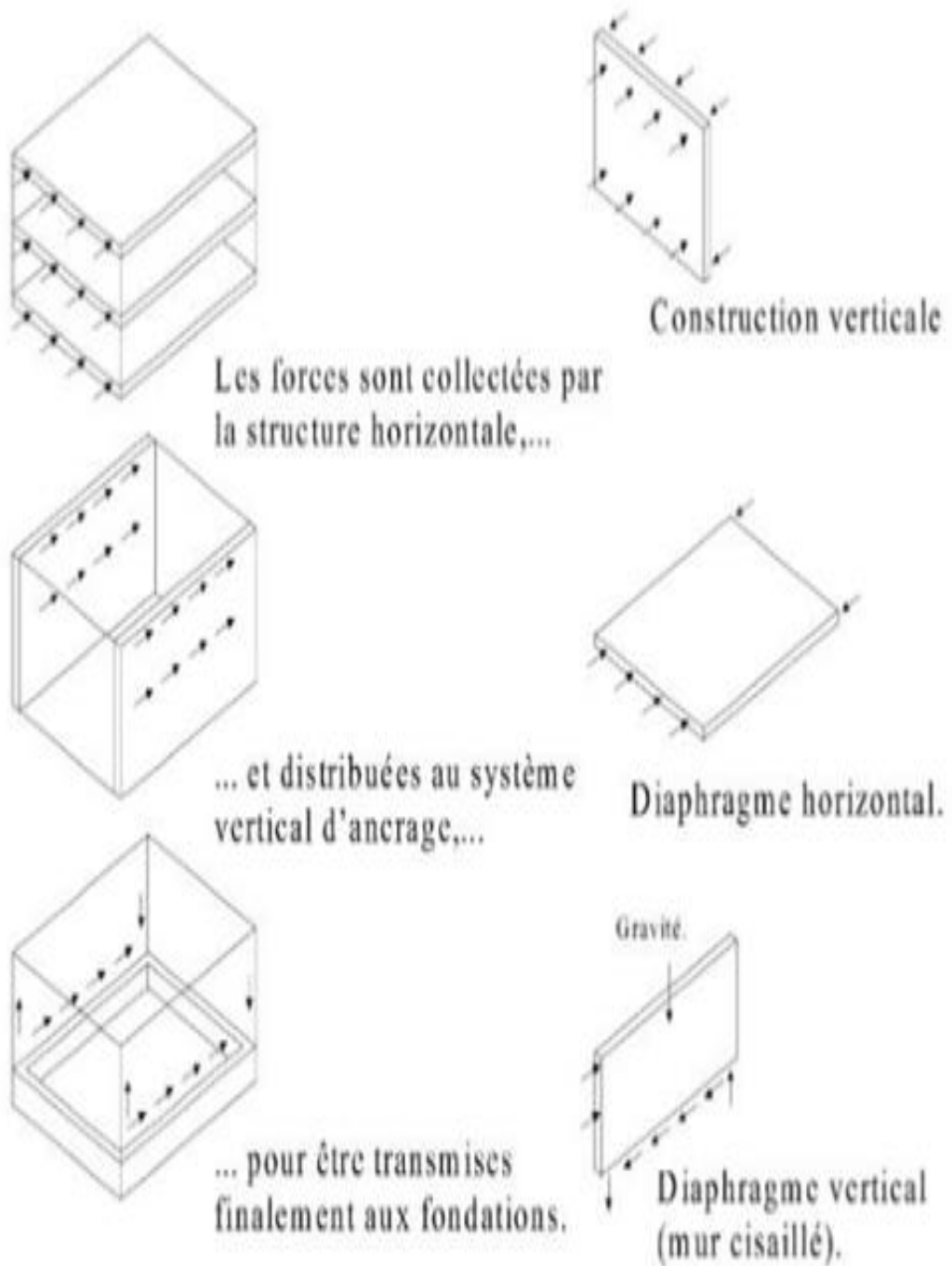


Figure.1 : schéma général de fonctionnement en (boite) pour la reprise des action horizontales de sèisme ou de vent.

2.2. Objectif global :

est de définir une structure capable de subir, sans s'effondrer, les déformations engendrées par l'action sismique. Cet objectif peut être atteint avec succès par des projets d'ossatures de divers types et de divers degrés de capacité de dissipation d'énergie par déformations plastiques -Figure2-en particulier: - des ossatures où les déformations sont essentiellement élastiques -des ossatures qui forment une seule zone plastique significative, généralement en base. Exemple : structure à noyau en béton armé -des ossatures où sont formées de nombreuses zones dissipatives.

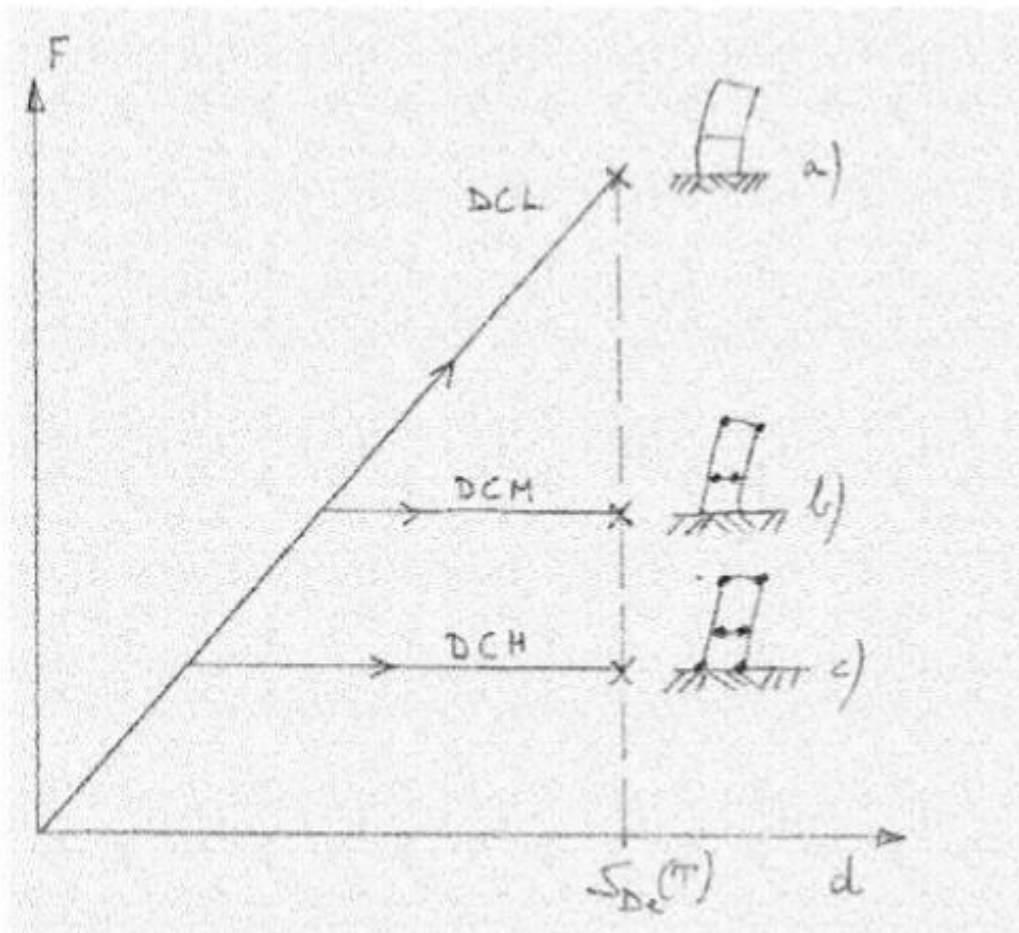


Figure.2 :Comportement d'ossatures de même période T soumises à poussée progressive jusqu'au déplacement de projet $S_{De}(T)$: a) projet à réponse purement élastique DCL, b) projet modérément dissipatif DCM et c) projet très dissipatif DCH.

Ces 3 niveaux possibles de dissipativité des projets sont distingués dans l'Eurocode 8 par :

- des Classes de Ductilité de 3 niveaux, distinguées par les symboles DCL, DCM et DCH et par les valeurs du coefficient de comportement q associé à ces classes (Tableaux 1).
- des exigences de dimensionnement associées au niveau visé de ductilité locale et globale, On discute l'intérêt des options de projet DCL, DCM ou DCH.

Principe de dimensionnement	Classe de ductilité de la structure	Intervalle des valeurs de référence du coefficient de comportement q
Comportement de structure faiblement dissipatif.	DCL (limitée)	$q \leq 1.5 - 2$
Comportement de structure dissipatif.	DCM (moyenne)	$q \leq 4$ également limité par type d'ossature.
	DCH (haute)	Uniquement limité par type d'ossature.

Tableau.1 : principes de dimensionnement classes de ductilité des structures et limites supérieures des valeurs de référence des coefficients de comportement.

II.3. PRINCIPES DE CONCEPTION PARASISMIQUE DES BATIMENTS:

3.1. Simplicité:

Le comportement d'une structure simple est plus facile. À comprendre et à calculer; le risque d'omettre un phénomène particulier, comme une interaction entre parties de raideur différentes ou un cumul d'effets différents entre ces parties est faible. La simplicité d'ensemble concourt à la simplicité des détails.

3.2. Continuité:

Toute discontinuité dans le dessin d'une structure conduit à une concentration de contraintes et de déformations. Une structure discontinue est toujours mauvaise, car le mécanisme de ruine qu'elle fait intervenir est local. Le principe de continuité a un impact sur le dessin d'ensemble des structures, qui est explicité dans les principes 3 et 4. Le principe de continuité se traduit aussi dans les détails de structure et dans la surveillance de chantier.

3.2.1. Dans les détails de la structure:

il faut -éviter les affaiblissements de section (âmes évidées) -réaliser des poutres et poteaux d'axes concourants; -éviter les changements brutaux de directions des éléments porteurs - éviter les changements brutaux de largeurs des éléments porteurs; d'où il découle que les largeurs des poutres et poteaux concourantes doivent être peu différentes -soigner la conception des assemblages des éléments

préfabriqués - positionner les joints de montage (acier, système industrialisés en béton) ou les reprises (béton armé) en dehors des zones fortement contraintes

3.2.2. Surveillance du chantier:

Il s'agit d'un aspect particulièrement important pour garantir la qualité réelle du travail effectué, en particulier: -le positionnement des éléments préfabriqués en béton -le bétonnage de leurs joints d'assemblage -la mise en place correcte des armatures, l'exécution soignée des reprises, en béton armé -la qualité des matériaux mis en œuvre.

3.2.3 Régularité en plan:

Le mouvement sismique horizontal est un phénomène bidirectionnel. La structure du bâtiment doit être capable de résister à des actions horizontales suivant toutes les directions et les éléments structuraux doivent des caractéristiques de résistance et de rigidité similaires dans les deux directions principales, ce qui se traduit par le choix de formes symétriques Critères de régularité en plan'après l'Euro code 8: méthode des forces de remplacement.

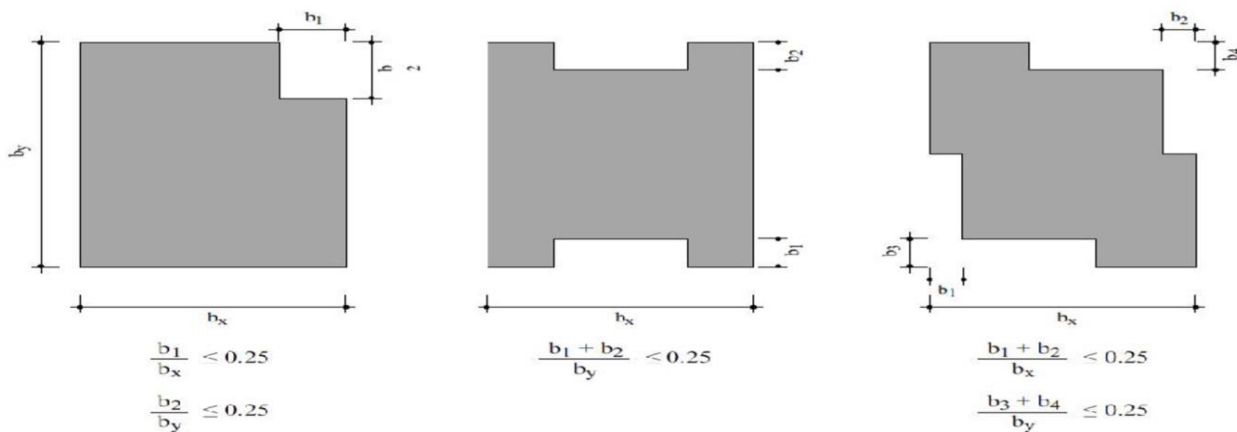


Figure.3 :Régularité en plan.

La forme idéale n'est pas seulement symétrique suivant deux axes, mais se rapproche de l'axisymétrie (Figures 2 et 3), car des dégâts importants ont souvent été observés à la jonction des pans dans des structures composées de plusieurs pans perpendiculaires.



Figure.4: Formes favorables : plans simples à 2 axes de symétrie (AFPS, 2002).

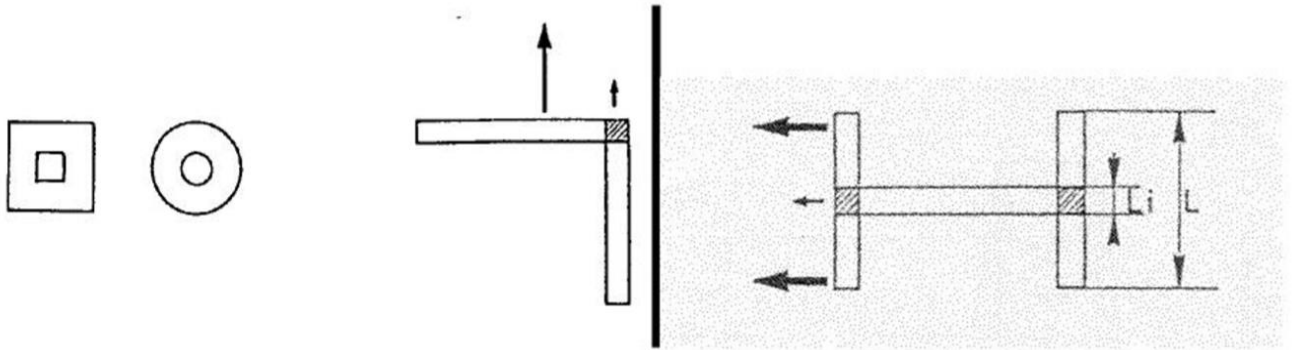


Figure.5: Effets néfastes de l'asymétrie.

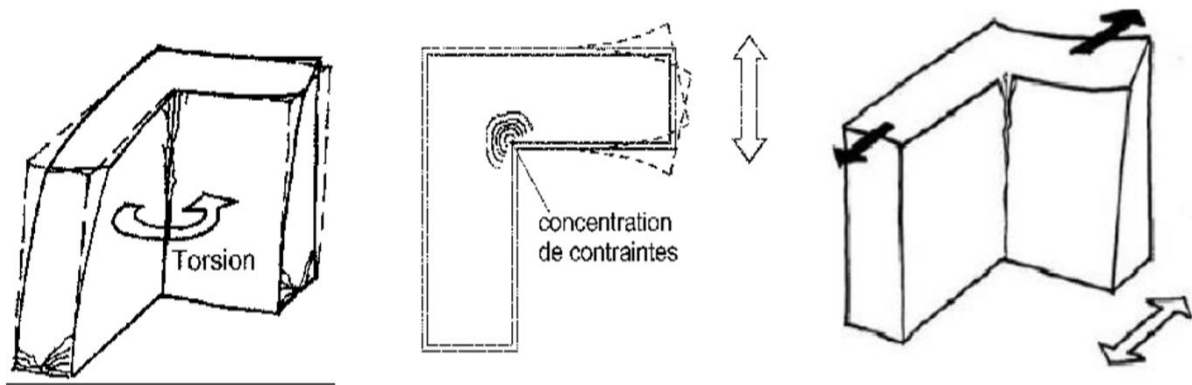


Figure.6: Oscillations différentielles dommages dans les angles rentrants.

Ce qui est vrai pour la flexion d'ensemble l'est aussi pour la torsion : les éléments reprenant la torsion doivent être distribués assez symétriquement. Le non respect de ce principe peut conduire à une déformation permanente gauchie de la structure.

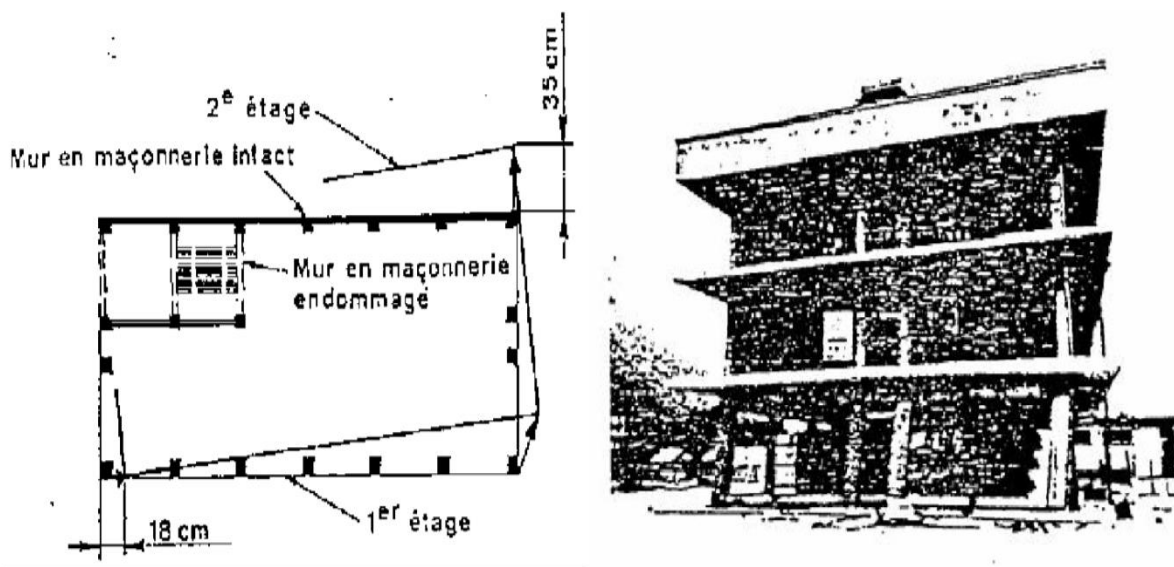


Figure.7: Influence de la forme du bâtiment sur les effets dus à la torsion : concentration de contraintes dans les angles rentrants (en haut) ; rotation permanente (en bas).

3.4. Régularité en élévation:

Dans la vue en élévation, les principes de simplicité et de continuité se traduisent par un aspect régulier de la structure primaire, sans variation brutale de raideur. De telles variations entraînent des sollicitations locales élevées.

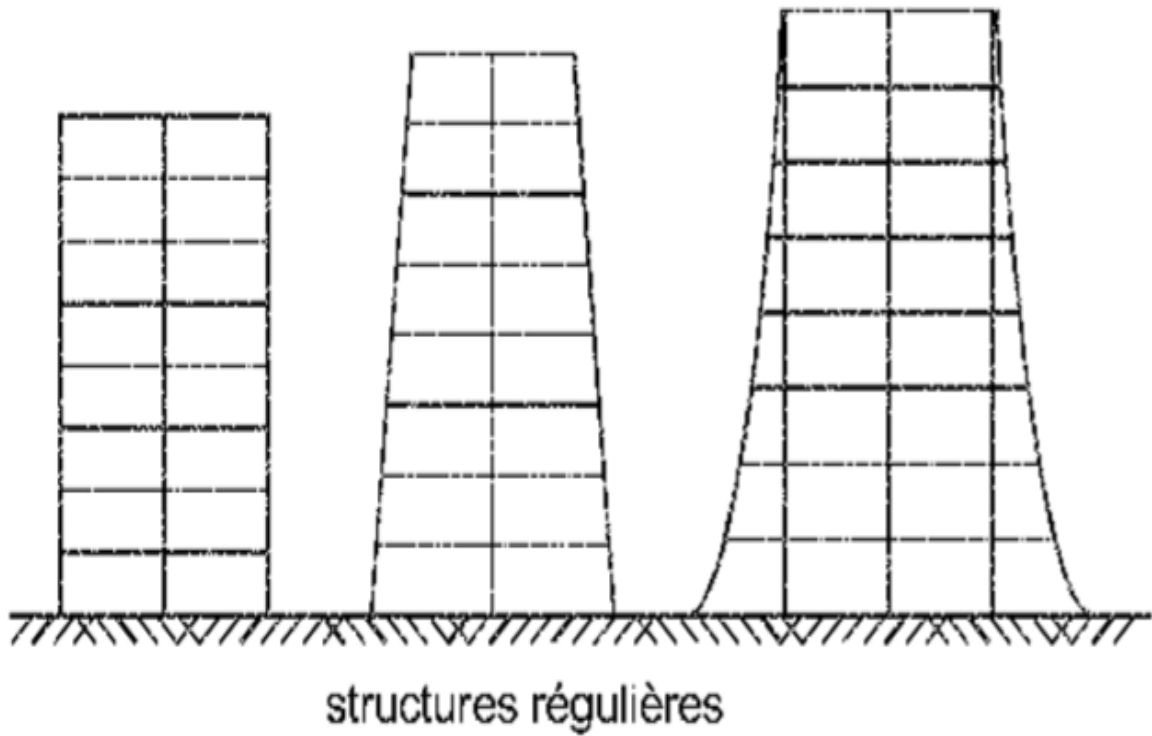


Figure.8: Régularité en élévation.

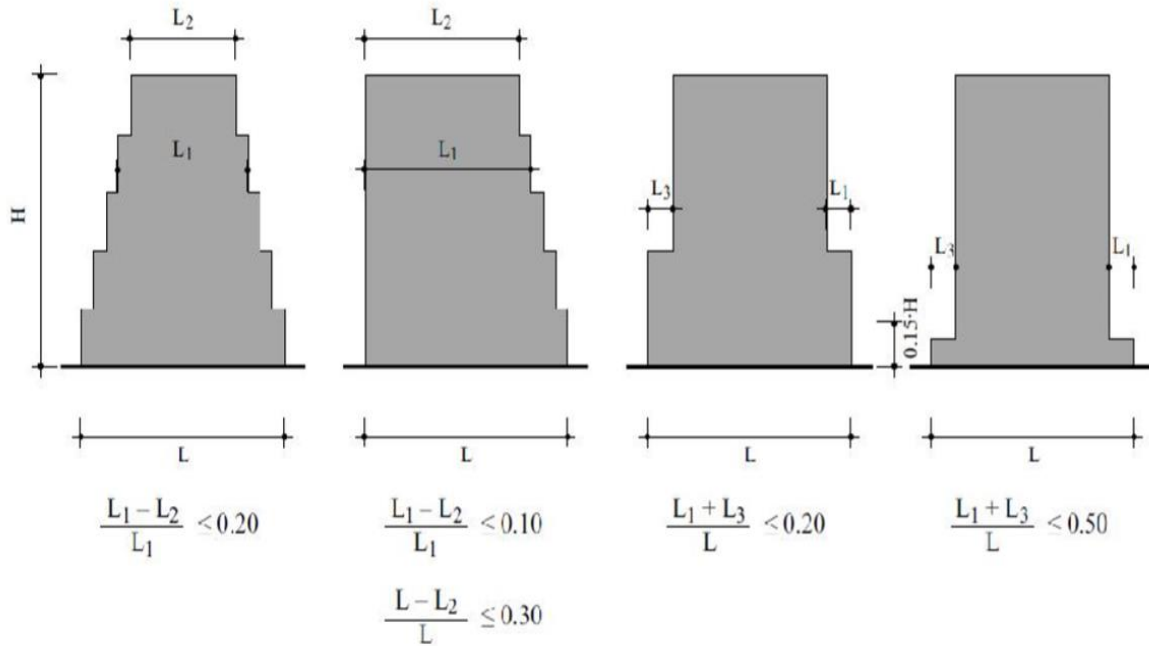


Figure.9: Critères de régularité en élévation d'après l'Euro code 8: méthode des forces de remplacement.

Les problèmes rencontrés dans les irrégularités en élévations sont les distributions de la masse, la rigidité et la résistance ainsi que les oscillations différentielles (Figure) «La structure devrait avoir une distribution uniforme et continue de la masse, de rigidité, de la résistance et de ductilité.

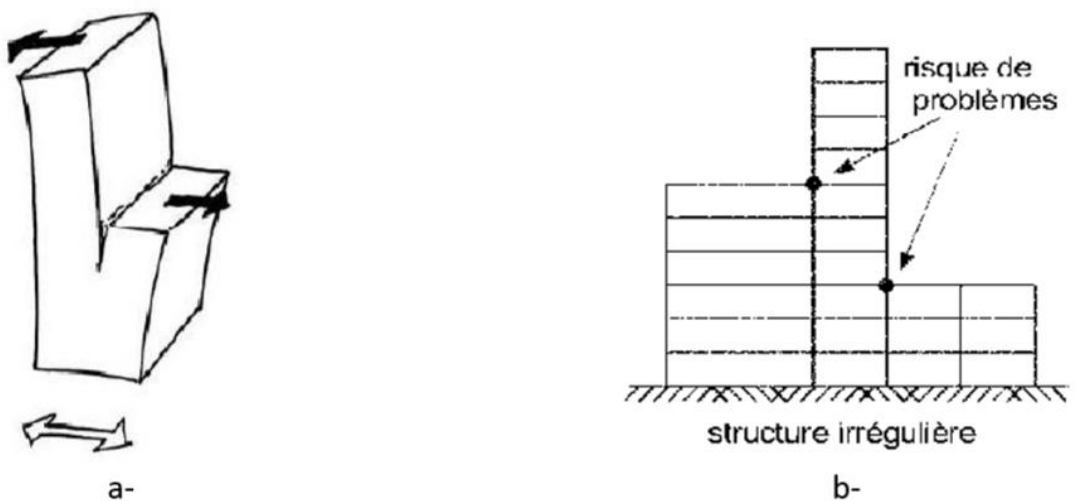


Figure.10: Oscillations différentielles dommages dans les angles rentrants dans le plan vertical.

- Oscillations différentielles dommages dans les angles rentrants dans le plan vertical .

Le principe de distribution continue et uniforme des éléments résistants de la structure primaire demande d'assurer une continuité des poteaux et des murs structuraux, sous peine de créer la situation d'«étage mou» schématisée à la Figure.

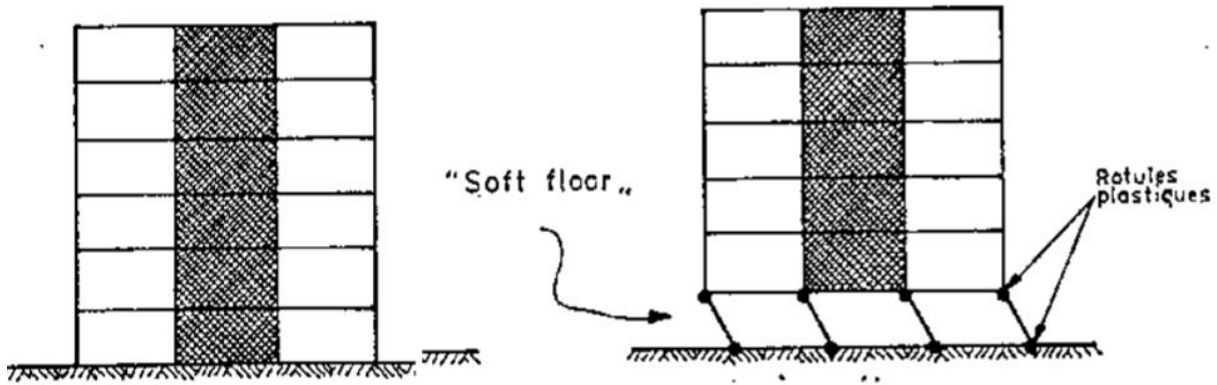


Figure.11 :régularité en élévation. A droite: niveau rez flexible ou "mou "(anglais : soft).

Les niveaux transparents sont très courants dans les bâtiments parce qu'on laisse le rez de chaussée ouvert en raison de l'usage: commerces, bureaux, réception dans les hôtels, parkings. Les niveaux transparents sont fortement déconseillés dans les zones sismiques car ils peuvent constituer des niveaux flexibles, dans lesquels se concentrent toutes les déformations de la structure

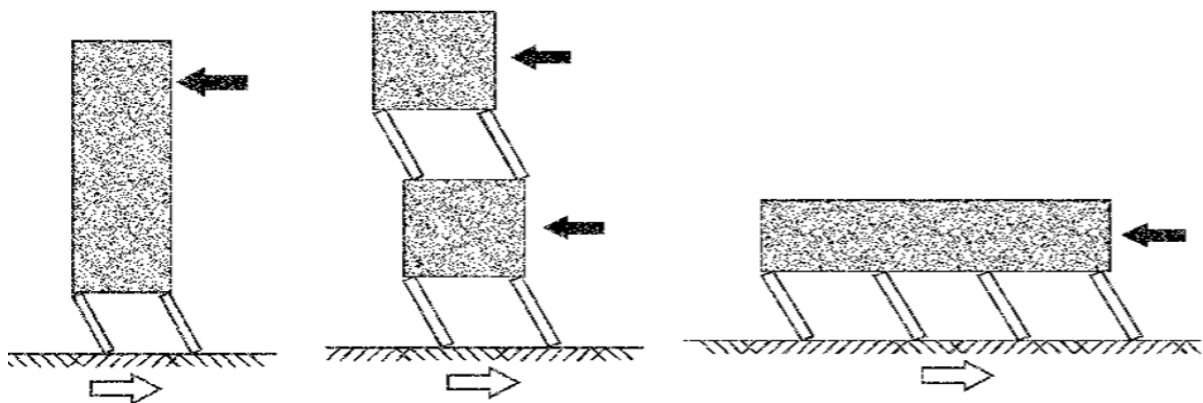


Figure.12 :Bâtiments avec niveaux transparents.

Lorsque les niveaux transparents sont plus flexibles que les autres niveaux, les poteaux de ces niveaux subissent de grandes déformations qui peuvent provoquer la ruine du bâtiment, (AFPS, 2002).

Le résultat de cette disposition est souvent l'effondrement de l'«étage mou», qui entraîne l'effondrement total du bâtiment.

Les structures en portique dans lesquelles sont disposés des murs de remplissage sont particulièrement sujettes aux ruines d'«étage mou», car leur analyse au moment du projet est souvent effectuée en considérant que la structure est une ossature en portiques et que les parois de remplissage sont non structurales et n'interviennent que par leur masse. La réalité peut être très différente et 2 situations néfastes sont possibles.

Les contre mesures à ces situations d'«étage mou» associées à des remplissages sont les suivantes.

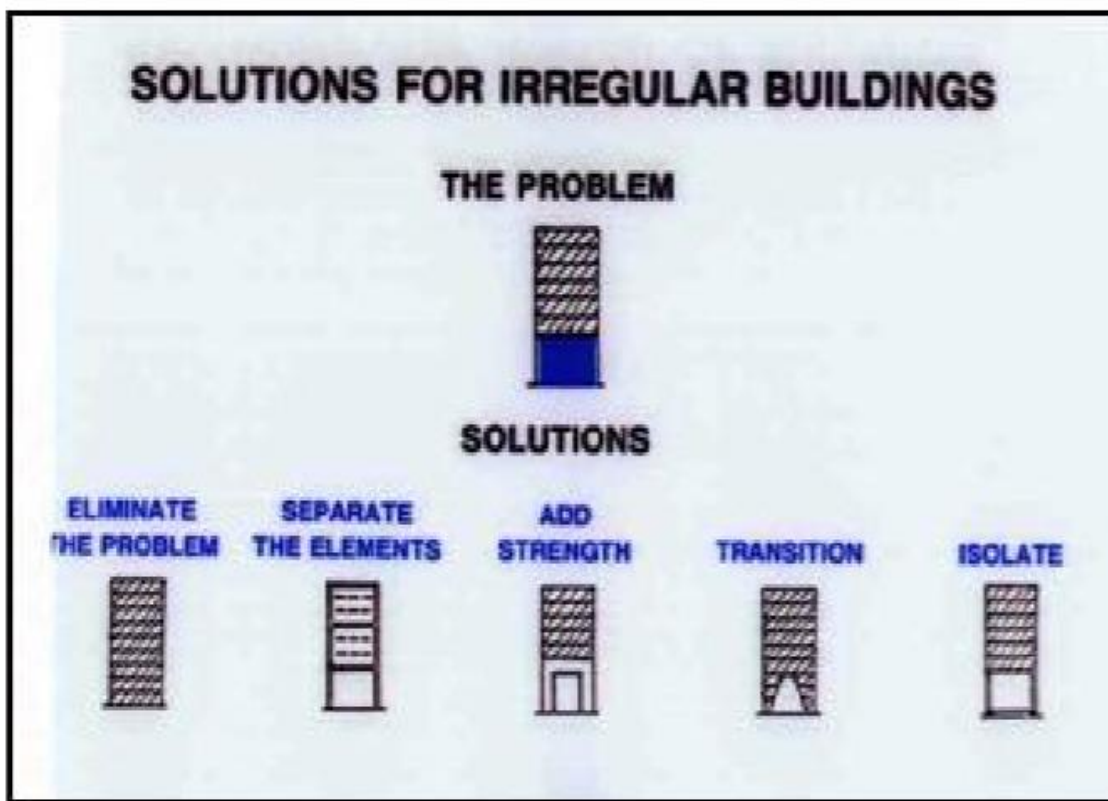


Figure.13 : solutions proposés pour éviter des niveaux transparents (mou ou souple).

1. L'étude de la structure considère celle-ci comme un mur en maçonnerie et l'évaluation des périodes est faite sur ce modèle (périodes T plus petites, résultante de cisaillement plus grande) ; le coefficient de comportement q est celui, plus petit, des maçonneries.
2. L'étude de la structure considère celle-ci comme un portique. On prend la précaution de ne pas monter les remplissages en contact raide avec les portiques, en interposant sur les côtés verticaux et supérieurs des remplissages un joint flexible (Figure 9: séparation entre allèges et poteaux).
3. L'étude de la structure considère celle-ci comme un portique. Les remplissages sont faits de maçonneries offrant nettement moins de résistance et/ou de raideur que l'ossature en portique.
4. On interdit la construction en zone sismique de bâtiments dont la structure «primaire» de contreventement est faite de portiques, en particulier en béton armé, et on impose des structures à voiles porteurs ou en charpentes acier, plus sûres.

3.5. Raideur et résistance à la torsion:

La distribution des contraintes dans un solide soumis à torsion est telle qu'il faut que les éléments susceptibles de donner la raideur/résistance torsionnelle à la structure soient portés le plus possible vers la périphérie du bâtiment pour atteindre leur effet maximal. Figures 11 et 12. Une résistance et une rigidité appropriées à la torsion sont nécessaires pour limiter les mouvements du bâtiment et les sollicitations des éléments structuraux dus à la torsion. La disposition constructive, classique en zone non sismique, où un seul noyau central (cage d'escalier et ascenseur) constitue le seul contreventement, offre peu de raideur torsionnelle et peut conduire à des sollicitations élevées des portiques périphériques.

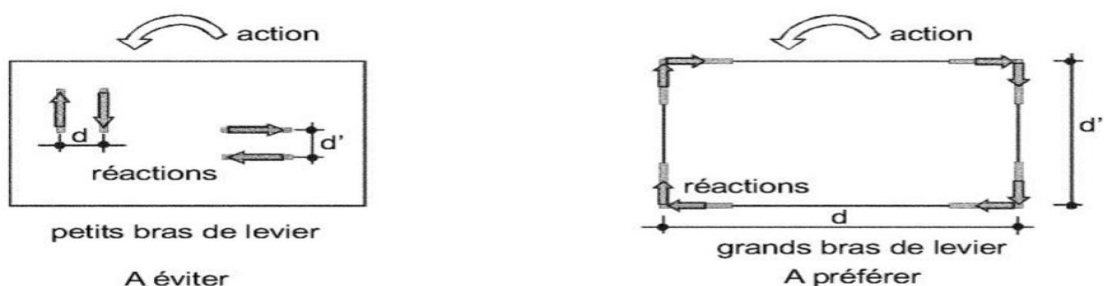


Figure.14: Une grande distance entre les éléments parallèles favorise la résistance de la structure à la torsion grâce à un bras de levier important dans le plan *horizontal*.

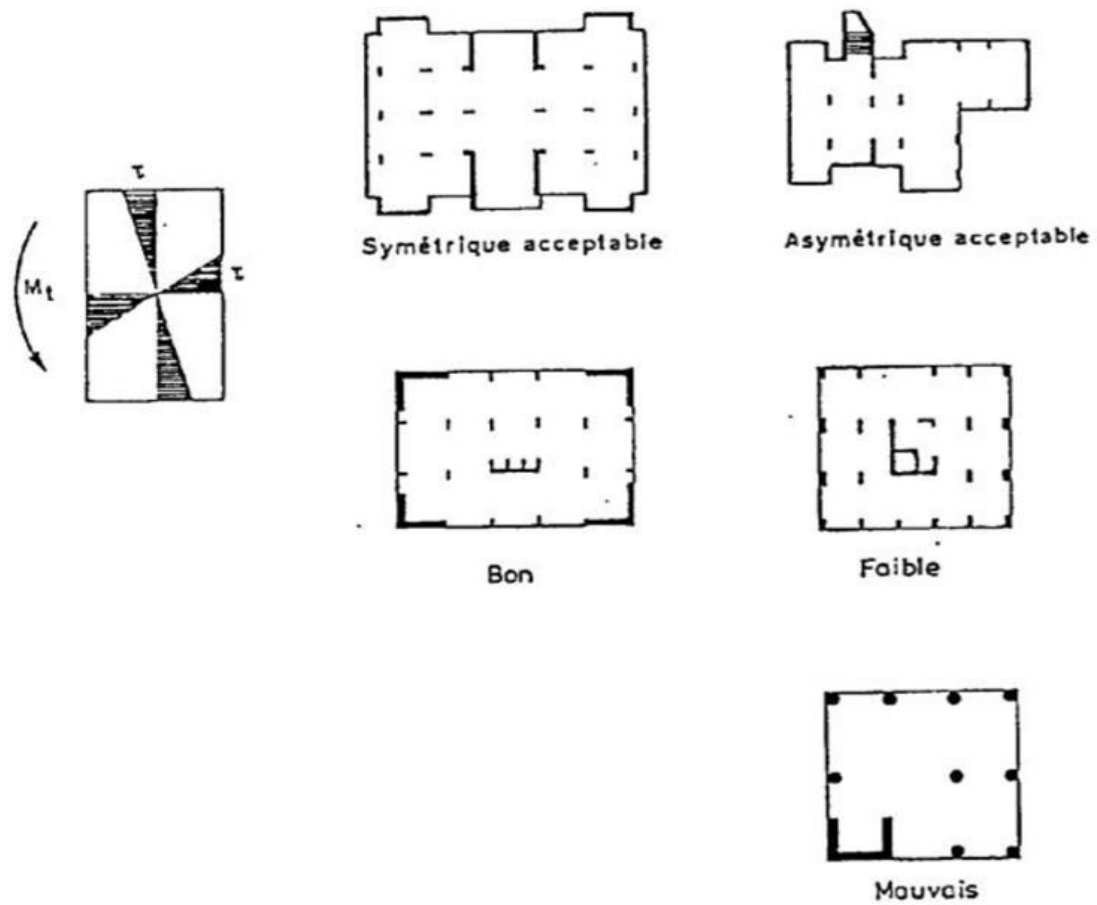


Figure.15: Dispositions des contreventements pour la reprise de la torsion.

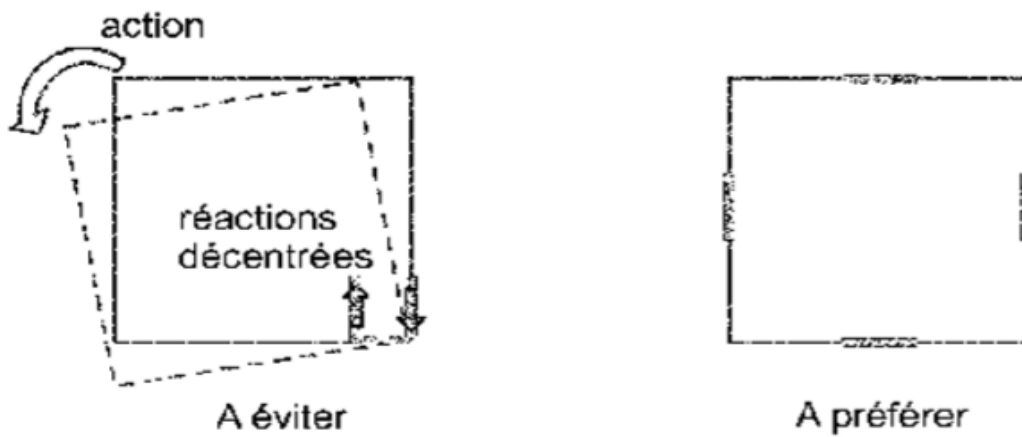


Figure.16: Une position décentrée des éléments de contreventement est à l'origine d'une sollicitation du bâtiment en torsion (en plus d'un bras de levier très faible) (AFPS, 2002).

3.6. Diaphragmes efficaces:

Les diaphragmes d'un bâtiment sont les structures horizontales qui reportent l'action horizontale, résultant de la mise en mouvement des masses des planchers et de leurs charges, vers les structures verticales de contreventement. Les diaphragmes doivent être peu déformables dans leur plan, de manière à assurer une distribution efficace de l'action horizontale entre les différentes structures verticales. Idéalement, ils assurent à chaque niveau où ils sont présents une absence de déplacement horizontal relatif entre les structures verticales. Dans ce cas, l'action horizontale résultante à un niveau se répartit sur les contreventements verticaux proportionnellement à la raideur relative de ces derniers. Les éléments verticaux les plus rigides supportent ainsi les charges les plus importantes. Lorsque la raideur d'un contreventement vertical diminue à cause de fissurations ou de sa ruine, les efforts qu'il ne peut plus reprendre sont automatiquement redistribués par le diaphragme horizontal sur les autres contreventements verticaux. Il est donc souhaitable que le nombre de contreventements verticaux soit supérieur au minimum nécessaire à la stabilité de la structure. Le rôle de diaphragme est joué par la toiture et par les planchers, qui peuvent être constitués de différentes façons : plancher en béton armé, mixte,

illage de poutres contreventées, treillis spatial, portiques horizontaux. La rigidité des diaphragmes dépend: - de leur forme: les diaphragmes longs et étroits sont flexibles. Les diaphragmes présentant des angles rentrants peuvent subir des concentrations de contraintes entraînant des dommages. - des rigidités respectives du diaphragme et du contreventement vertical. Si la rigidité du contreventement vertical est importante (murs en maçonnerie ou voiles de béton), les portées modérées du diaphragme sont préférables afin de limiter leur flexibilité. - de leur matériau: les planchers en contreplaqué sur solives en bois se comportent comme des diaphragmes relativement rigides dans une structure en bois, mais sont flexibles dans une structure en maçonnerie. - de l'efficacité de la solidarisation de leurs éléments constituants (exemple : diaphragme en treillis de bois) - de l'importance des ouvertures (trémies) qui devrait être minimisée. La présence de trémies est à l'origine de concentrations de contraintes, les plus importantes dans les angles rentrants. Les ouvertures doivent être les plus petites possibles et leur contour renforcé.

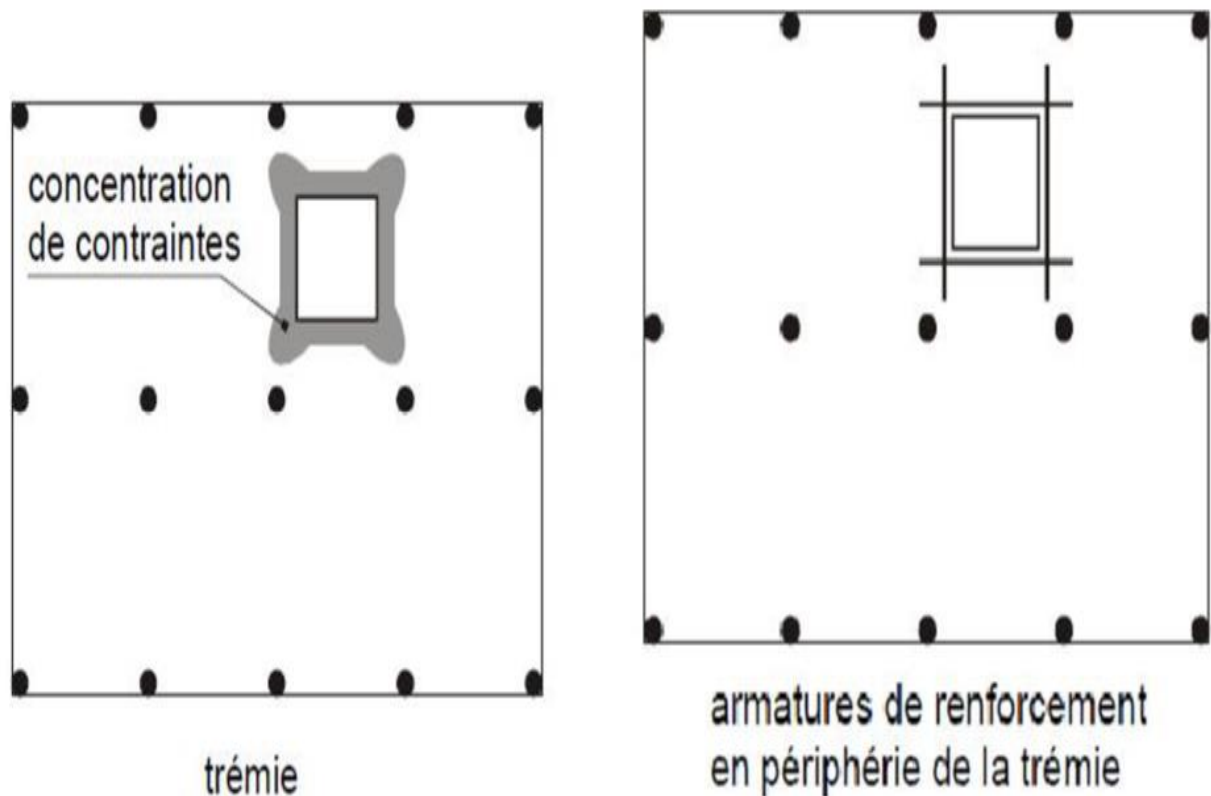


Figure.17 :Diaphragme avec trémie.

Les liaisons d'un diaphragme aux structures de contreventement verticales sont calculées pour permettre le transfert de l'action horizontale du niveau considéré. Des connecteurs adéquats, goujons, armature de cisaillement, sont utilisés à cette fin. De même, les dégâts importants et les victimes nombreuses du tremblement de terre en Arménie (1989) résultent principalement d'une faiblesse des diaphragmes dans des bâtiments en béton armé dont la structure était : 1. verticalement, des murs porteurs en panneaux de béton armé

2. horizontalement, des hourdis en béton armé sans liaison armée entre eux (couche de recouvrement armée coulée sur place), offrant donc peu de raideur dans un plan horizontal; de plus, des fixations positives (ancrages) aux poutres faisaient défaut.

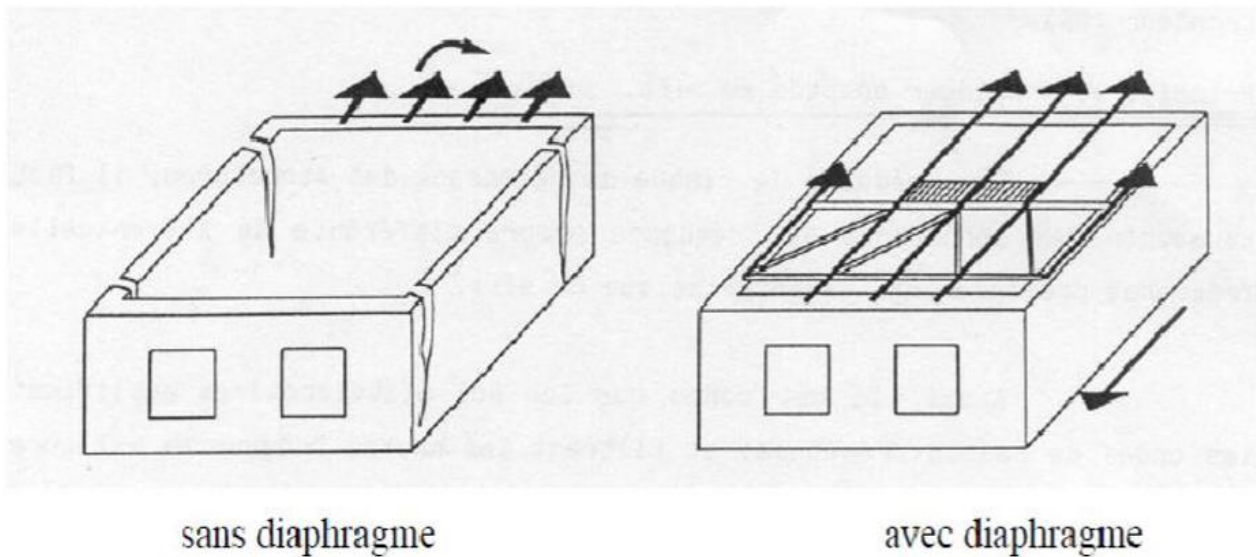


Figure.18: Effet d'un séisme sur une construction en maçonnerie sans (à g.) et avec (à dr.)

Au niveau des fondations, il doit aussi exister une liaison empêchant l'écartement ou le rapprochement relatif des éléments verticaux de la structure. Une solution de type radier général est favorable dans ce sens. Si on utilise des semelles de fondation isolée, elles doivent être reliées entre elles par des poutres capables de transmettre en traction ou en compression une fraction de la réaction verticale d'appui (ordre de grandeur 10%).

3.7. Des éléments structuraux verticaux surdimensionnés:

La ruine des éléments structuraux verticaux d'un bâtiment a un impact nécessairement catastrophique, car elle entraîne la chute d'un étage, qui entraîne à son tour souvent l'effondrement total de la structure. Il est donc fondamental pour la sécurité d'éviter à tout prix la ruine des éléments structuraux verticaux. Ceux-ci sont hélas potentiellement le siège de plusieurs modes de ruine sans guère de ductilité -flambement -écrasement (peu ductile en béton armé) -cisaillement alterné (fragile en béton armé, ductile en acier) De plus, si les éléments structuraux verticaux sont le siège de flexions M combinées à de la traction ou de la compression N , leur moment de flexion résistant: - peut perdre tout caractère de moment «plastique» ductile, en particulier en béton armé car la capacité de raccourcissement de ce matériau dans le domaine plastique est très faible et sa ruine en compression fragile. -peut être fortement réduit par rapport à une situation de pure flexion.

Dans les poteaux également, la zone de nœud est soumise à fort cisaillement du fait des moments de flexion de signe opposé qui se développent dans les poutres. La ruine par cisaillement de la zone de nœud n'est en aucun cas ductile dans les constructions en béton armé. Par contre, le cisaillement plastique de la zone de nœud d'un poteau en acier est extrêmement ductile et acceptée dans des proportions limitées.

3.8. Choix rationnels relatifs aux masses:

Le choix de planchers légers plus performants peut ainsi entraîner une réduction des quantités et coûts d'ossature et de fondation, car les planchers représentent environ 80% de la masse d'un bâtiment. Cette réduction de prix de l'ossature peut compenser le surcoût des planchers plus performants.

3.9. Fixation des éléments non structurels:

La première cause de mort en cas de séisme de faible intensité est la chute d'éléments non structurels mal fixés ou peu résistants placés en hauteur: cheminées (mortiers dégradés), éléments décoratifs de façade, cloisons ou vitrages appliqués aux façades, parois intérieures de séparation simplement posées au sol (maçonneries intérieures des immeubles) et non tenues en leur point haut, bibliothèques, équipements techniques, etc...

II.4. OPTIONS DE CONCEPTION:

4.1. ossatures en acier ou en béton armé:

On peut construire parasismique en béton armé ou en acier (. Cependant, les observations effectuées après tremblement de terre mettent en évidence de très nombreuses ruines totales de bâtiments en béton armé, alors que les dégâts aux bâtiments en acier sont inexistantes ou limités à quelques zones de l'ossature, en particulier les assemblages. Plusieurs raisons justifient cette réalité. Les charpentes métalliques font l'objet d'un projet et d'un montage effectués presque nécessairement par des personnes qualifiées. Beaucoup de bâtiments en béton armé dans le monde sont exécutés pratiquement sans plan ou sur base de plans approximatifs établis par des personnes peu formées. Les charpentes métalliques font usage de produits manufacturés et les produits mis en œuvre correspondent aux caractéristiques considérées dans le calcul de l'ossature. Le béton armé est, dans beaucoup de pays, un matériau de qualité moins maîtrisée ; le contrôle de qualité du matériau béton, le contrôle de la conformité des plans à la Norme parasismique, le contrôle de la position des armatures font souvent défaut ou sont imparfaits. Il existe de nombreux mécanismes dissipatifs locaux possibles en charpentes métalliques. Ce nombre est de 7 si on se réfère au Chapitre 9. Souvent plusieurs mécanismes contribuent à la dissipativité. Ainsi, quand on surdimensionne les assemblages par rapport aux éléments assemblés, on impose encore que dans l'assemblage, qui devrait alors pourtant rester élastique, la résistance des plats à la pression diamétrale (phénomène ductile) soit inférieure à la résistance au cisaillement des boulons (qui correspond à une ruine présumée non ductile), de sorte qu'à la fois on peut atteindre de la ductilité là où on le souhaite (dans la barre), mais aussi, si nécessaire, là où on ne l'a pas prévu (dans l'assemblage). De même, dans les ossatures en portique en acier, si les moments plastiques de poutres sont trop élevés (suite à une erreur sur la nuance d'acier, par exemple), il y a cisaillement plastique cyclique du panneau d'âme du poteau, mais ce phénomène est aussi très

ductile . En béton armé, il n'existe qu'un seul mécanisme dissipatif possible, la flexion plastique dans des éléments raisonnablement peu comprimés. N'importe quel événement adverse à la formation de ce mécanisme de flexion plastique conduit à une ruine locale fragile entraînant souvent la ruine totale de la structure. Ainsi, dans l'exemple d'une ossature en portique où les moments plastiques de poutres seraient trop élevés (suite à une hauteur de poutre trop élevée, par exemple), le cisaillement cyclique du béton armé entraîne une ruine rapide des nœuds de l'ossature et son effondrement complet. La combinaison des facteurs mentionnés explique les observations souvent négatives effectuées après tremblement de terre pour les bâtiments en béton armé, en particulier dans les ossatures en portique où le degré d'hyperstaticité élevé correspond facilement à une multiplication de zones néfastes plutôt que de zones dissipatives. . On note que la même remarque vaut pour les ossatures en portique d'acier, si l'exécution des assemblages ne garantit pas la formation de mécanismes de ruine ductile. Ceci est arrivé à Northridge (1994) et Kobe (1995), sans entraîner la ruine totale des bâtiments concernés. Il est possible que de telles ruines se produisent dans le futur, impliquant des bâtiments réalisés à l'époque où les exigences relatives aux assemblages soudés étaient insuffisantes. En conclusion, on peut réaliser des structures parasismiques en béton armé comme en acier, mais en béton armé plus qu'en acier il importe d'être rigoureux quant au respect des règles de projet (et au contrôle lors de l'exécution. Il appartient à l'auteur de projet de choisir le matériau et le type d'ossature à construire en fonction de la fiabilité de l'environnement technique.

II.5. Conclusion:

Les systèmes structurels ne sont pas réciproques, nous ne voulons pas les changer, car le coût de changement du système est supérieur au coût d'augmentation des matériaux nécessaires pour reprendre l'action sismique. Alors que les projets structurels à faible dispersion sont ceux dans lesquels l'action du vent est égale ou supérieure à l'action sismique.

Chapitre III:

**Simulation numérique de l'interaction dynamique
sol-structure**

III.1. Introduction:

Pour étudier l'effet de l'interaction dynamique sol structure sur le comportement des structures.

On a choisi un cas simple d'une structure d'un Minaret d'une mosquée de hauteur $H=18.40m$ et de dimension en plan $3.50 \times 3.50 m^2$, le système de structure est auto stable et pour tenir compte de ISS on choisit sept modèles du système de fondations.

On fait la modélisation avec le logiciel Sap2000 V21, dans cette version on peut tenir compte de l'interaction sol-structure (ISS), car il y a la possibilité de modélisé le sol ou il est implanté l'ouvrage, la modélisation se fait en 2D .

La modélisation de la structure avec le logiciel Sap2000 se fait selon deux cas , le premier cas on ne tient pas compte de l'interaction sol-structure (ISS), dans ce cas il y a quatre modèles : semelles encastés, semelles avec ressorts, radier avec ressort, radier encasté ,dans le deuxième cas et pour tenir compte de l'interaction sol-structure (ISS) on va modéliser le sol dans le même modèle avec la structure, dans ce cas on va choisir trois modèles :semelles dans un massif de sol, radier dans un massif de sol, et sol sans structure, et dans tous les cas la structure est implanté à la surface du sol sans ancrage.

Pour modéliser l'effet dynamique on utilise le spectre de réponse pour une zone de faible sismicité la zone 1 et pour le sol on choisit un sol meuble (S3), et on pour étudier un cas d'un séisme real on utilise l'histogramme du séisme de Boumerdes 2003, selon le règlement parasismique Algérien RPA.

Dans l'analyse on va faire la comparaison des résultats des déférents cas au niveau l'effort normale, l'effort tranchant, le moment et la flèche pour chaque nœud suivant la hauteur et on va prendre comme modèle de référence le modèle semelles encastées.

III.2. Présentation du logiciel SAP2000:



Figure.1: Présentation du logiciel SAP2000.

2.1. Introduction au SAP2000:

SAP2000 est un logiciel de génie civil polyvalent idéal pour l'analyse et la conception des ingénieurs travaillant sur des installations de transport, industrielles, publiques, sportives et autres. Les systèmes basés et avancés, allant de la 2D à la 3D, de la géométrie simple au complexe, peuvent être modélisés, analysés, conçus et optimisés à l'aide d'un environnement de modélisation basé sur des objets pratiques et intuitifs qui simplifient et rationalisent le processus d'ingénierie.

SAP2000 est basé sur des objets, ce qui signifie que les modèles sont associés à des membres qui représentent la réalité physique. Une poutre avec plusieurs membres encadrant dans elle est créée en tant qu'objet unique, tout comme elle existe dans le monde réel, et le maillage nécessaire pour garantir que la connexion existe avec les autres membres est gérée en interne par le programme. Les résultats d'analyse et de conception sont rapportés pour l'objet global, et non pour chaque sous-élément qui le compose, fournissant des informations qui sont à la fois plus faciles à interpréter et plus cohérentes avec la structure physique.

Les modèles de modélisation intégrés, les affectations de chargement basées sur le code, les options d'analyse avancées, les procédures d'optimisation de la conception et les rapports de sortie personnalisables se coordonnent tous sur une plate-forme puissante pour rendre SAP 2000 particulièrement utile pour les professionnels. Il s'est avéré être le programme structurel général le plus intégré, le plus productif et le plus pratique. Nous pouvons désormais réduire la puissance de SAP2000 pour toutes nos tâches d'analyse et de conception, y compris les petits problèmes quotidiens.

2.2. Quelques particularités de Sap2000:

- **Modèles:**

SAP2000 propose une large sélection de modèles pour démarrer rapidement un nouveau modèle. SAP2000 inclut des modèles paramétriques pour les types de structures suivants: poutres simples, fermes 3D, cadres 3D, cuves de stockage, escaliers, structures de barrage et tuyaux.

- **Systèmes de grilles:**

Les grilles peuvent être définies comme cartésiennes ou cylindriques dans SAP2000. Il n'y a pas de limite au nombre de systèmes de grille dans le modèle et ils peuvent être tournés dans n'importe quelle direction ou placés à n'importe quelle origine dans le modèle.

- **Plans et élévations:**

Les vues en plan et en élévation sont automatiquement générées à chaque ligne de quadrillage pour permettre une navigation rapide dans le modèle. Les utilisateurs peuvent créer leurs propres sections d'élévation à l'aide des fonctions d'élévation développées.

- **Édition interactive de la base de données:**

La modification interactive de la base de données permet aux utilisateurs de modifier les données du modèle dans une vue de table, ce qui simplifie la tâche de modification du modèle. Les tableaux sont facilement exportables et importables depuis Microsoft Excel et Microsoft Access.

- **Outils de maillage:**

Les ingénieurs disposent de nombreuses options en matière de génération de maillage dans SAP2000. Sélectionnez simplement l'objet de zone, puis sélectionnez les règles à utiliser par le générateur de maillage automatique.

- **Composants structurels:**

- ✓ Joints : SAP2000 crée automatiquement des joints aux intersections d'objets structuraux ou aux articulations internes lors de la mise en maille d'objets structuraux. Les coordonnées conjointes et l'information peuvent être affichées à l'écran dans la fenêtre du modèle ou au format tabulaire.
- ✓ Cadres: L'élément de cadre utilise une formulation générale, tridimensionnelle, de colonne de poutre qui inclut les effets de la flexion biaxiale, de la torsion, de la déformation axiale et des déformations de cisaillement biaxiale - SAP2000 une bibliothèque intégrée de propriétés standard de béton, d'acier et de section composite de Sections de Norme internationale.
- ✓ Câbles: Le câble est un élément hautement non linéaire utilisé pour modéliser le comportement caténaire de câbles minces sous leur propre poids. La résistance à la tension et la non-linéarité de grande déviation sont intrinsèquement incluses dans la formulation.

Il y a plus de composants comme les tendons, les coques, les solides, les liens, les charnières et les ressorts.

- **7. Chargement:**

- ✓ Chargement automatique basé sur le code SAP2000 générera et appliquera automatiquement des charges sismiques et de vent basées sur divers codes nationaux et internationaux. SAP2000 dispose également d'un générateur de charge mobile sophistiqué qui permet aux utilisateurs d'appliquer des voies de charges mobiles sur les éléments de châssis et de coque.
- ✓ Charges cycliques: La fonction de chargement cycliques génère automatiquement une charge sur la structure résultant des cycles, du courant, de la flottabilité et du vent. Un chargement linéaire statique en plusieurs étapes peut être généré pour simuler le mouvement de la baisse à travers la structure. En outre, un chargement dynamique (historique) peut également être généré pour inclure des effets d'inertie lorsque la vague se déplace dans la structure.

- ✓ Charges utilisateur: définissez des charges spécifiques pour modéliser un large éventail de conditions de chargement avec les options de chargement utilisateur intégrées à SAP2000.
- **Analyse:**
 - ✓ Statique: SAP2000 peut effectuer à la fois une analyse statique linéaire et une analyse statique en plusieurs étapes.
 - ✓ Dynamique: l'analyse dynamique SAP2000 permet le calcul des modes de vibration à l'aide de Ritz ou Eigen, l'analyse du spectre de réponse et l'analyse de l'historique des temps pour le comportement linéaire et non linéaire.
 - ✓ Flambement: Les modes de flambement linéaire (bifurcation) d'une structure peuvent être trouvés sous n'importe quel ensemble de charges.
 - ✓ P-Delta: l'analyse P-Delta capture l'effet de ramollissement de la compression et l'effet de rigidification de la tension.
 - ✓ Pushover: les fonctionnalités d'analyse Pushover dans SAP2000 incluent la mise en œuvre de FEMA 356 et l'option charnière et charnière fibre basée sur la contrainte-déformation.
- **Combinations de charge:**

SAP2000 permet un nombre illimité de cas de charge et de combinaisons. Les types de combinaisons de charges comprennent: les combinaisons linéaires additives, d'enveloppe (min / max), d'ajout absolu, SRSS et de plage - Les composants de combinaison peuvent inclure d'autres combinaisons.
- **Modèle Active:**

pour les structures de petite à moyenne taille, l'analyse peut être effectuée à la volée lorsque vous construisez et modifiez le modèle. Pour chaque modification que vous apportez à la géométrie, aux propriétés ou au chargement, la structure répond instantanément avec la nouvelle forme déformée, le diagramme des moments ou tout autre tracé des résultats. C'est comme travailler avec un modèle vivant, et c'est un outil très puissant pour la conception conceptuelle et pour tester les scénarios de simulation.
- **Conception:**
 - a) Châssis en acier: La conception du châssis en acier entièrement intégrée comprend l'optimisation de la taille des membres et la mise en œuvre des codes de conception. SAP2000 permet aux utilisateurs américains d'afficher de manière interactive les résultats de conception sur n'importe quel membre de l'ossature, de modifier les paramètres ou les propriétés de section et d'afficher les résultats des membres mis à jour.

Cadre en béton: La conception de cadre en béton entièrement intégrée dans SAP2000 comprend: la zone requise de calculs d'acier, les listes automatiques pour le dimensionnement des nouveaux

membres, la mise en œuvre de codes de conception, la conception et la révision interactives et des capacités complètes d'écrasement.

Il a également un cadre en aluminium et une option de conception formée à froid. Affichage aryle à 12 sorties

- ✓ Géométrie déformée: les utilisateurs peuvent afficher une géométrie déformée basée sur une ou une combinaison de charge, ainsi que des animations de modes.
- ✓ Diagrammes de force: les diagrammes de cisaillement et de moment affichent les forces de cisaillement internes, les moments et les déplacements à tous les emplacements le long de la longueur d'un élément de cadre pour tout cas de charge ou combinaison de charges. SAP2000 offre la possibilité de faire défiler le bout de la longueur pour afficher les valeurs ou de faire défiler directement jusqu'à l'emplacement de la valeur maximale.
- ✓ Diagrammes de travail virtuels: dans SAP2000, les diagrammes de travail virtuels peuvent être utilisés pour déterminer les éléments à rigidifier pour obtenir le contrôle le plus efficace des déplacements latéraux d'une structure.
- **Tabular Output:**
SAP2000 a la capacité d'afficher des tableaux pour toutes les données d'entrée, les résultats d'analyse et les résultats de conception - Les tableaux prennent en charge le tri, le couper, le copier et le coller pour une utilisation dans les programmes. Imprimez ou enregistrez des données tabulaires dans Access, Excel, Word, HTML ou TEXT.
- **Aninvtions vidéo:**
SAP2000 a la capacité de générer des vidéos (fichiers lavo pour afficher visuellement un ensemble de résultats d'analyse qui varient sur une période de temps donnée, comme dans une analyse de l'historique des dents.
- **Load Optimizer:**
L'optimiseur de charge est un outil dans SAP2000 pour calculer l'application de charge optimale pour obtenir la réponse structurelle souhaitée. Les charges peuvent être appliquées linéairement, non linéairement, ou dans les buts et les limites peuvent les déplacements, les forces, les moments et plus
- **Rapports:**
Des rapports imprimés pré-formatés sont disponibles en appuyant simplement sur un bouton. Ces rapports comprennent tous les.
- **Section Designer :**
Section Designer est un utilitaire intégré à SAP2000 - Il permet aux utilisateurs de créer des sections spécialisées de toute forme et matériau arbitraires, y compris la disposition des

armatures. Toutes les propriétés des sections, les diagrammes d'interaction biaxiale et les diagrammes de courbure de moment sont automatiquement calculés.

• **Import et export:**

SAP2000 prend en charge de nombreuses normes de l'industrie pour l'importation et l'exportation de données. Autodesk Revit Structure, Tekla Structures, AutoCAD CAXF / DWG), CIS / 2, IFC, IGES et SDNF sont tous pris en charge. SAP2000 prend également en charge l'exportation d'un modèle vers une base de données Microsoft Access. Si les utilisateurs utilisent d'autres packages d'analyse, SAP2000 peut importer des tuiles depuis FrameWorks Plus, STAAD et STRUDL.

III.3. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE:

Le présent projet consiste à étudier la Minaret d'une mosquée. Voir(Figure 3.1)

La mosquée est implantée dans une zone de faible sismicité.

Les dimensions en plan sont :

- ❖ Bloc N°01 [R+0] ----- 31.50 x 3.00 . La hauteur est de 3.70 m.
- ❖ Bloc N°02 [R+1] ----- 31.50 x 31.50 séparé par un joint chaque. La hauteur est de 6.90 m.
- ❖ Les murs extérieurs seront en double parois 15/5/10= 30 cm d'épaisseur.
- ❖ Les cloisons seront en maçonnerie de parpaing dont l'épaisseur varie de 10 cm au 15 cm.
- ❖ Un Minaret de [R+7] ----- 3.50 x 3.50 La hauteur est de 18.40 m.
- ❖ Les murs extérieurs seront en double parois 15/5/10= 30 cm d'épaisseur.
- ❖ Les cloisons seront en maçonnerie de parpaing dont l'épaisseur varie de 10 cm au 15 cm.

3.1. CHARGES

3.1.1. Charges permanentes et exploitations:

Le calcul des charges permanentes et charges d'exploitation est conforme au DTR BC2-2.

➤ **Charge permanente G:**

- Terrasse : $G=7.0 \text{ kN/m}^2$
- Etage : $G=5.58 \text{ kN/m}^2$
- Acrotère : $G=1.75 \text{ kN /ml}$
- Palier d'escalier : $G=5.35 \text{ kN /m}^2$
- Volée (paillasse) : $G=9.18 \text{ kN/m}^2$

➤ **Surcharges d'exploitation :**

- Terrasse inaccessible $Q=1.0 \text{ kN/m}^2$
- Etage courant $Q=2.5 \text{ kN/m}^2$.

III.4. Séisme:

➤ **Classification** : La mosquée est implantée à une zone de faible séismicité.

4.1. Zone I :

4.1.1. Ouvrages selon leur importance: L'ouvrage est destiné à recevoir un nombre important de personnes en même temps. L'ouvrage est donc classé dans le Groupe 1B.

4.1.2. Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3.

4.1.3. Ouvrages selon leur configuration:

- système de contreventement : catégorie de structure.
- type de contreventement.

Portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide : C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.

La structure de l'ouvrage est classée selon sa configuration en plan et en élévation. Le bâtiment à une configuration symétrique vis à vis les deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celles des masses.

4.1.4. Méthode de calcul : -dynamique:

- Méthode dynamique modale spectrale : La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

4.1.5. Action de calcul : Dynamique :

- **Spectre de réponse de calcul** : Le RPA99/version 2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2,5 \cdot \eta \cdot \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \cdot \eta \cdot (1,25 \cdot A) \cdot \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \cdot \eta \cdot (1,25 \cdot A) \cdot \frac{Q}{R} \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2,5 \cdot \eta \cdot (1,25 \cdot A) \cdot \frac{Q}{R} \cdot \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0.3s \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

R: coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

Les données sismiques pour tous les calculs sont récapitulées dans le tableau 3.1, et la fonction du spectre de réponse est illustrée dans la Figure 3.2.

Tableau .1 :Données sismiques.

RPA 99 version 2003				
Cas :	A	B	C	D
Lieu (exemples) :	Sidi Ameer	Msila	Beni Amrane,	Boumerdès
Zone sismique :	I	IIa	IIb	III
Coeff. d'accélération A	0.10	0.15	0.20	0.25
Site :	S3 (C)			
Facteur de qualité :	1			
Groupe d'usage :	2 (II)			
Matériau constitutif :	Portiques : Béton armé (léger)			
Système de contreventement :	Port. autostab. avec rempl. maçon. rigide (R=3.5)			
Facteur de qualité :	1.00			
S1 (A) - site rocheux ($V_s > 800$ m/s)				
S2 (B) - site ferme (400 m/s $< V_s < 800$ m/s)				
S3 (C) - site meuble (200 m/s $< V_s < 400$ m/s)				
S4 (D) - site très meuble ($V_s < 200$ m/s)				
Groupe d'usage (Importance class)				
1A (IV)	Ouvrages d'importance vitale			
1B (III)	Ouvrages de grande importance			
2 (II)	Ouvrages courants ou d'importance moyenne			
3 (I)	Ouvrages de faible importance			

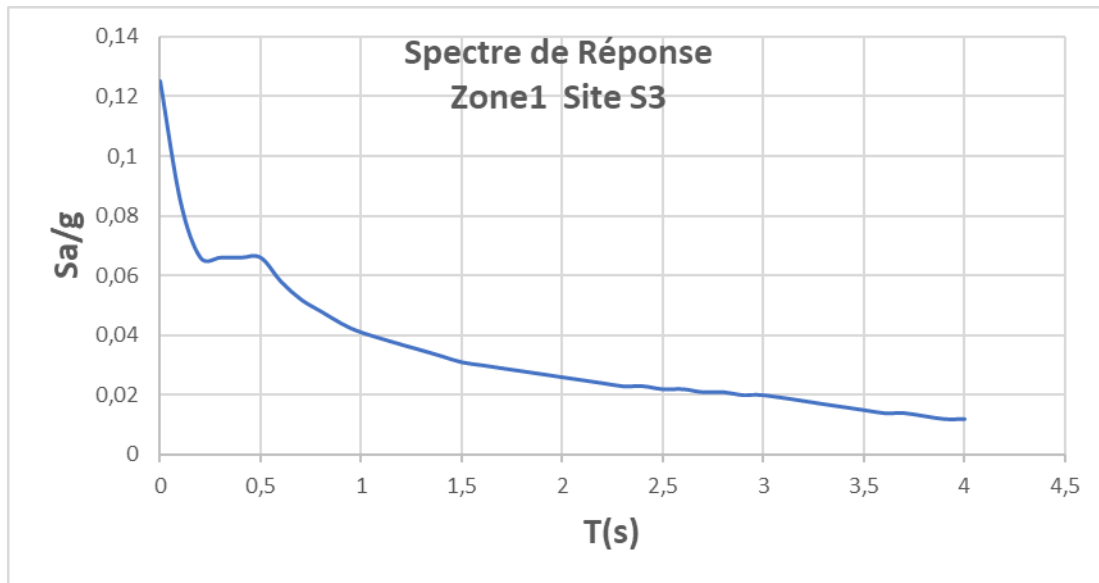


Figure.3:Fonction spectrale S_a/g .

- **Accélérogrammes** : On utilise Accélérogrammes mesurés en 2003 sur le site de Keddara à Boumerdès (directions : EO/Est-Ouest, NS/Nord-Sud, V-verticale) voir figures 3.3..3.5

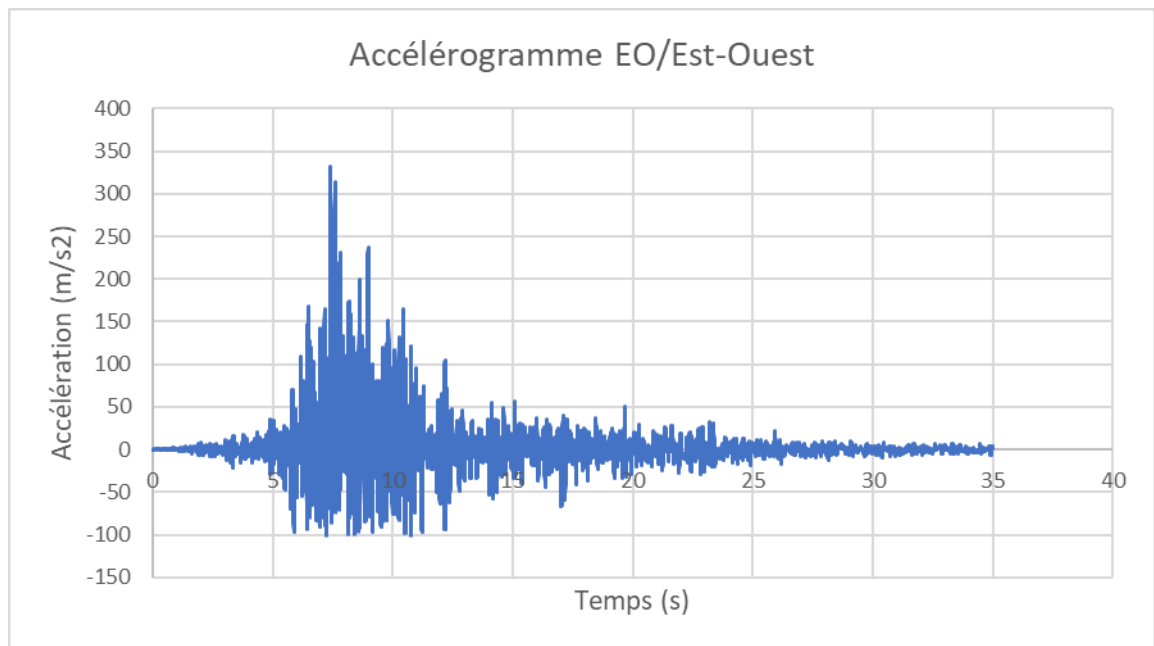


Figure.4: Accélérogramme EO Boumerdès 2003.

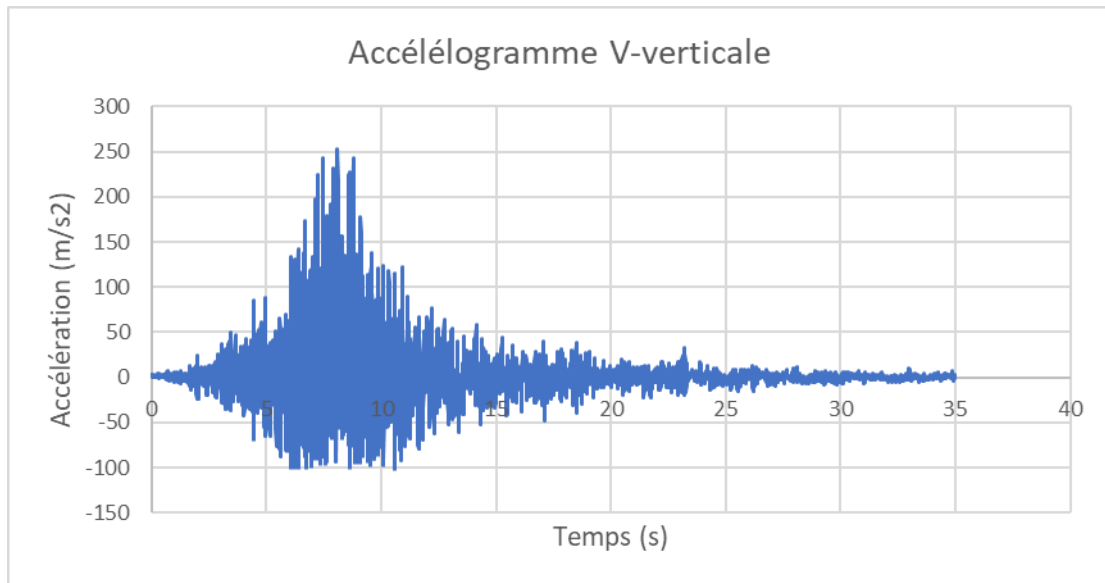


Figure.5: Accélérogramme V Boumerdès 2003.

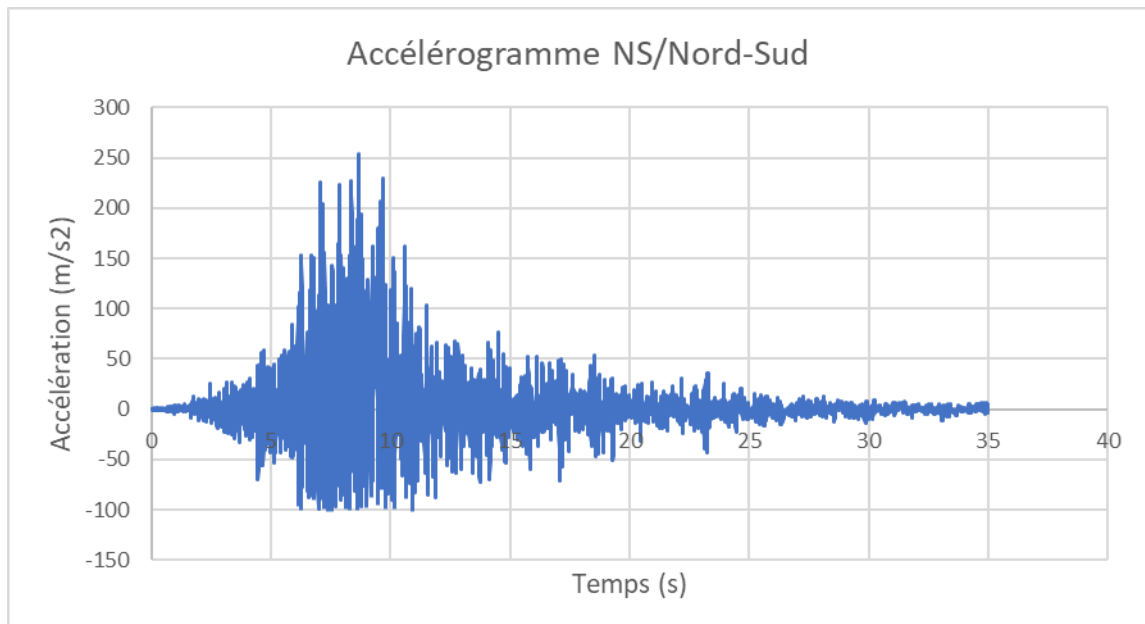


Figure.6: Accélérogramme NS Boumerdès 2003.

4.1.6. Nombre de mode à considerer:

Le nombre de modes de vibration (K) à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être

$$\text{tel que : } K \geq 3 \sqrt{N}$$

N : nombre de niveaux au-dessus du sol

Rq : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure, cette condition donne : **N= 8 modes** pour le minaret (H=18.40m)

Tableau.2: Combinaison d'action.

	G	Q	E
Ultime	1.35	1.5	0
Service	1	1	0
Séisme	0	0	1

4.2. Modèles fondation encastrée (Pas d'ISS):

Dans ce cas on va présenter deux modèles : le premier modèle la structure est encastrée par des semelles isolées à la base et les mouvements sont bloqués dans toutes les directions et on va prendre ce modèle comme modèle de référence, voir Figure 3.6, dans le deuxième modèle la structure est encastrée par un radier général, (voir Figure 3.7), dans ce cas la fondation et l'ouvrage sont solidaire au sol, aucune interaction de l'ouvrage avec le sol ou les fondations n'est introduite.

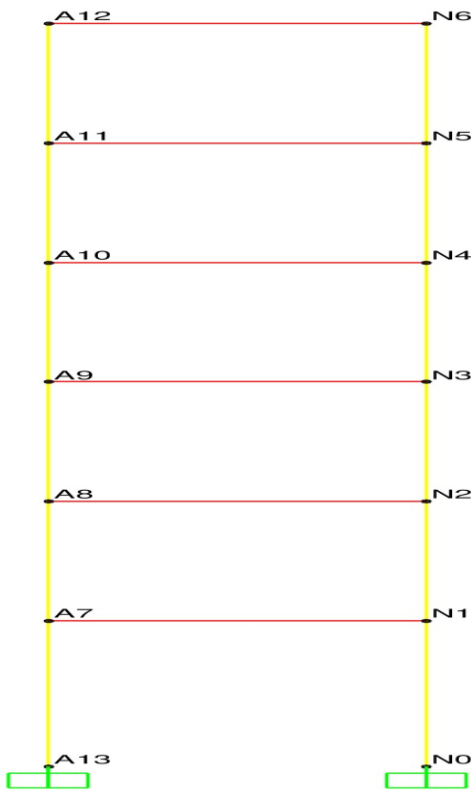
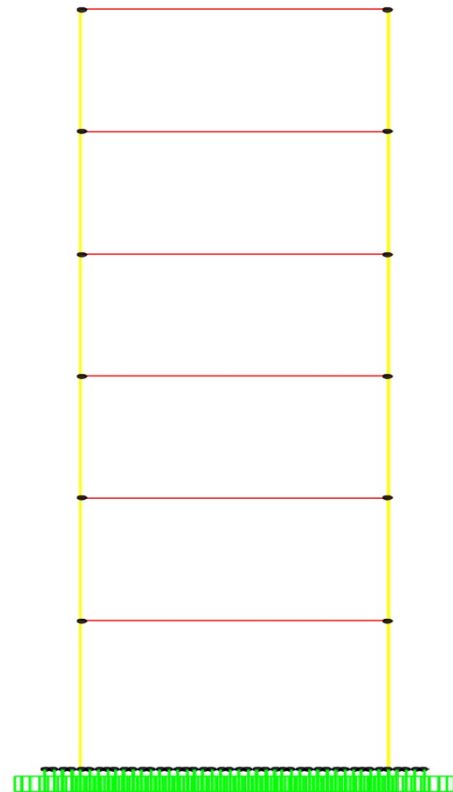


Figure.7: Model semelles isolées encastrées.



Figur .8: Model radier encastré.

4.2.1. Ressorts (ISS - modèle élastique de Winkler):

Pour tenir compte de l'ISS on va modéliser le sol par des ressorts élastiques, on a dans ce cas deux modèles : modèle avec semelles isolées (voir Figure 3.8) et modèle avec un radier général (voir Figure

3.9) et pour déterminer les coefficients des rigidités des ressort on va appliquer le modèle de Winkler selon le tableau.3.

Tableau.3: Raideurs (coefficients de rigidité des ressorts : modèle de Kausel)

A	B	C	D	E	F
Site	S1 rocheux	S2 ferme	S3 meuble	S4 très meuble	RPA99 version 2003
ρ =	2.10	1.80	1.60	1.50	Density
ν =	0.25	0.30	0.35	0.40	Poisson's ratio
V_s (m/s)=	1 000.00	500.00	250.00	150.00	Shear velocity
G (kPa)=	2 100 000	450 000	100 000	33 750	Shear Modulus
E (kPa)=	5 250 000	1 170 000	270 000	94 500	Young's Modulus
Semelle rectangulaire de largeur B et de longueur L ($L \geq B$)					
B (m)=	1.00				
L (m)=	1.00				
K_v =	6 384 000	1 465 714	350 769	128 250	kN/m
K_{hx} =	5 424 000	1 196 471	273 939	95 344	kN/m
K_{hy} =	5 472 000	1 207 059	276 364	96 188	kN/m
K_{θ_x} =	1 260 000	289 286	69 231	25 313	kN-m
K_{θ_y} =	1 306 667	300 000	71 795	26 250	kN-m
Radier rectangulaire de largeur B et de longueur L ($L \geq B$)					
B (m)=	1.00				
L (m)=	4.30				
K_v =	3 516 034	807 253	193 189	70 635	kN/m/m
K_{hx} =	14 083 588	3 106 674	711 292	247 563	kN/m
K_{hy} =	12 959 097	2 858 624	654 500	227 797	kN/m

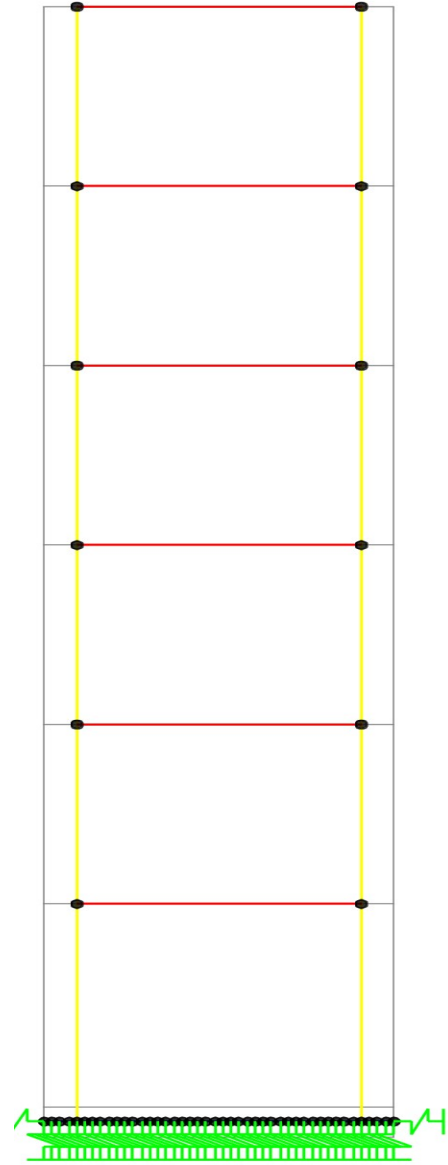
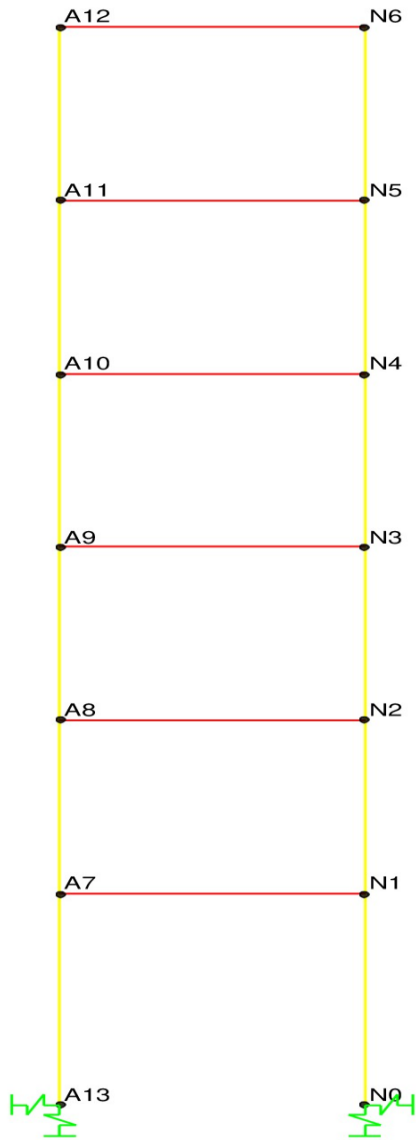


Figure.9: Model semelles isolées ressorts. Figure.10: Model radier ressorts.

4.2.2. Massif de sol (ISS- modèle de propagation des ondes élastiques):

Dans ce cas on va essayer de représenter un cas real avec la modélisation du massif de sol dans le même modèle avec la structure, on a choisi pour ce cas trois modèles : real Massif seul (champ libre : pas de structure), (voir Figure 3.10) un portique avec semelles isolées fondé sur massif (voir Figure 3.11) et un portique sur radier général fondé sur massif (voir Figure 3.12), et dans tous les cas le sol est un sol meuble de type (S3).



Figure.11: Model Massif seul.

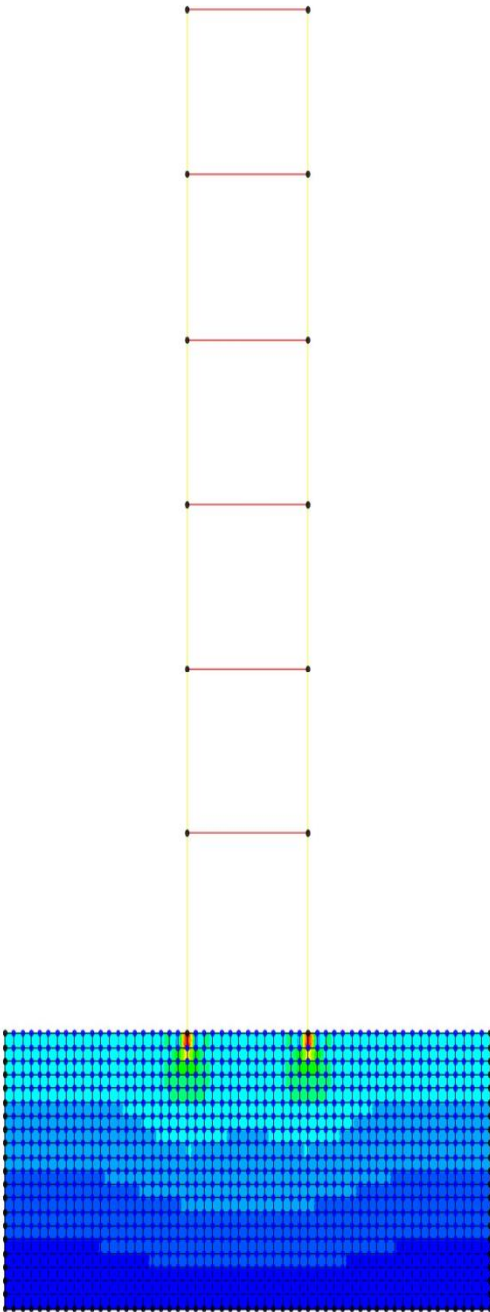


Figure.12: Model semelles fondé sur massif.

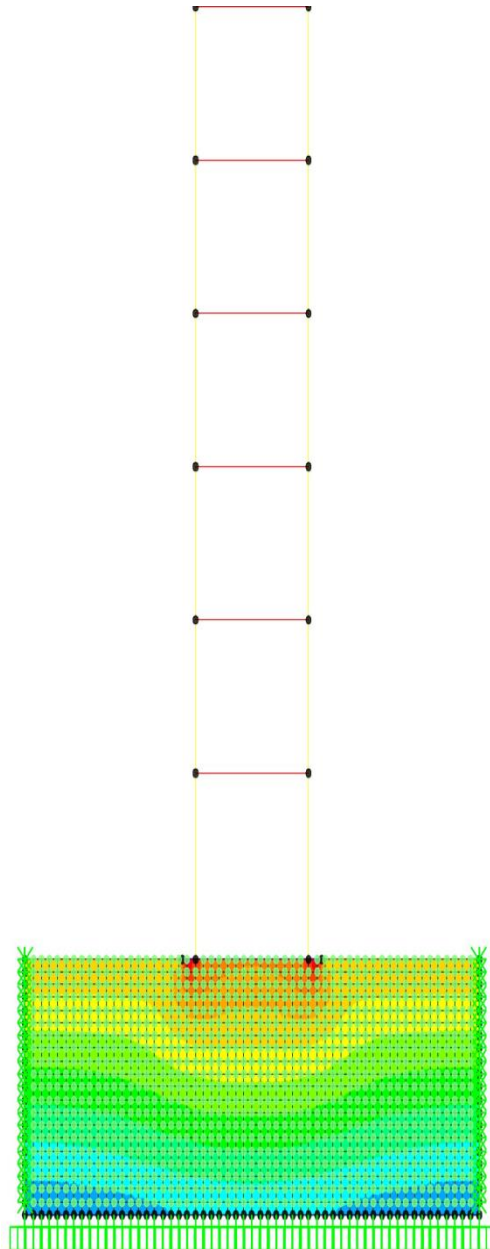


Figure.13: Model radier isolées fondées sur massif.

III.5. Interprétation des resultant

Pour interpréter les résultats on a fait la comparaison sur la base des diagrammes suivants :

- Effort normal N, moment fléchissant M et effort tranchant T déterminés aux différents étages.

- Flèche (inclinaison du portique) déterminée dans les nœuds au niveau de chaque étage.

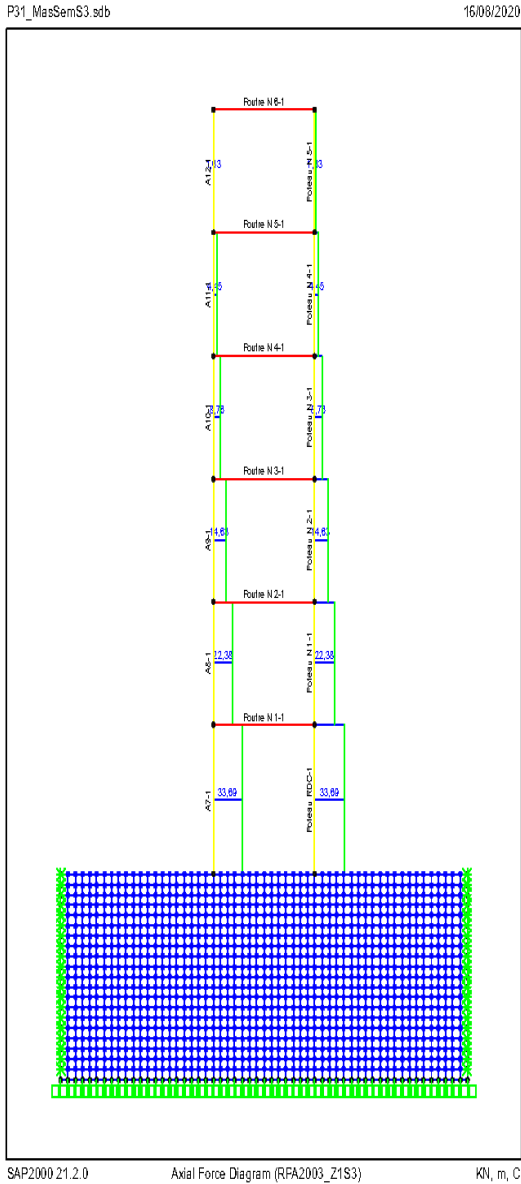
On va admettre comme modèle de référence le modèle avec semelles encastrées, et la comparaison sera faite au niveau des nœuds en fonction de la hauteur de l'immeuble, et puisque la structure est symétrique donc on va prendre seulement un seul côté de la structure.

5.1. Comparaison de l'effort normal N

On remarque d'après le Tableau 3.4 dans le cas du spectre de réponse que la distribution de l'effort normal par rapport aux différents niveaux est la même pour tous les modèles, mais de point de vue valeur on remarque que les valeurs pour les modèles Sem_Ress et Mod_Réf les valeurs maximums sont plus de N=80 kN et pour les autres modèles les valeurs maximums varient entre N=31 kN et N=35 kN.

Tableau.4: Effort Normal N(kN) spectre de réponse.

	Hauteur						
	(m)	Sem_Massif	Rad_Massif	Rad_Ress	Rad_Enct	Sem_Ress	Mod_Réf
RPA2003_Z1S3	0,00	33,69	31,20	34,49	35,85	87,84	81,46
	3,40	33,69	31,20	34,49	35,85	87,84	81,46
	6,40	22,38	24,28	26,73	27,90	58,12	63,94
	9,40	14,63	17,03	18,54	19,34	37,86	45,00
	12,40	8,76	10,65	11,31	11,75	22,62	28,00
	15,40	4,45	5,67	5,71	5,90	11,44	14,51
	18,40	1,63	2,15	2,05	2,11	4,16	5,35



que de l'interaction dynamique sol-structure

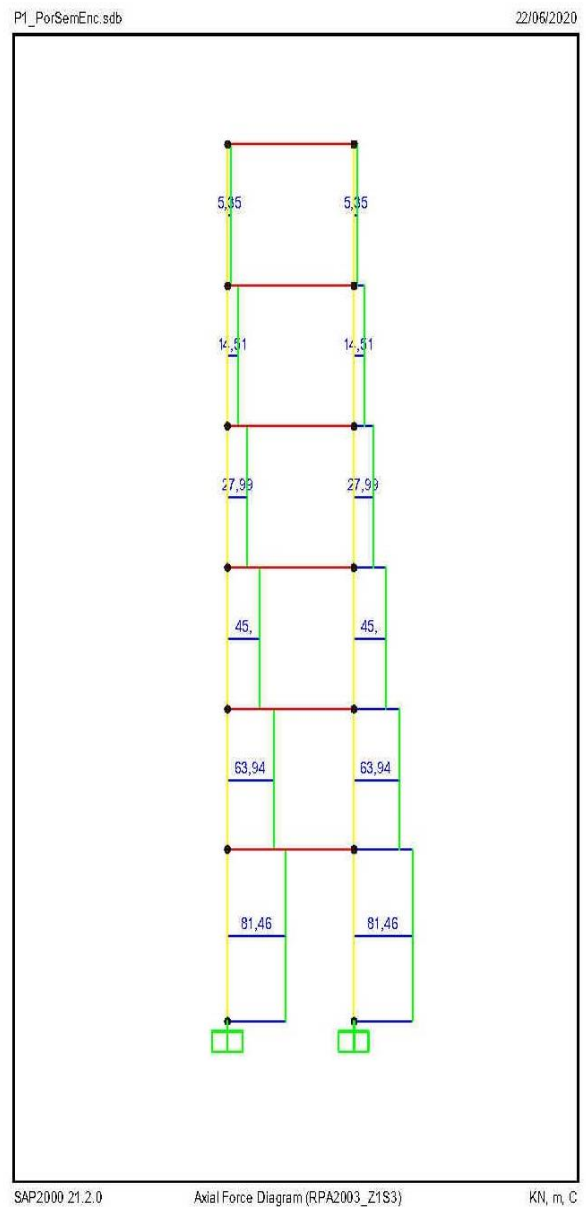


Figure.14: Effort Axial semelles isolées fondées sur massif

Figure.15 : Effort Axial semelles isolées Encastées Spexre de réponse RPA2003.

D'après la Tableau.5, pour le cas du Accélérogramme Boumèrdes EO on remarque que l'effort normal est presque le même pour tous les modèles ou la valeur maximum est à la base, sauf pour le modèle Sem_Ress et le modèle Mod_Réf ou la valeur maximum se trouve au niveau du 1^{er} étage et 2^{ème} étage, concernant les valeurs, on trouve plus de N=160 kN pour le modèle Sem_Ress et pour les autres modèles varient entre N=40 et N=80 kN dans le cas du modèle Mod_Réf.

Tableau.5: Effort Normal N Max accélérogramme EO.

	Hauteur (m)	Sem_Massif	Rad_Massif	Rad_Ress	Rad_Enct	Sem_Ress	Mod_Réf
A_BoumerdesE_MAX	0,00	38,17	41,43	60,58	87,29	164,85	79,77
	3,40	31,13	42,19	50,80	74,97	166,81	98,76
	6,40	28,06	45,39	38,24	58,13	117,45	96,05
	9,40	24,27	40,07	28,16	48,62	80,62	81,61
	12,40	18,22	28,59	20,97	33,78	49,75	60,11
	15,40	11,03	16,01	12,15	18,38	25,31	36,93
	18,40	4,37	6,09	4,63	6,81	9,12	15,34

D'après la Tableau.6, pour le cas du Accélérogramme Boumèrdes NS on remarque que l'effort normal est presque le même pour tous les modèles ou la valeur maximum se trouve au niveau du 1^{er} étage, concernant les valeurs, on trouve plus de N=110 kN pour le modèle Sem_Ress et pour les autres modèles varient entre N=20 et N=60 kN dans le cas du modèle Mod_Réf.

Tableau.6: Effort Normal N Max accélérogramme NS.

	Hauteur (m)	Sem_Massif	Rad_Massif	Rad_Ress	Rad_Enct	Sem_Ress	Mod_Réf
A_BoumerdesN_MAX	0,00	24,58	36,47	39,06	54,27	112,22	58,64
	3,40	35,05	40,40	41,84	55,73	132,03	85,38
	6,40	25,77	37,92	37,52	53,15	91,27	71,28
	9,40	17,39	32,34	30,89	45,71	67,67	51,47
	12,40	9,91	28,37	21,88	33,11	47,55	32,38
	15,40	5,73	19,01	12,21	18,61	27,79	20,85
	18,40	2,52	7,83	4,59	7,00	11,02	9,10

D'après la Tableau.7, pour le cas du Accélérogramme Boumèrdes V on remarque que l'effort normal est presque le même pour tous les modèles ou la valeur maximum se trouve à la base, concernant les valeurs, on trouve plus de N=230 kN pour le modèle Sem_Ress et pour les autres modèles varient entre N=30 et N=57 kN et N=140 kN dans le cas du modèle Mod_Réf.

Tableau.7: Effort Normal N Max accélélogramme V.

A_BoumerdesV_MAX	Hauteur (m)	Sem_Massif	Rad_Massif	Rad_Ress	Rad_Enct	Sem_Ress	Mod_Réf
	0,00	55,95	57,35	46,23	30,32	235,527	138,164
	3,40	45,86	60,14	44,42	32,34	202,095	137,789
	6,40	33,18	49,16	36,78	24,83	165,406	124,8
	9,40	25,99	38,78	29,00	17,40	126,319	103,674
	12,40	18,74	28,22	20,89	11,43	93,991	77,356
	15,40	11,45	17,53	12,55	7,34	60,084	48,713
	18,40	4,14	6,75	4,08	2,97	25,265	19,563

5.2.Comparaison de l'effort tranchant T

On remarque d'après la Tableau.8 dans le cas du spectre de réponse que la distribution de l'effort tranchant par rapport aux différents niveaux est la même pour tous les modèles, mais de point de vue valeur on remarque que les valeurs pour les modèles Sem_Ress et Mod_Réf sont très élevés par rapport aux autres modèles, et atteignent environ 300%.

Tableau.8: Effort Tranchant T spectre de réponse.

RPA 2003_Z1S3	Hauteur (m)	Sem_Massif	Rad_Massif	Rad_Ress	Rad_Enct	Sem_Ress	Mod_Réf
	0,00	4,84	5,65	6,13	6,44	12,63	14,41
	3,40	4,84	5,65	6,13	6,44	12,63	14,41
	6,40	4,38	5,19	5,73	6,05	11,35	13,51
	9,40	3,75	4,63	5,03	5,33	9,71	11,94
	12,40	3,06	3,85	4,05	4,27	7,74	9,77
	15,40	2,13	2,68	2,78	2,91	5,38	7,00
	18,40	1,10	1,44	1,23	1,27	2,57	3,51

D'après la Tableau.9, pour le cas du Accélérogramme Boumerdes EO on remarque que l'effort tranchant est presque le même pour les modèles Sem_Massif, Rad_Ress et Rad_Enct ou la valeur maximum se trouve au premier niveau, pour les autres modèles la valeur maximum se trouve à la base, concernant les valeurs, on trouve plus de T=25 kN pour les modèles Mod_Réf et Sem_Ress et pour les autres modèles varient entre T=6 kN et T=15 kN.

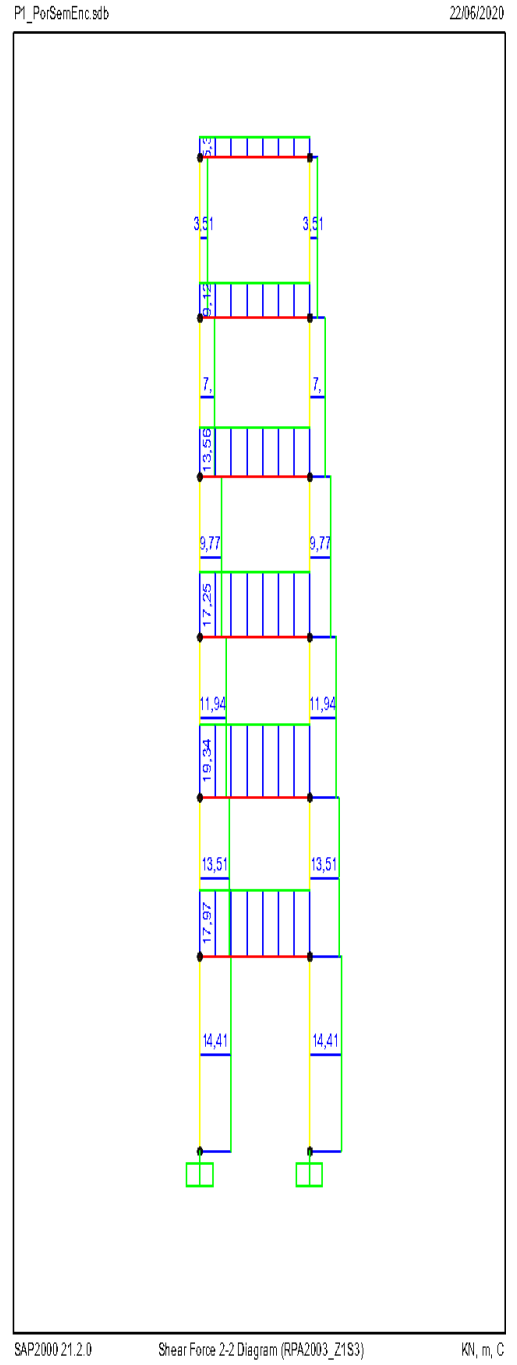
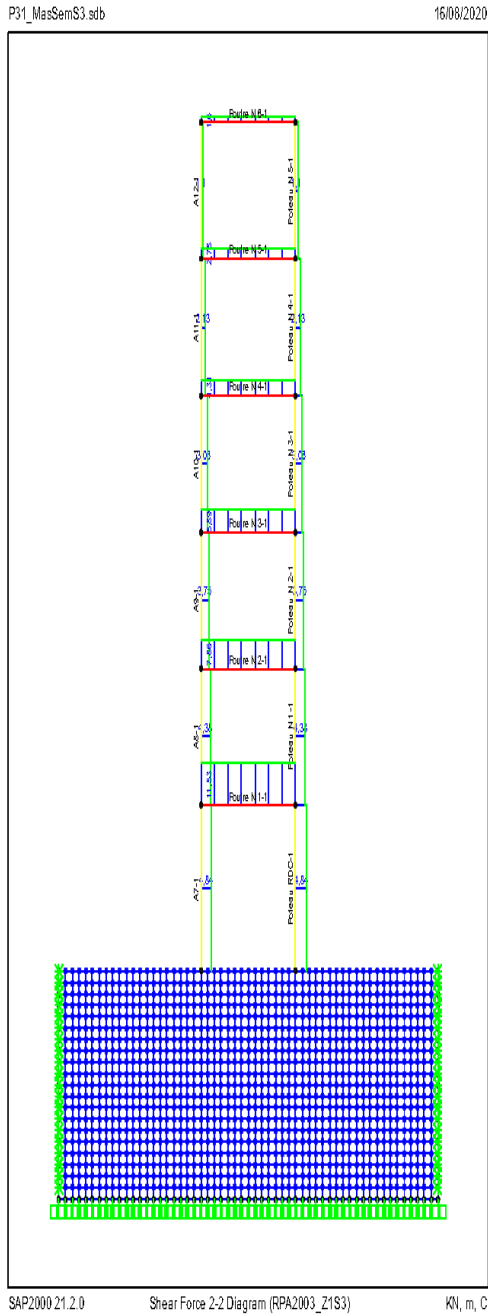


Figure.16: Effort Tranchant semelles isolées isolées fondées sur massif Spextre de réponse RPA2003

Figure.17: Effort Tranchant semelles Spextre de Encastées réponse RPA2003

Tableau.9: Effort Tranchant T Max accélélogramme EO.

A_BoumerdesE_MAX	Hauteur (m)	Sem_Massif	Rad_Massif	Rad_Ress	Rad_Enct	Sem_Ress	Mod_Réf
	0,00	6,76	10,34	8,78	14,25	26,24	24,95
	3,40	8,47	8,99	9,98	15,80	25,79	20,38
	6,40	7,45	8,47	7,99	12,72	22,51	18,34
	9,40	5,78	8,08	8,68	13,60	18,23	14,55
	12,40	6,68	7,26	8,80	14,05	14,12	15,55
	15,40	4,85	8,58	7,84	11,83	9,65	14,14
	18,40	2,13	8,94	4,72	6,35	4,95	10,05

D'après la Tableau.10, pour le cas du Accélélogramme Boumèrdes NS on remarque que l'effort tranchant est presque le même pour tous les modèles ou la valeur maximum se trouve au premier niveau, sauf pour le modèle Rad_Encast la valeur maximum se trouve au 3^{ème} niveau, concernant les valeurs, on trouve les même valeurs pour les deux modèles Mod_Réf et Sem_Ress plus de T=20 kN, pour les autres modèles varient entre T=5 kN et T=11 kN.

Tableau.10: Effort Tranchant T Max accélélogramme NS.

A_BoumerdesN_MAX	Hauteur (m)	Sem_Massif	Rad_Massif	Rad_Ress	Rad_Enct	Sem_Ress	Mod_Réf
	0,00	5,13	11,37	8,58	10,02	18,03	17,53
	3,40	5,31	10,97	10,19	7,96	20,89	21,62
	6,40	4,26	7,89	6,61	6,81	16,41	12,28
	9,40	4,02	7,68	6,94	10,44	11,10	11,97
	12,40	3,96	8,56	8,67	10,22	12,61	10,47
	15,40	4,78	8,36	8,84	9,57	10,36	9,27
	18,40	3,57	6,40	4,80	4,89	6,67	7,48

D'après la Tableau.11, pour le cas du Accélélogramme Boumèrdes V on remarque que l'effort tranchant est presque le même pour tous les modèles ou la valeur maximum se trouve au premier niveau, pour les modèles Mod_Réf et Sem_Ress les valeurs sont nulles, concernant les valeurs, on trouve T=6 kN pour le modèle Rad_Encast pour les autres modèles varient entre T=0 et T=1.3 kN.

Tableau.11 :Effort Tranchant T Max accélélogramme V.

A_BoumerdesV_MAX	Hauteur (m)	Sem_Massif	Rad_Massif	Rad_Ress	Rad_Enct	Sem_Ress	Mod_Réf
	0,00	0,19	1,20	1,33	6,22	0,00	0,00
	3,40	0,32	1,29	1,35	6,71	0,00	0,00
	6,40	0,25	0,35	0,39	5,06	0,00	0,00
	9,40	0,07	0,08	0,09	3,97	0,00	0,00
	12,40	0,01	0,02	0,02	4,24	0,00	0,00
	15,40	0,00	0,00	0,00	3,04	0,00	0,00
	18,40	0,00	0,00	0,00	2,57	0,00	0,00

5.3. Comparaison du moment

On remarque d'après la Tableau.12 dans le cas du spectre de réponse que la distribution de la courbe du moment M par rapport aux différents niveaux est la même pour tous les modèles, ou la valeur maximum se trouve à la base, sauf pour les modèles Sem_massif et Sem_Ress ou le moment est nulle à la base, et le moment maximum se trouve au premier niveau, mais concernant les valeurs on remarque que les valeurs à la base, le maximum est pour le modèle Mod_Réf ou M= 43 kN-m et au premier niveau on trouve le maximum pour le modèle Sem_Ress ou le moment M=46 kN-m.

Tableau.12 :Moment M spectre de réponse.

RPA 2003_Z1S3	Hauteur (m)	Sem_Massif	Rad_Massif	Rad_Ress	Rad_Enct	Sem_Ress	Mod_Réf
	0,00	0,00	16,29	17,83	19,26	0,00	43,075
	3,40	17,66	8,41	9,25	9,95	46,09	22,270
	6,40	10,46	7,37	7,99	8,25	27,24	18,481
	9,40	7,71	7,79	8,54	8,99	20,05	20,012
	12,40	6,25	7,34	7,84	8,29	16,01	18,550
	15,40	4,84	5,90	6,29	6,61	12,30	15,217
	18,40	2,81	3,47	3,52	3,67	7,18	9,278

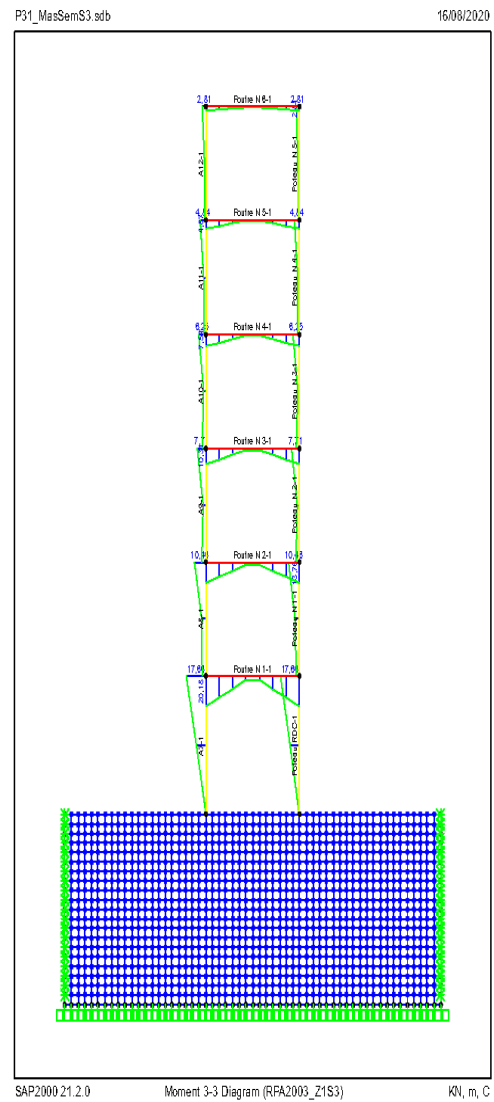
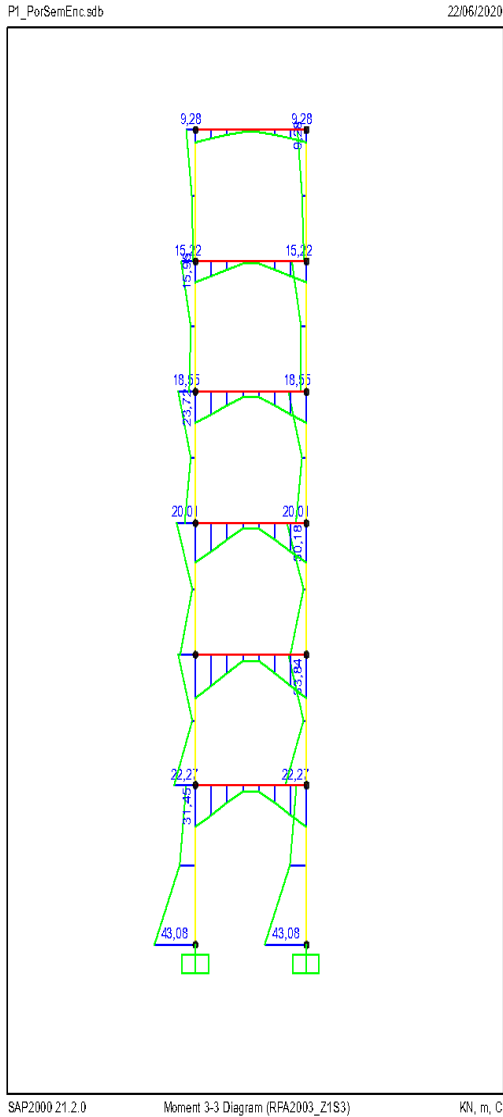


Figure.18: Moment semelles isolées Encastées Spextre de réponse

Figure.19: Moment semelles isolées fondées sur massif Spextre de réponse RPA2003.

D'après la Tableau.13 on remarque dans le cas du Accélérogramme Boumèrdes EO que la distribution de la du moment M par rapport aux différents niveaux est la même pour tous les modèles, ou la valeur maximum se trouve à la base, sauf pour les modèles Sem_massif et Sem_Ress ou le moment est nulle à la base, et le moment maximum se trouve au premier niveau, mais concernant les valeurs on remarque que les valeurs à la base, le maximum est pour le modèle Mod_Réf ou $M= 72 \text{ kN}\cdot\text{m}$ et au premier niveau on trouve le maximum pour le modèle Sem_Ress ou le moment $M=80 \text{ kN}\cdot\text{m}$.

Tableau.13: Moment M Max accélélogramme EO.

A_BoumerdesE_MAX	Hauteur (m)	Sem_Massif	Rad_Massif	Rad_Ress	Rad_Enct	Sem_Ress	Mod_Réf
	0,00	0,00	27,19	22,69	42,47	0,00	72,10
	3,40	22,64	12,27	11,39	19,61	80,31	36,22
	6,40	14,42	17,75	12,06	19,69	45,28	34,26
	9,40	12,46	17,17	13,26	18,88	34,49	38,88
	12,40	11,29	14,48	11,04	16,41	32,60	24,59
	15,40	7,15	14,04	11,01	18,41	27,57	24,08
	18,40	6,33	9,90	7,84	11,73	15,69	26,08

D'après la Tableau.14 on remarque dans le cas du Accélérogramme Boumèrdes NS que la distribution du moment M par rapport aux différents niveaux est la même pour tous les modèles, ou la valeur maximum se trouve à la base, sauf pour les modèles Sem_massif et Sem_Ress ou le moment est nulle à la base, et le moment maximum se trouve au premier niveau, mais concernant les valeurs on remarque que les valeurs à la base, le maximum est pour le modèle Mod_Réf ou M= 40 kN-m et au premier niveau on trouve le maximum pour le modèle Sem_Ress ou le moment M=67 kN-m.

Tableau.14: Moment M Max accélélogramme NS.

A_BoumerdesN_MAX	Hauteur (m)	Sem_Massif	Rad_Massif	Rad_Ress	Rad_Enct	Sem_Ress	Mod_Réf
	0,00	0,00	25,99	23,96	28,26	0,00	39,48
	3,40	20,57	12,48	9,66	10,49	67,83	26,92
	6,40	15,31	16,21	13,25	15,85	46,65	21,09
	9,40	9,03	13,10	12,27	17,94	38,30	21,94
	12,40	8,72	14,30	9,38	13,33	25,10	19,72
	15,40	6,31	12,21	11,74	17,88	22,08	16,08
	18,40	4,80	11,50	7,92	12,06	18,53	15,54

D'après la Tableau.15, pour le cas du Accélérogramme Boumèrdes V on remarque que la distribution du moment M est presque le même pour tous les modèles ou la valeur maximum se trouve à la base, pour les modèles Mod_Réf et Sem_Ress les valeur sont nulles, concernant les valeurs, on trouve M=20.36 kN-m pour le modèle Rad_Encastré pour les autres modèles varient entre T=0 et T=3.75 kN-m.

Tableau.15: Moment M Max accélélogramme V.

A_BoumerdesV_MAX	Hauteur (m)	Sem_Massif	Rad_Massif	Rad_Ress	Rad_Enct	Sem_Ress	Mod_Réf
	0,00	0,00	3,38	3,75	20,36	0,00	0,00
	3,40	0,77	0,98	1,10	11,01	0,00	0,00
	6,40	0,20	0,23	0,24	10,12	0,00	0,00
	9,40	0,04	0,04	0,05	10,88	0,00	0,00
	12,40	0,01	0,01	0,01	7,67	0,00	0,00
	15,40	0,00	0,00	0,00	6,15	0,00	0,00
	18,40	0,00	0,00	0,00	5,09	0,00	0,00

III.6. Calcul de la fleche:

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R\delta_{ek} \quad (\text{RPA 99V 2003 art 4.4.3})$$

δ_{ek} : déplacement du aux forces sismique F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

Pour la flèche ou bien déplacement horizontal du dernier niveau, on remarque, pour le cas du spectre de réponse que sa valeur varie entre $\delta_k = 8,21$ cm pour le modèle Sem_Ress et $\delta_k = 2,33$ cm pour le modèle Rad_Enct, pour le modèle de référence on trouve $\delta_k = 5,28$, on remarque du'à la base $\delta_k=0$ pour tous les modèles.

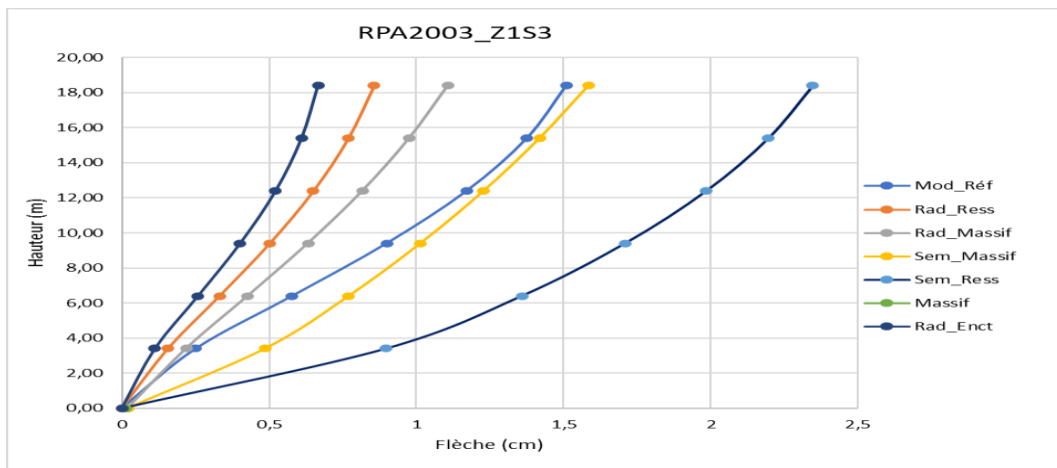


Figure.20: La flèche U_x spectre de réponse

Pour le cas du Accélérogramme Boumèrdes NS que valeur de la flèche au dernier niveau varie entre $\delta k = 18.79$ cm pour le modèle Rad_Ress et $\delta k = 22.68$ cm pour le modèle Sem_Ress, pour le modèle de référence on trouve $\delta k = 21.95$ cm, on remarque à la base $\delta k = 18,95$ cm pour tous les modèles.

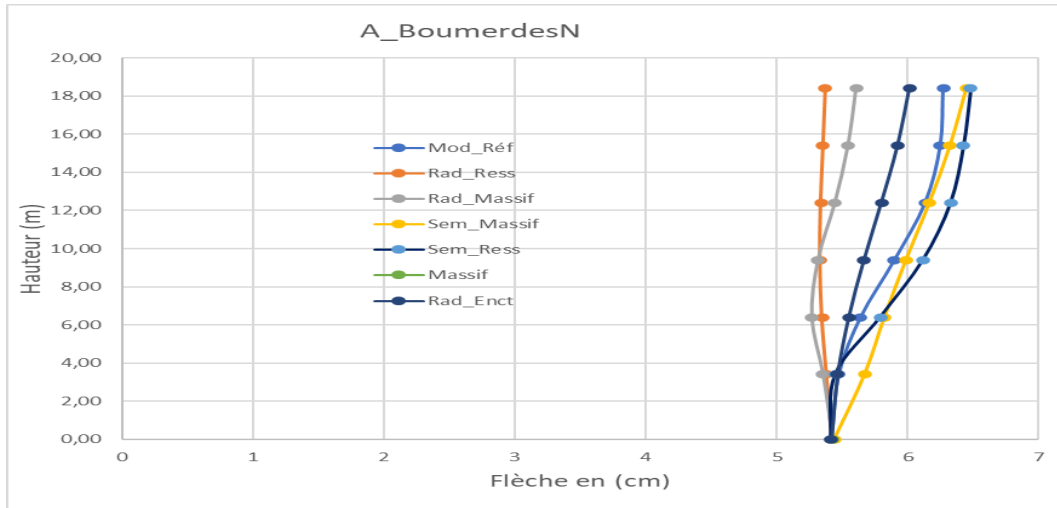


Figure.21: La flèche U_x accélérogramme NS.

Concernant la flèche ou bien déplacement horizontal du dernier niveau, on remarque pour le cas du Accélérogramme Boumèrdes EO que sa valeur varie entre $\delta k = 22,98$ cm pour le modèle Rad_Ress et $\delta k = 33,49$ cm pour le modèle Sem_Ress, pour le modèle de référence on trouve $\delta k = 24,88$ cm, on remarque à la base $\delta k = 20,05$ cm pour tous les modèles.

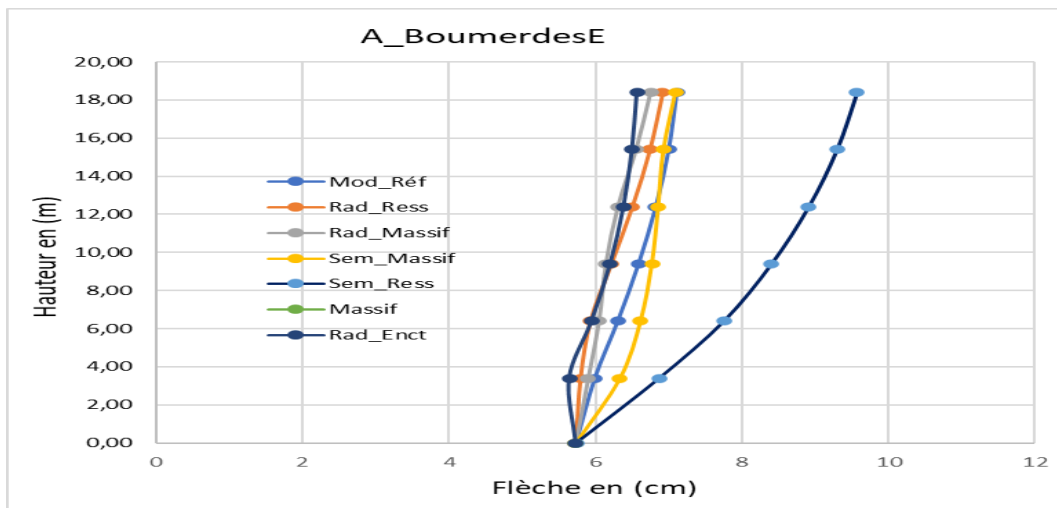


Figure.22: La flèche U_x accélérogramme EO.

D'après la Figure.22, pour le cas du Accélérogramme Boumèrdes V on les valeurs sont nulles pour tous les modèles sauf pour le modèle Rad_Enct ou on trouve que $\delta k = 31,98$ cm au dernier niveau et $\delta k = 30,27$ cm à la base de la structure.

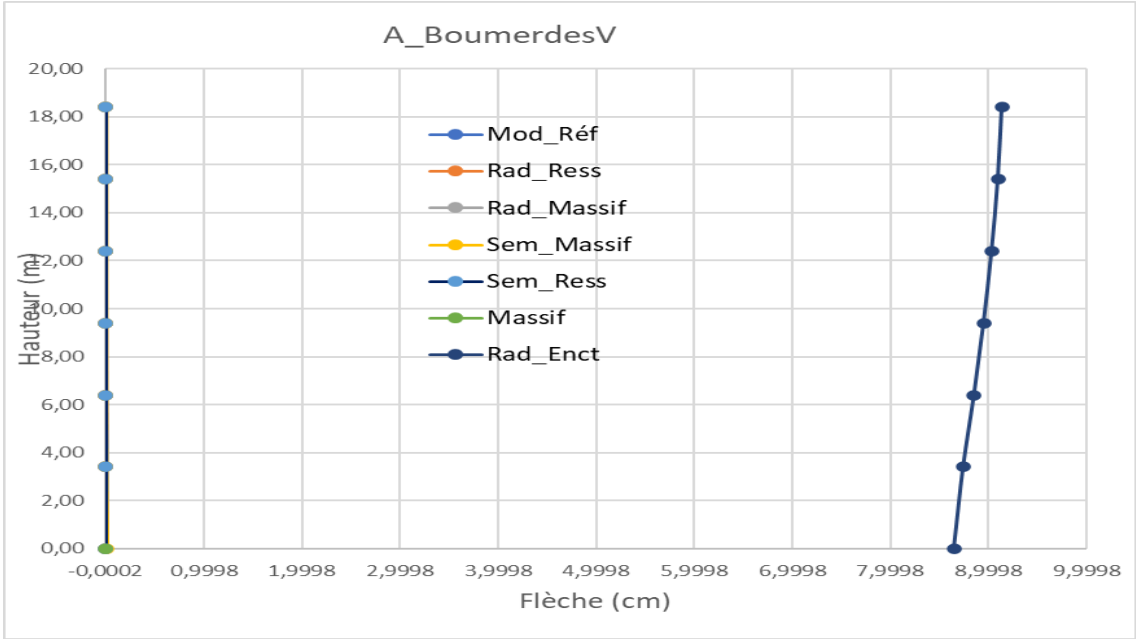


Figure.23 :La flèche U_x accélélogramme V36.

Conclusion générale

Les observations post-sismiques sur les désordres du bâti révèlent la complexité des interactions de la structure avec le sol, dans cette étude on a essayé de visualiser l'effet de cette interaction sur le comportement dynamique des structures, par la modélisation d'une structure simple en portique auto-stable d'un Minaret de hauteur 18.4 m et de largeur 3.5 m, pour le torseur de chargement sismique on choisit dans un première lieu une zone de faible sismicité (Z_1) ou on utilise le spectre de réponse de l'RPA version 2003, dans un deuxième lieu on choisit Accélérogrammes mesurés en 2003 sur le site de Keddara à Boumerdès (directions :EO/Est-Ouest, NS/Nord-Sud, V-verticale) .

Le sol de fondation est un sol meuble de type S3, la fondation est choisie selon deux modes : sans tenir compte de l'interaction sol-structure (ISS) et avec interaction sol-structure

La comparaison des résultats de modélisation dynamique de la structure avec le logiciel Sap2000, est faite au niveau des sollicitations, l'effort normale N, l'effort tranchant T, et le moment M et au niveau de la flèche ou déplacement horizontal des nœuds de chaque étage en fonction de la hauteur de l'immeuble.

Pour l'effort normal N on remarque que l'allure de l'effort est presque le même pour tous les modèles et pour tous les cas de charge sismique, ou la valeur maximum se trouve à la base, concernant les valeurs, on trouve pour le cas du Accélérogramme Boumèrdes V, que $N=170\%$ pour le modèle Sem_Ress par rapport au modèle Mod_Réf, et $N=40\%$ pour le modèle Sem_Massif, cet écart du résultats montre l'importance de l'effet de l'interaction sol-structure sur le comportement dynamique des structures.

Pour l'effort tranchant T on remarque que l'allure de l'effort normal est presque le même pour tous les modèles et pour tous les cas de charge sismique, ou la valeur maximum se trouve soit à la base de la structure, soit dans le premier niveau, concernant les valeurs on trouve pour le cas du Accélérogramme Boumèrdes EO, que $N=105\%$ à la base et $N=49\%$ au sommet pour le modèle Sem_Ress par rapport au modèle Mod_Réf, et $N=27\%$ pour le modèle Sem_Massif.

Concernant le moment M on remarque qu'il y a deux type d'allure de la distribution de la courbe du moment M par rapport aux différents niveaux, pour les modèles Sem_massif et Sem_Ress la valeur maximum se trouve au premier niveau, et le moment à la nase est nulle , pour les autres modèles le moment maximum est au niveau de la base de la structure, concernant les valeurs on trouve pour le cas du Accélérogramme Boumèrdes EO, que $M= 221,72\%$ au premier niveau et $M= 60,15\%$ au sommet pour le modèle Sem_Ress par rapport au modèle Mod_Réf, et $M= 62,49\%$ à la base et $M= 24,27\%$ au sommet pour le modèle Sem_Massif, donc l'effet de l'interaction sol-structure sur le comportement

dynamique de la structure est très clair, et par la suite il aura sa répercussion sur la stabilité et l'aspect économique de l'ouvrage.

Pour la flèche au bien le déplacement horizontal des nœuds au niveau des étages on remarque qu'à la base les valeurs des déplacements sont les même pour tous les modèles et pour tous les cas de charges, sauf dans le cas de Accélérogramme Boumèrdes V ou tous les déplacements sont nulles, seulement pour le modèle Rad_Encst ou $\delta_k = 30,27$ cm. Concernant la variation de la courbe de la flèche en fonction de la hauteur, on remarque que la différence peut atteindre, $\Delta\delta_k = 33,49 - 24,88 = 8.61$ cm entre le modèle Rad_Ress et le modèle de référence Mod_Ref, comme dans le cas de charge sismique par Accélérogramme Boumèrdes EO

On peut conclure à la fin malgré que l'ouvrage que nous avons étudié est simple mais la grandeur des valeurs montre que la négligence du phénomène de l'interaction sol-structure l'hors du conception et l'étude des ouvrages aura des répercussions négatives sur la stabilité et l'aspect économique de l'ouvrage.

Donc afin de accroître la stabilité des ouvrages tout en optimisant le coût de construction il faut passer par une prise en compte de l'interaction dynamique qui se développe, en cas de séisme, entre les ouvrages, les sols et les fondations.

Références bibliographiques

[1]: Risque sismique en Algérie.

[2]: *Ponts en zone sismique Conception et dimensionnement selon l'Eurocode 8, Guide méthodologique, Sétra, Février 2012.*

[3] : *A.Pecket, dynamique des sols, presse de l'école des nationales des ponts et Chaussées 1984 .*

[4] : Notions sur la géodynamique .

[5] : www.futura-sciences.com .

[6] : *RUE KADOUR RAHIM BP 252 Hussein Day Alger ; Ministère de l'habitat « Le risque sismique », centre national de recherche appliquée en génie parasismique.*

[7]: *le zonage sismique 2003 (arrêté du 11 Janvier 2004 portant approbation du document technique réglementaire relatif aux « règles parasismiques algériennes RPA 99/ version 2003 ») et les catalogues des séismes en Algérie (1994 et 2002).*

[8]: *André PLUMIER, CONSTRUCTIONS EN ZONE SISMIQUE, Chapitre 5. Conception parasismique des bâtiments, Université de liège, Belgique, Edition 2006, (ww.ArGEnCo.ULg.ac.be.)*

[9]: *Hugo Bachmann, Conception parasismique des bâtiments – Principes de base à l'attention des ingénieurs, architectes, maîtres d'ouvrages et autorités, Directives de l'OFEG – Richtlinien des BWG – Directive de l'UFAEG, Berne, 2002*

[10]: *BOUNOUAR. D (1994). Catalogues de séismes pour la région du Maghreb 20°-38° N – 10 °W – 12° E, pour la période 1900-1990.*

[11]: *ABDESSEMED-FOUFA. A (2007). Contribution pour la redécouverte des techniques constructives traditionnelles sismo-résistantes adoptées dans les grandes villes du Maghreb (Alger, Fès et Tunis) durant le XVIIIème siècle. Thèse de doctorat en Architecture, spécialité architecture et environnement. E.P.A.U d'Alger.*

[12]: *MEGHRAOUI, M. (1988), Géologie des zones sismiques du nord de l'Algérie, tectonique active, paléoséismologie et synthésesismotectonique, Ph.D. thèse, 356 pp., Univ. de Paris-sud Orsay, Paris.*

[13]: *CRAAG : les séismes en Algérie de 2002 à 2006 .*

[14]: *Pecker Alain. Dynamique des structures et des ouvrages, École des Ponts, Paris Tech, 2017.*

[15]:Bard Pierre-Yves, Afra Hamid, Argoul Pierre. *Dynamic behavior of buildings: experimental results from strong motion data*, in Davidovici V. (ed), *Recent advances in earthquake engineering and structural dynamics*, Ouest Éditions, Presses Académiques, Paris, 1992.

[16] Wirgin Armand, Bard Pierre-Yves. *Effects of buildings on the duration and amplitude of ground motion in Mexico city*, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 86(3):914920, 1996.

[17] Housner George W. *Effect of foundation compliance on earthquake stresses in multistory buildings*, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 44:551-569, 1954.

[18] Housner George W. *Interaction of building and ground during an earthquake*, *Bull. Seism. soc . Am.*, 47:179-186, 1957.

[19] Trifunac Mihailo D. *Interaction of a shear wall with the soil for incident plane SH waves*, *Bull. Seism. soc. Am.*, 62:63-83, 1972.

[20] Gueguen Philippe, Bard Pierre-Yves, Semblat Jean-François. *From soil-structure interaction to site-city interaction*, Paper presented at the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New-Zealand, 2000.