

République Algérienne Populaire et Démocratique
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Abou Bakr Belkaid Tlemcen
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire pour l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : STRUCTRES

Thème :

ETUDE D'UN BATIMENT R+9 SOUS DEPLACEMENT SISMIQUE

Présenté par :

ALSWAITTI MOHANAD

HAFFAF MOHAMMED MOKHTAR

Soutenu devant le jury composé de:

Pr. MATALLAH M.

Président

Mr. DERBAL R.

Examineur

Dr. BENMANSOUR N.

Encadreur

Dr. BENKELFAT N.

Encadreur

Année universitaire 2020-2021

REMERCIEMENT

La réalisation de ce mémoire a été possible grâce au concours de plusieurs personnes à qui nous voudrions témoigner toute notre reconnaissance.

*Nous tenons dans un premier temps à adresser nos vifs remerciements accompagnés par de sentiments les plus dévoués à nos encadreurs **Dr. BENMANSOUR N.** et **Dr. BENKELFATN.** Pour leurs soutiens, leurs disponibilités et leurs précieux conseils tout au long de ce travail.*

*Nous tenons à remercier également **Pr. MATALLAHM.** de l'honneur qu'il nous a fait en acceptant la présidence des jurys de ce mémoire*

*Nous tenons aussi à exprimer nos vifs remerciements à **Mr. DERBAL R.** Pour l'intérêt qu'ils ont bien voulu porter à ce travail en acceptant de l'examiner.*

Nous adressons nos remerciements et notre sympathie à nos chers enseignants de département de génie civil pour toutes les connaissances acquises au cours de notre formation.

Notre gratitude la plus profonde à tous nos amis de la promotion ainsi qu'à tous le personnel du département de Génie Civil de l'université de Tlemcen.

*A celui qui s'est changé la nuit en jour pour m'assurer
les bonnes conditions A mon cher père.*

*A celui qui a attendu avec patience les fruits de sa
bonne éducation et de ses dévouements A ma chère
mère.*

*A l'âme de mon cher oncle youssef mohammed
alswaitti, que dieu lui*

Fasse miséricorde.

*A mes frères et sœurs, à tous mes collègues et amis
qui m'ont toujours soutenu, je dédie cet humble
travail.*

ALSWAITTI MOHANAD

*Je dédiee travail à mon père allahyerahmou, à ma
mère qui a tant cru en moi ,à mon petit frère, à mes
grands-parents qui m'ont toujours soutenu et a toute
ma famille qui a toujours été présente, a tous mes
professeurs et ainsi à mes amis.*

HAFFAF MOHAMMED MOKHTAR

Les accélérations enregistrées doivent être traitées afin d'obtenir par intégration des déplacements temporels réalistes, qui sont utilisées dans plusieurs cas d'applications en génie civil. L'objectif de notre travail consiste à analyser l'effet du traitement des signaux sismiques sur la réponse dynamique des structures. Un bâtiment R+9 est choisi pour cette étude. Quatre signaux sismiques de magnitudes différentes sont utilisés, ces signaux sismiques sont obtenus à partir de la base de données: Engineering Strong Motion data base (ESM, <http://esm.mi.ingv.it/>) qui fait le traitement des enregistrements. Nous avons effectuées donc des analyses temporelles pour le bâtiment choisi sous les accélérations non corrigées, accélérations corrigées et déplacements corrigés relatifs aux quatre enregistrements choisis. Les résultats de cette analyse comparative montrent que le traitement des accélérations n'a pas un impact important sur les valeurs des moments obtenus au niveau des poteaux les plus sollicités et sur le déplacement du bâtiment. Ainsi la méthode d'intégration est efficace.

Mots clés : Analyse dynamique ; Déplacement sismique ; Problème d'intégrabilité ; Traitement des signaux sismiques - Base de Donnée ESM;

The recorded accelerations must be processed in order to obtain, by integration, realistic temporal displacements, which are used in several cases of applications in civil engineering. The objective of our work is to analyze the effect of seismic signal processing on the dynamic response of structures. A R + 9 building is chosen for this study. Four seismic signals of different magnitudes are used, these seismic signals are obtained from the database: Engineering Strong Motion data base (ESM, <http://esm.mi.ingv.it/>) which processes the recordings. We therefore carried out temporal analyzes for the chosen building under the uncorrected accelerations, corrected accelerations and corrected displacements relating to the four selected records. The results of this comparative analysis show that the treatment of accelerations has not an important impact on the values of the moments obtained at the level of the most stressed columns and on the displacement of the building. The integration method is efficacy.

Keywords: Dynamic analysis; Seismic displacement; Integrability problem; Seismic signal processing - ESM Database;

يجب معالجة التسارع المسجل من أجل الحصول ، عن طريق التكامل ، على إزاحة زمنية واقعية ، والتي تُستخدم في العديد من حالات تطبيقات الهندسة المدنية. الهدف من عملنا هو تحليل تأثير معالجة الإشارات الزلزالية على الاستجابة الديناميكية للهياكل. تم اختيار مبنى R + 9 لهذه الدراسة. تم استخدام أربع إشارات زلزالية ذات مقادير مختلفة ، وتم الحصول على هذه الإشارات الزلزالية من قاعدة البيانات: قاعدة بيانات الحركة القوية الهندسية (ESM ، <http://esm.mi.ingv.it>) التي تعالج التسجيلات. لذلك أجرينا التحليلات الزمنية للمبنى المختار في ظل التسارع غير المصحح ، والتسارع المصحح والتشريد المصحح المتعلقة بالسجلات الأربعة المحددة. تظهر نتائج هذا التحليل المقارن أن معالجة التسارع لها تأثير على قيم اللحظات التي تم الحصول عليها على مستوى الأعمدة الأكثر إجهادًا وعلى إزاحة المبنى.

الكلمات المفتاحية: التحليل الديناميكي. الإزاحة الزلزالية مشكلة التكامل معالجة الإشارات الزلزالية - قاعدة بيانات الإدارة السليمة بيئيًا

REMERCIEMENTS	ii
DEDICACI	iii
RESUME	iv
ABSTRACT	v
الملخص	vi
TABLEDES MATIERES	vii
LISTEDES FIGURES	xi
LISTEDES TABLEAUX	xv
INTRODUCTIONGENERALE	2
 CHAPITRE I : PROBLEMATIQUE	
I.1. INTRODUCTION:	5
I.2. PROBLEME D'INTEGRABILITE:	5
I.3. LES CAUSES DU PROBLEME D'INTEGRABILITE	5
I.4. LES SOURCES DES BRUITS :	6
I.4.1. Sources Des Bruits Instrumentaux	6
I.4.2. Sources Des Bruits De Numérisation:	7
I.5. TYPES DES SIGNAUX ET PROBLEME D'INTEGRABILITE :	7
I.5.1. Les Signaux Numériques	7
I.5.2. Les Signaux Simulés:	7
I.6. CORRECTION DES SIGNAUX SISMIQUES	9
I.6.1. Correction de la ligne de base	9

I.6.2. Le filtrage	10
---------------------------	-----------

I.7. CONCLUSION	12
------------------------	-----------

CHAPITRE II : PRESENTATION ET DECENTE DES CHARGES EN SUITE PRE DIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE

II.1.INTRODUCTION	15
--------------------------	-----------

II.2.PRESENTATION DE L'OUVRAGE	15
---------------------------------------	-----------

II.3.IMPLANTATION DE L'OUVRAGE	15
---------------------------------------	-----------

II.4.CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE	15
---	-----------

II. 4.1.Caractéristiques Géométrique	15
---	-----------

II.4.2. Données De Site	16
--------------------------------	-----------

II.4.3. Elément Secondaires	16
------------------------------------	-----------

II.4.4.Caractéristique Structurales	17
--	-----------

II.4.5.Caractéristiques Mécaniques Des Matériaux	17
---	-----------

II.5.HYPOTHESES DE CALCUL AUX ETATS LIMITES	18
--	-----------

II.5.1.Etat Limite Ultime (ELU)	18
--	-----------

II.5.2. Etat Limite De Service (ELS)	18
---	-----------

II.6. ACTIONS ET SOLLICITATIONS	19
--	-----------

II.6.1.Les Actions : CBA 93 (Art A.3.1.1)	19
--	-----------

II.6.1.1.Les Actions Permanentes (G)	19
---	-----------

II.6.1.2.Les Actions Variables (Q)	19
---	-----------

II.6.1.3. Les Actions Accidentelles (E)	19
--	-----------

II.6.2. Les Sollicitations :	20
II.7.REGLEMENTS ET NORMES UTILISES	20
II.8.DESCENTE DES CHARGES	20
II.8.1.EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES DES PLANCHERS	20
II.8.2.ESCALIERS	20
II.8.3.MUR EXTERIEUR	20
II.9.PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS	24
II.9.1.Pré-Dimensionnement Des Poutrelles	24
II.9.2.Les Dalles Pleines	25
II.9.3.Pré-Dimensionnement Des Poutres	28
II.9.3.1.Poutres Principales	29
II.9.3.2.Poutres Secondaires	29
II.9.4. Planchers:	30
II.9.4.1.Plancher A Entrevous (Plancher A Corps Creux)	30
II.9.5.Les poteaux	31
II.9.6.Pré-dimensionnement des voiles	32
II.10. CONCLUSION	37

CHAPITRE III : MODELISATION ET ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

III.1. INTRODUCTION	39
III.2. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL DYNAMIQUE	39
III.3. CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE V STATIQUE	40
III.4. Calcul Dynamique Par La Méthode Dynamique Modale	44

Spectrale

III.5. DISPOSITION DES VOILES	45
III.6. VERIFICATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE	46
III.6.1.Périodes De Vibration Et Taux De Participation Des Masses Modales	46
III.6.2.Vérification De La Résultante Des Forces Sismiques	50
III.6.3.Vérification De L'interaction (Voiles-Portiques)	50
III.6.4.Vérification De L'effort Normal Réduit	53
III.6.5.Vérification Vis-A-Vis Des Déplacements De Niveaux	54
III.6.6.Vérification Vis A Vis De L'effet P-Delta	56
III.7.CONCLUSION	58

**CHAPITRE IV : EFFET DU TRAITEMENT DES
SIGNAUX SISMIQUES SUR LA REPONSE
DYNAMIQUE**

VI.1 INTRODUCTION	60
IV.2 EQUATION DE MOUVEMENT D'UN SYSTEME A UN SEUL DEGRE DE LIBERTE SOUMIS A UN MOUVEMENT SISMIQUE	60
IV.3 BASE DE DONNEES ESM	61
IV.4 METHODE DE TRAITEMENT DES SIGNAUX SISMIQUES UTILISEE DANS ESM	61
IV.5 PRESENTATION DES SEISMES	63
IV.6 ANALYSE DE L'EFFET DU TRAITEMENT SUR LA REPONSE DYNAMIQUE	64
IV.6 .1 APPLICATION 1	64
IV.6.2 APPLICATION 2	72

TABLE DES MATIERES

IV.7 CONCLUSION	75
IV. COUCLUSION GENERALE	78
V. BIBLIOGRAPHIE	79
VI. ANNEXES	82
BLOC H VUE EN PLAN RDC	83
FACE DE PRINCIPALE	84
BLOC H 9	85
BLOC H	86
BLOC H 8^{me} ETAGE	87
BLOC H 1^{er} ou 7^{me} ETAGE	88
BLOC H COUPE	89

CHAPITRE I : PROBLEMATIQUE

Figure 1.1 :Accélérogramme, Vitesse Et Déplacement Obtenus Par Intégration Directe (Boore Et Al. 2005)	6
Figure 1.2 : (A) Signal Artificiel Généré Par (Campos-Costa & Pinto 1999) (B) Déplacement Calculé Par Double Intégration.	8
Figure 1.3 :(A) Signal Artificiel Généré A Partir Du Spectre De Réponse Elastique De La Composante Horizontale Du Règlement Rpoa (Mtp, 2010). (B) Déplacement Calculé Par Double Intégration..	8
Figure 1.4 : Accélérations Corrigées Et Non Corrigées Du Séisme Chi-Chi(Taiwan) 1999(Boukli,2014)..	9
Figure 1.5 :Vitesses Corrigées Et Non Corrigées Du Séisme Chi-Chi(Taiwan) 1999(Boukli,2014).	10
Figure 1.6 : Déplacements Corrigées Et Non Corrigées Du Séisme Chi-Chi(Taiwan) 1999(Boukli,2014).	10
Figure 1.7 : Le Filtre Low Pass	10
Figure 1.8 : Le Filtre Hight Pass..	11
Figure 1.9 : Le Filtre Band Pass / Band Stop	11

CHAPITRE II :PRESENTATION ET DECENTE DES CHARGES EN SUITE PRE DIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE

Figure 2.1 : Coupe Transversale D'une Poutrelle.	24
Figure 2.2 : Schéma De La Dalle Pleine Sue Trois Appuis D1	26
Figure 2.3 : Schéma De La Dalle Pleine Sue Trois Appuis D2.	27
Figure 2.4 : Panneau D3.	27
Figure 2.5 : Schéma De La Dalle Pleine Sue Trois Appuis D3.	28
Figure 2.6 : Dimensions D'une Poutre	28

LISTE DES FIGURES

Figure 2.7 : Illustration En 3D D'un Plancher A Entrevous	30
Figure 2.8 : Coupe Transversale D'un Plancher A Entrevous.	31
Figure 2.9 : Illustration D'un Voile En Elévation.	36

CHAPITRE III : MODELISATION ET ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

Figure 3.1 : Méthodes De Calcul.	39
Figure 3.2 : Spectre De Réponse	45
Figure 3.3 : Disposition Des Voiles.	46
Figure 3.4: 1er Mode De Vibration (T=0.853s Translation Suivant X).	48
Figure 3.5 : 2eme Mode De Vibration (T=0.794s Translation Suivant Y).	49
Figure 3.6 : 3eme Mode De Vibration (T=0.717s Rotation Autour De L'Axe Z).	49

CHAPITRE IV : EFFET DU TRAITEMENT DES SIGNAUX SISMQUES SUR LA REPONSE DYNAMIQUE

Figure 4.1 : Interface De Sélection Du Mouvement Sismique A Partir D'ESM.	61
Figure 4.2 : Diagrammes Des Accélérations Corrigé Et Non Corrigé En Fonction Du Temps Sous Le Séisme De Georgia 1991	64
Figure 4.3 : Enregistrement Du Séisme Pour L'accélération Non Corrigée.	65
Figure 4.4 : Enregistrement Du Séisme Pour L'accélération Corrigée.	66
Figure 4.5 : Enregistrement Du Séisme Pour Le Déplacement Corrigée	66
Figure 4.6 : Déplacement Pour Le Cas Accélération Non Corrigée	67
Figure 4.7 : Déplacement Pour Le Cas Accélération Corrigée	68
Figure 4.8 : Le Cas Déplacement Corrigée.	68
Figure 4.9: Diagrammes Des Déplacements En Fonction Du Temps Obtenus Par Les Trois Cas D'analyses Sous Le Séisme De Georgia 1991.	69

LISTE DES FIGURES

Figure 4.10 : Moment Pour Le Cas Accélération Corrigée	70
Figure 4.11 : Moment Pour Le Cas Déplacement Non Corrigée	70
Figure 4.12 : Moment Pour Le Cas Déplacement Corrigée.	71
Figure 4.13 : Diagrammes Des Moments En Fonction Du Temps Obtenus Pour Les Trois Cas D'analyses Sous Le Séisme De Georgia 1991.	71
Figure 4.14 : Diagrammes Des Moments Pour Tous Les Etages Obtenus Par Les Trois Cas D'analyses Sous Le Séisme Georgia 1991.	72
Figure 4.15 : Diagrammes Des Déplacements Pour Les 3 Cas De Chaque Pays.	73
Figure 4.16 : Diagrammes Des Moments Pour Les 3 Cas De Chaque Pays.	74

**CHAPITRE II :PRESENTATION ET DECENTE DES CHARGES EN
SUITE PRE DIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE**

Tableau 2.1 : Caractéristiques Du Béton	17
Tableau 2.2 : Les Types D'acier Utilisé Et Leurs Nuances	18
Tableau 2.3 : Evaluation Des Charges Et Surcharges Des Planchers	21
Tableau 2.4 : Evaluation Des Charges Et Surcharge De La Volée I	22
Tableau 2.5: Evaluation Des Charges Et Surcharge Du Palier.	22
Tableau 2.6 : Evaluation Des Charges Et Surcharge De La Volée II Et III.	23
Tableau 2.7 : Evaluation Des Charges Des Murs Extérieurs	23
Tableau 2.8 : section préalable des poteaux	34
Tableau 2.9 : Vérification Des Poteaux Au Flambement.	35
Tableau 2.10 La Hauteur Et L'épaisseur Des Voiles	36
Tableau 2.11 : Récapitulatif Des Dimensions Des Différents Eléments	37

CHAPITRE III : MODELISATION ET ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

Tableau 3.1 : Valeurs Des Pénalités Q.	43
Tableau 3.2 : Poids Total De La Structure.	44
Tableau 3.3 : Période De Vibration Et Taux De Participation Massique	47
Tableau 3.4 : Vérification De L'effort Tranchant A La Base	50
Tableau 3.5 : Vérification De L'interaction Sous Charges Verticale.	51
Tableau 3.6 : Dimension Des Poteaux Et Voiles	52
Tableau 3.7 : Vérification De L'interaction Sous Charges Horizontale.	53
Tableau 3.8 : Vérification De L'effort Normal Réduit	54
Tableau 3.9 : Vérification Des Déplacements Dans Le Sens X	55
Tableau 3.10: Vérification Des Déplacements Dans Le Sens Y	56

Tableau 3.11 : Vérification à L'effet P- Δ	58
--	----

**CHAPITRE IV : EFFET DU TRAITEMENT DES SIGNAUX SISMIQUES
SUR LA REPOSE DYNAMIQUE**

Tableau 4.1 : Présentation Des Séismes Choisis	63
---	----

Tableau 4.2 :Résultat Pour Les Quatre Séismes	73
--	----

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Depuis la nuit des temps, l'homme essaie de s'adapter à la nature dans laquelle il vie, il a commencé à utiliser le bois, la pierre et l'argile comme matériaux de constructions. La civilisation humaine a connue plusieurs airs, dès le 18eme siècle la révolution industrielle éclate, cette dernière a eu un très grand impact sur la construction, en 1885 l'édifice (Home insurance building) a connu 42 m d'hauteur.

Dès 1935 l'apparition du sismographe a eu lieu grâce au savant Richter qui sait intéresser au séisme, puisque ce dernier a un impact majeur sur les constructions et notamment celles qui dépassent plusieurs étages.

Actuellement il existe beaucoup de bases de données d'enregistrements sismiques, généralement c'est les évolutions temporelles des accélérations qui sont mesurées. Ces accélérogrammes sont largement utilisés par les chercheurs notamment lorsque l'analyse temporelle des structures s'impose tels dans le cas où la non linéarité est prise en compte.

Par ailleurs, dans plusieurs applications d'études dynamiques des structures l'input sismique doit être imposé en termes de déplacements temporels tels que dans le cas d'analyse non linéaire des structures étendues sous mouvement sismique variable dans l'espace. L'évaluation des déplacements sismiques en génie civile est donc importante. Ce ci conduit à l'intégration temporelle de l'accélération. Cependant, l'expérience indique que l'intégration directe de l'histoire temporelle d'accélération entraine souvent des dérives on réalistes dans la vitesse le déplacement obtenus. Le traitement et la correction des accélérogrammes sismiques est alors nécessaire enfin d'aboutir à des évolutions temporelles de vitesses et déplacements réalistes.

Dans ce contexte, plusieurs procédures de traitements des signaux sismiques sont proposées par les chercheurs, il reste cependant impossible d'identifier un traitement optimale et universel valable pour n'importe quel signal sismique du moment que ces chercheurs notent que les procédures de traitement doivent être appréciées par les utilisateurs finaux. Ainsi, elles dépendent du domaine de leurs applications.

Notre travail consiste à analyser l'effet du traitement des signaux sismiques sur la réponse dynamique des structures. Un bâtiment R+9 a été choisi pour cette étude. Les signaux sismiques utilisés sont obtenus à partir de la base de données: Engineering Strong Motion database (ESM, <http://esm.mi.ingv.it/>). Cette base de données comporte des accélérogrammes traitées des signaux en termes de déplacements sismiques.

Le présent travail se compose de quatre chapitres:

Dans le premier le chapitre, après une introduction on rappelle ce qu'est un problème d'intégrabilité et quelle sont ses causes. Ensuite, on présente quelques méthodes de correction des signaux sismiques.

Le deuxième chapitre est consacré à la présentation du bâtiment choisi pour cette étude, ainsi que les caractéristiques des matériaux. On procède en suite à l'évaluation des charges et surcharge et enfin au pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux.

Le troisième chapitre concerne la modélisation et l'étude dynamique de la structure en utilisant le logiciel SAP2000 afin de justifier sa sécurité.

Dans le quatrième chapitre l'effet du traitement des signaux sismiques sur la réponse dynamique des structures va être analysé pour le bâtiment choisi.

On termine notre projet de fin d'étude par une conclusion générale.



Chapitre 1

PROBLEMATIQUE

I.1.INTRODUCTION:

La conception sismique concerne principalement l'équilibre entre le potentiel de secousses du sol qui peut causer des dommages (demande) et la capacité des structures à résister aux dommages (capacité). La capacité sismique des structures d'ingénierie peut être évaluée à partir de l'expérimentation, de la modélisation analytique et des observations sur le terrain suite à des tremblements de terre, et même de l'interaction de ces trois canaux d'investigation. La caractérisation de la demande sismique, d'autre part, a été développée principalement à partir d'enregistrements obtenus à partir d'accélérogrammes. Certaines études doivent être effectuées en utilisant les déplacements sismiques. Par ailleurs, il est reconnu que ces déplacements ne peuvent pas être déterminés par une simple double intégration de l'accélération. Un traitement s'impose.

I.2. Problème d'intégrabilité:

Les signaux sismiques sont généralement mesurés sous forme d'accélération, les évolutions temporelles en termes de vitesses et de déplacements sont obtenues par intégration et double intégration des accélérogrammes sismiques, en outre il a été démontré dans plusieurs recherches que l'intégration directe de l'histoire temporelle d'accélération entraîne la plus part du temps des dérives non réalistes dans la vitesse et le déplacement (Boore et al. 2005, Arias-Lara et De-la-Colina, 2018).

La figure 1.1 illustre l'histoire temporelle de deux accélérations enregistrées. La vitesse et le déplacement sont obtenus par une simple et double intégration de l'accélération, on constate que l'évolution temporelle des vitesses et déplacements sont irréalistes.

I.3. Les causes du problème d'intégrabilité :

Actuellement, les différents auteurs qui travaillent sur ce sujet considèrent généralement que les valeurs erronées des vitesses et des déplacements sont dues aux bruits qui affectent les signaux sismiques, et plus particulièrement les signaux sismiques analogiques, soit durant leurs enregistrements ou bien durant leurs numérisations (Boore et al, 2005).

Ces bruits sont définis comme des distorsions dans les signaux et ils sont catalogués en deux types. Le premier est appelé le bruit standards dont les effets n'apparaissent pas dans les accélérogrammes. Le second concerne les bruits non standards qui provoquent

dans les accélérogrammes des pics avec des valeurs extrêmes par rapport à celles des points avoisinants (Boore et al ,2005).

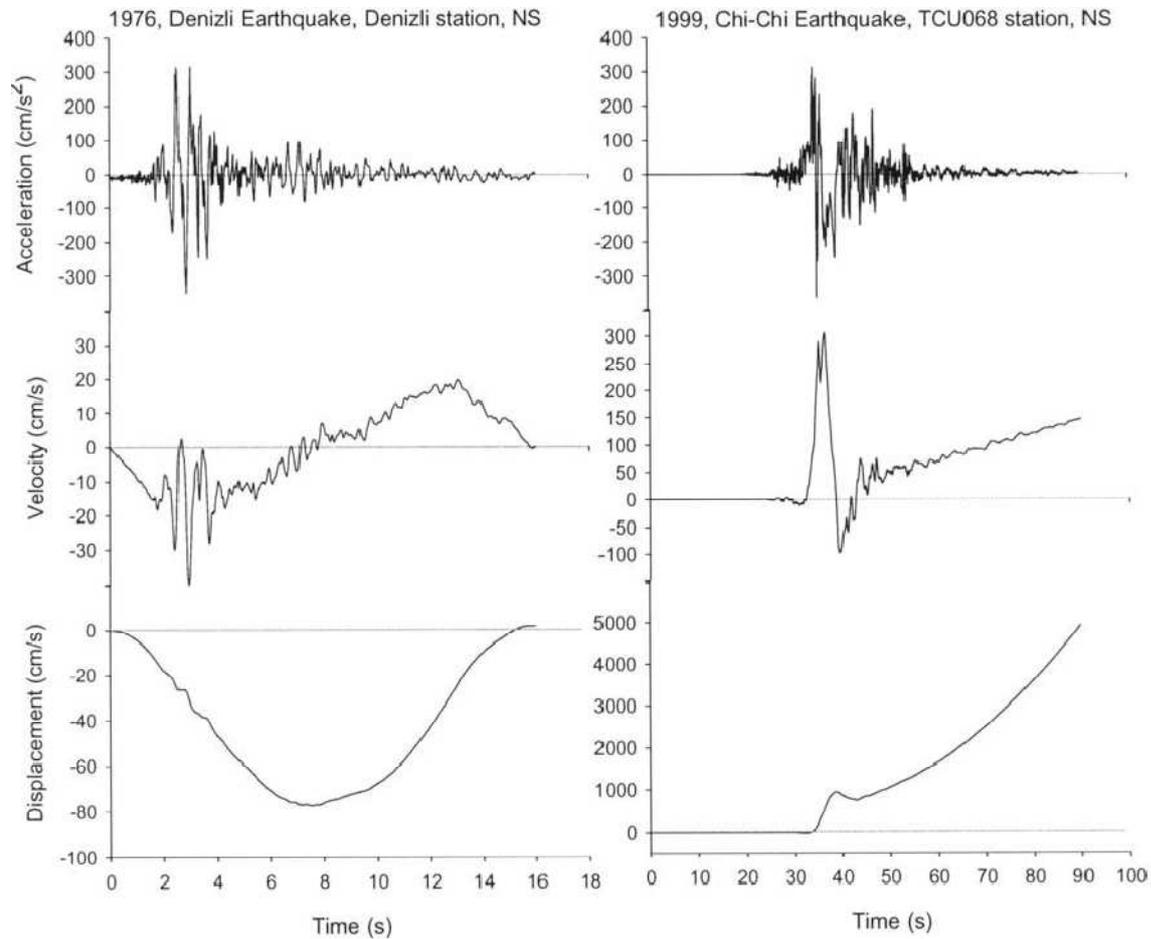


Figure 1.1: Accélérogramme, vitesse et déplacement obtenus par intégration directe (Boore et al., 2005)

I.4. Les sources des bruits :

Il ya deux types de bruits qui affectent les signaux sismique :

I.4.1. Sources des bruits instrumentaux:

La fatigue des matériaux qui constituent l'instrument de mesure cause une réponse incorrecte. Cela nécessite un étalonnage lors de leur entretien mais des fois c'est insuffisant. Le seuil de déclenchement du dispositif d'enregistrement est une autre cause qui donne généralement un signal incomplet et une perte d'informations relatives aux premiers instants d'enregistrements ce qui fausse les conditions initiales du signal, chose aussi possible à la fin de l'enregistrement car il ya des ondes saisies par les instruments concernant les déformations du sol et non pas celles du tremblement de terre. La

déformation du film ou du papier d'enregistrement est aussi une cause possible pour la naissance de bruits instrumentaux dans les signaux sismiques enregistrés (Boukli, 2014).

I.4.2. Sources des bruits de numérisation:

Il y a aussi des bruits dus à la numérisation des signaux sismiques et cela suite d'abord au taux d'échantillonnage utilisé, qui provoque des pertes d'informations entre deux points d'enregistrement, ensuite l'arrondissement soit par excès ou par défaut des amplitudes ce qui cause des résidus à partir desquels le résidu moyen total peut être calculé. Par ailleurs l'augmentation de la fréquence d'échantillonnage augmente la précision de l'intégration numérique mais cela n'implique pas l'annulation des erreurs ou bruits (Boukli, 2014).

I.5. Types des signaux et problème d'intégrabilité :

I.5.1. Les signaux enregistrés numériques et analogiques:

Les toutes premières arrivées d'ondes sont enregistrées par des appareils sophistiqués qui disposent d'une mémoire de pré-événement. Leurs fréquences naturelles varient dans un intervalle jugé large, de 50 Hz à 100 Hz ou même plus, et la numérisation se fait automatiquement lors de l'enregistrement ce qui donne des signaux numériques (Boukli, 2014).

Dans ce cas-là, la probabilité d'infection des enregistrements par des bruits est minime et le problème d'intégrabilité peut ne pas être posé, mais cela n'implique pas que ce problème d'intégrabilité devient inexistant car les signaux sismiques analogiques représentent une partie importante des bases de données mondiales du moment que les enregistrements numériques ont fait leur apparition 50 ans après les enregistrements analogiques (Hung, 1997).

I.5.2. Les signaux simulés:

L'hypothèse de bruits peut avoir une part de vérité mais elle n'est pas la seule cause car on remarque que ce problème d'intégrabilité existe même dans le cas des signaux simulés c'est à dire des signaux non enregistrés. On prend deux exemples le premier représente un signal artificiel généré par Campos-Costa & Pinto en 1999 (SEESS, 2010) (Figure 1.2) et le deuxième exemple représente un signal artificiel déduit à partir du spectre de réponse élastique de la composante horizontale du règlement algérien pour un PGA de 0.4g et un amortissement à 5% (MTP, 2010) (Figure 1.3). Leurs déplacements calculés par une double intégration directe présentent des dérives irréalistes c'est à dire des oscillations qui

se font loin de la ligne zéro.

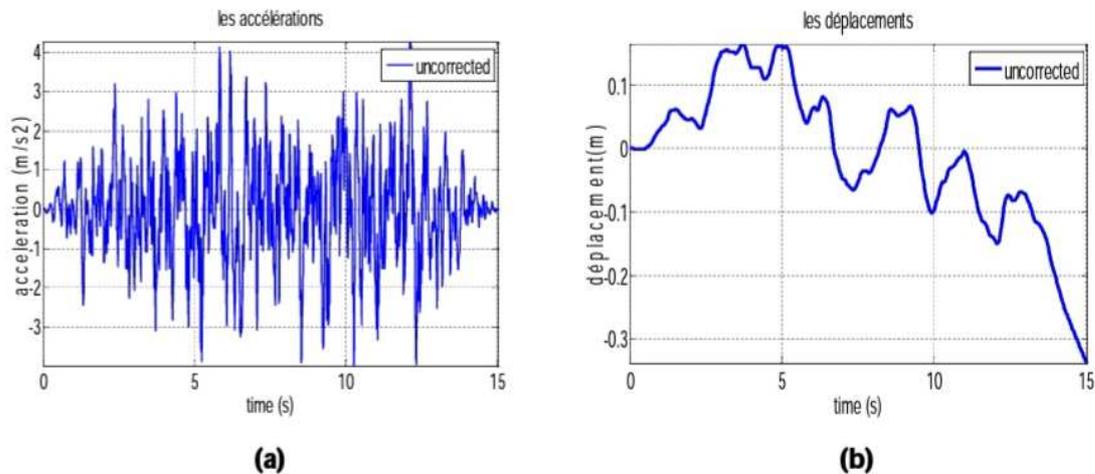


Figure 1.2 : (a) Signal artificiel généré par (Campos-Costa & Pinto 1999).

(b) déplacement calculé par double intégration.

Cela peut nous permettre de dire aussi que le problème d'intégrabilité peut être purement numérique, les valeurs initiale et finale non nulles de l'accélération générée, l'importance des coefficients de Fourier générés aléatoirement dans la gamme des basses fréquences et la présence possible du bruit dans l'accélération considérée comme input peuvent être l'origine de ces dérives (Zerva, 2009).

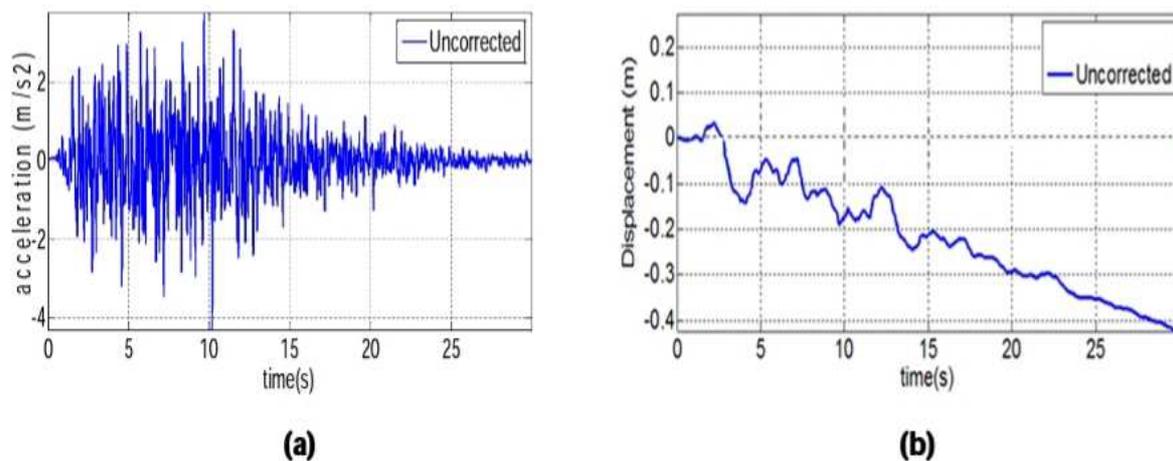


Figure 1.3 : (a) Signal artificiel généré à partir du spectre de réponse élastique de

La composante horizontale du règlement RPOA (MTP, 2010).

(b) déplacement calculé par double intégration.

I.6. Correction des signaux sismiques:

Les bruits et les conditions non nulles sont les sources du problème d'intégrabilité et

dépendent de la nature du signal sismique. Par ailleurs il est difficile voire impossible de connaître d'une manière exacte les causes du problème d'intégrabilité pour un signal donné. Du coup il reste difficile de corriger avec exactitude les signaux sismiques. Il n'existe pas une méthode de correction des signaux sismiques proprement dite qui peut être utilisée pour les cas. En fonction des domaines d'applications, plusieurs méthodes de correction sont développées dans la littérature. Le principe de ces méthodes repose sur la correction de la ligne de base et le filtrage.

I.6.1. Correction de la ligne de base:

Cette méthode est fondée sur le principe que dans des circonstances normales, la particule du sol va osciller autour de la position d'équilibre, c'est à dire la ligne de base de l'enregistrement du mouvement du sol doit être une ligne zéro.

Ce n'est pas le cas dans la majorité des signaux disponibles et afin d'éliminer la référence non-zéro, une correction de référence est utilisée. Elle consiste d'ajuster la ligne de base avec un polynôme d'ordre n , puis la soustraction de cette courbe ajustée du signal brut. On présente par les Figure 1.4 à 1.6 un exemple de correction de la ligne de base. Cet exemple concerne le signal enregistré durant le séisme de CHI-CHI (Taiwan) de 1999.

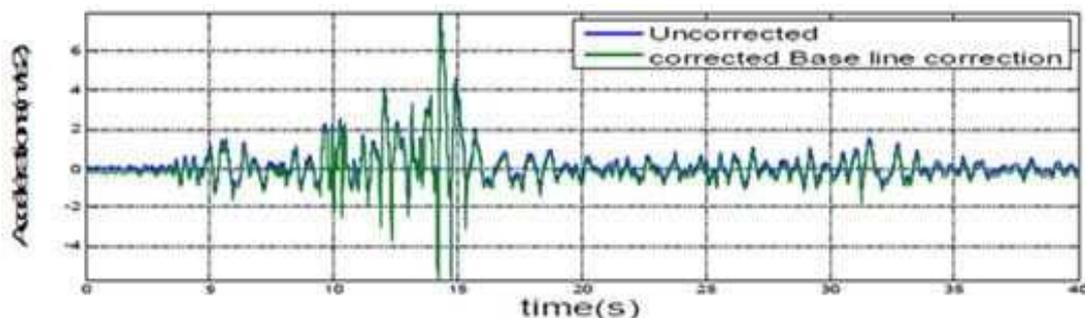


Figure 1.4 : Accélérations corrigées et non corrigées du séisme CHI-CHI(Taiwan) 1999(Boukli,2014).

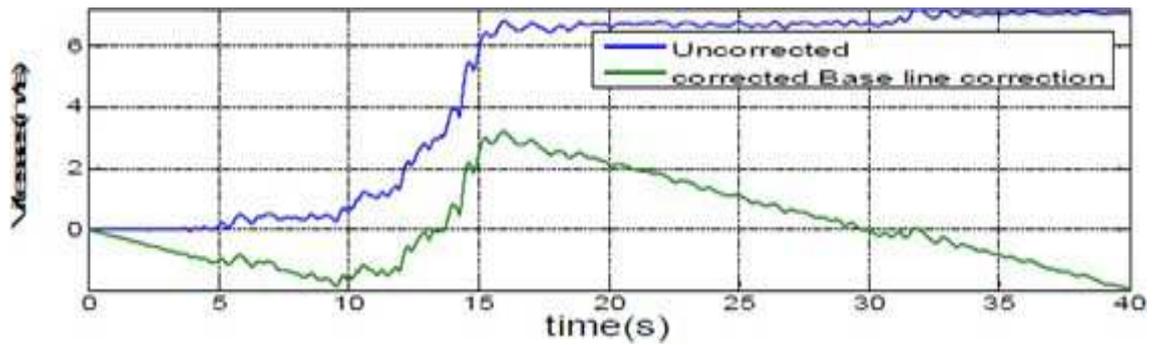


Figure 1.5 : Vitesses corrigées et non corrigées du séisme CHI-CHI(Taiwan) 1999(Boukli,2014).

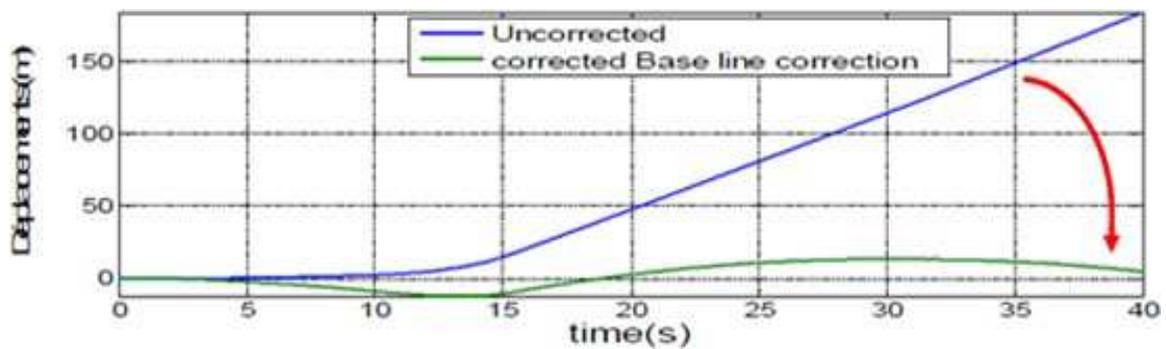


Figure 1.6 : Déplacements corrigées et non corrigées du séisme CHI-CHI(Taiwan) 1999(Boukli,2014).

I.6.2.Le filtrage:

Il consiste à garder ou à éliminer des fréquences du signal sismique. Il existe trois types de filtrages qui dépendent des fréquences supprimées ou gardées ; cette fréquence limite entre ces deux domaines s'appelle la fréquence de coupure F_c .

Le filtrage Low- Pass, si on considère qu'il y a un important bruit qui affecte les hautes fréquences de notre enregistrement alors on doit utiliser un filtrage "Low -Pass", qui élimine ces hautes fréquences à partir d'une certaine limite dite la fréquence de coupure " F_c " (Figure 1.7).

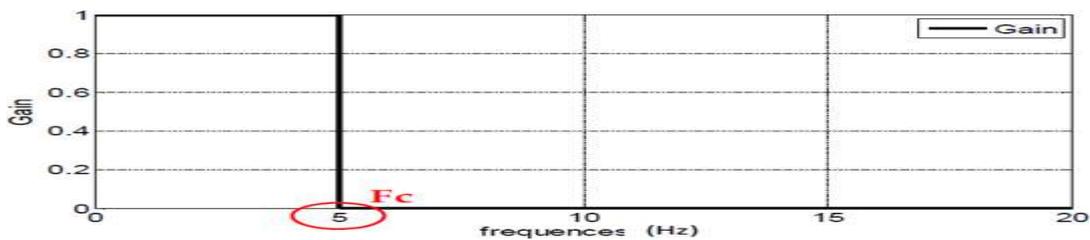


Figure 1.7 : Le filtre Low Pass.

Le filtrage "High-Pass" est un traitement qui fonctionne suivant un principe similaire que celui du filtrage "Low -Pass" car il élimine les basses fréquences jusqu'à la fréquence de coupure. "Fc" (Figure 1.8).

Les filtrages band stop et band Pass fonctionnent suivant le même principe des deux filtrages précédents c'est-à-dire le maintien ou suppression des domaines fréquentiels mais avec une petite différence qui est le raisonnement en bande ce qui nécessite deux fréquences de coupures "Fc1" et "Fc2" (Figure 1.9).

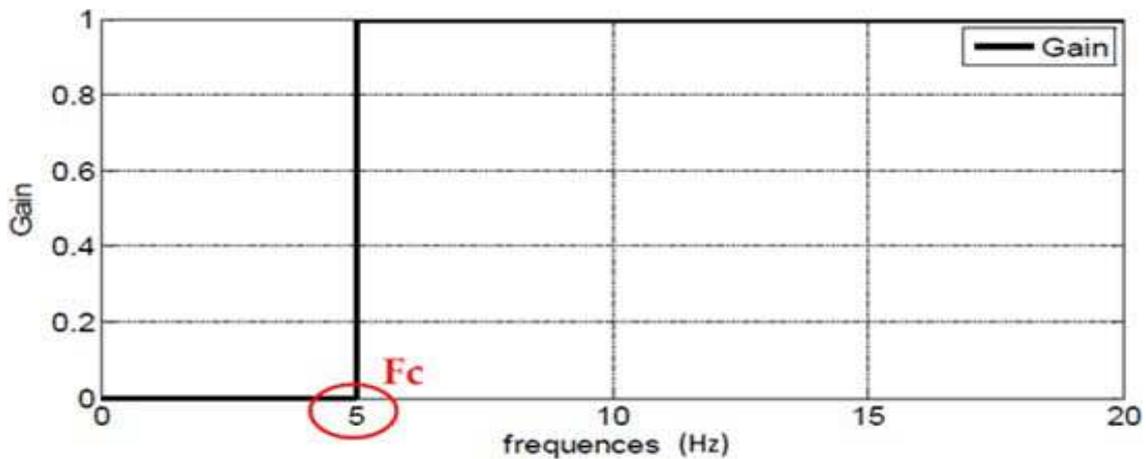


Figure 1.8 : Le filtre Hight Pass.

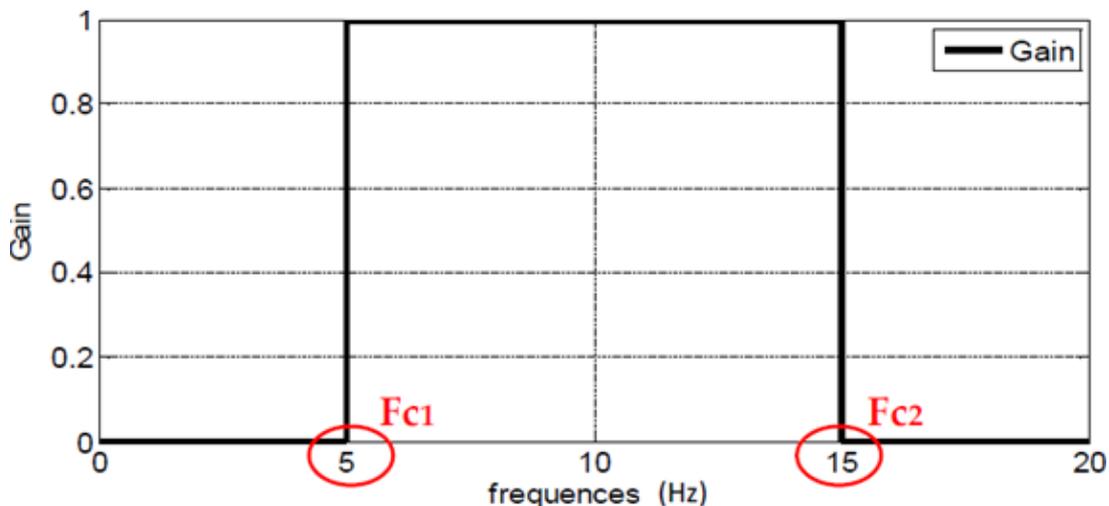


Figure 1.9. Le filtre Band Pass / Band Stop.

I.10. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a présenté le problème d'intégrabilité qui touche les signaux en accélérations enregistrés et simulés. Ce problème est principalement causé par les bruits enregistrés et le vieillissement des instruments et leurs retards de déclenchement. L'origine peut être purement numérique pour les signaux simulés. En effet les accélérations enregistrées doivent être traitées afin d'obtenir des déplacements réalistes.

Chapitre 2

PRESENTATION ET PRE DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE

II.1.Introduction:

La réalisation d'une construction quelconque nécessite une bonne connaissance du sol de fondation ainsi que les caractéristiques géométriques de l'ouvrage. Ceci en appuyant sur les règlements nécessaires et tenant compte de différents matériaux utilisés. Quand ces facteurs se réunissent, l'ingénieur en génie civil pourra débiter ses études. Ce chapitre est consacré à la présentation et le pré-dimensionnement du bâtiment choisi dans ce mémoire.

II.2.Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+9) implanté à **Bejaïa**, cette structure est destinée pour l'usage service au niveau du 9^{ème} étage et d'habitation pour le RDC et les autres étages, elle est classée d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 » dans le groupe d'usage **2**. Les plans architecturaux de ce bâtiment sont présentés dans l'annexe.

II.3.Implantation de l'ouvrage :

L'assiette du projet se trouve dans le lieu dit SIDI ALI LEBHER. D'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), la structure est implémentée en zone **IIa** (zone de moyenne sismicité).

II.4.Caractéristiques de l'ouvrage :

II. 4.1.Caractéristiques géométrique :

Les dimensions du bâtiment sont :

– La hauteur totale **31.62m**

Pour le RDC on a:

La largeur du rez-de-chaussée **13,55m**

La longueur du rez-de-chaussée **21,85m**

La hauteur du rez-de-chaussée.....**4.08m**

Pour les autres étages on a :

La largeur..... **16,55m**

La longueur..... **23,37m**

La hauteur..... **3.06m**

II.4.2. Données de site :

Le sol de notre site est constitué de faible à moyenne portance.

La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 0.95$ bars.

L'ancrage minimal des fondations : **D=4.30 m**

II.4.3.Élément secondaires :

Plancher : Dans ce projet nous avons adopté des planchers à corps creux pour tous les étages et des planchers à dalle pleine pour les balcons et la dalle d'ascenseur.

Escalier : Nous avons adopté trois types d'escalier :

Escalier principale en béton armé.

Escalier à une volée en bois entre le 8^{eme} et le 9^{eme} étage.

Escalier à deux volées en acier entre 9^{eme} étage la terrasse inaccessible.

L'ascenseur : C'est un élément mécanique, sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

Maçonnerie utilisés :

Les murs extérieurs sont réalisés en double cloison de 15/10 cm, séparé d'une lame d'aire de 5cm.

Les murs intérieurs sont réalisés de cloison de 15cm/10cm, séparés d'une lame d'aire de 5cmpour les séparations entre les logements.

L'acrotère : C'est un élément encastré dans le plancher terrasse accessible qui va servir comme garde de corps et empêcher l'infiltration des eaux pluviales. Briques creuses de 10cmpour la séparation des espaces.

II.4.4. Caractéristiques structurales :

En se référant au RPA 99 version 2003 qui exige que pour toutes structures dépassant une hauteur de 17m en zone II, le type de contreventement sera mixte (voiles-portiques)

II.4.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction de notre projet seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).

Le béton

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours (f_{c28}).

Quelques données sur le béton utilisées sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau2-1:Caractéristiques du béton.

F_{c28} (MPa)	25,0	
F_{t28} (MPa)	2,1	
E_i 28(MPa)	32164,2	
E_v 28(MPa)	10818,86	
σ_{bc} ultime (MPa)	Situation durable	14,2
	Situation accidentelle	18,5
σ_{bc} service (MPa)	15	
τ_u (MPa) : Situation durable	Fissuration peu nuisible	3,33
	Fissuration préjudiciable	2,5
Coefficient de poisson	Etats limites ultime	0
	Etats limites de service	0.2
Dosage en ciment (kg/m ³)	350	

L'acier

Les aciers utilisés pour le béton armé sont nécessaires généralement pour reprendre les efforts de traction et éventuellement de compression pour limiter les fissurations.

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau 2-2.

Tableau 2-2 : Les types d'acier utilisés et leurs nuances.

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	Fe (MPa)	E(MPa)
Rond lisse	Armature transversales	feE 235	Ø6 et Ø8	215	$2,1 \cdot 10^5$
Barre à haute adhérence	Armature longitudinales	feE400	$T \geq 10$	400	$2,1 \cdot 10^5$
Treillis soudé	Table de compression	TLE520	$0 \leq \varnothing \leq 6$	520	$2,1 \cdot 10^5$

II.5. Hypothèses de calcul aux états limites

II.5.1. Etat limite ultime (ELU)

Sont des états qui correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de l'ouvrage, ils sont relatifs à la stabilité de la structure et à la résistance des matériaux utilisées. Il existe trois états limites :

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme : flambement.

II.5.2. Etat limite de service (ELS) :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage. Il y'a 03 états limites :

- Etat limite d'ouverture des fissures.

- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite de compression du béton.

II.6. Actions et sollicitations :

II.6.1. Les actions : CBA 93 (art A.3.1.1)

Les actions sont des forces et des couples dues aux charges appliquées (permanentes, d'exploitations, climatiques, etc....) aux déformations imposées à une construction (variation de température, tassement d'appuis, etc. ...), on distingue trois types d'action :

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitations.
- Des charges accidentelles.

II.6.1.1. Les Actions permanentes (G) :

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps.

Elles comportent :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des revêtements et cloisons.
- Les forces de poussée des terres et des liquides.

II.6.1.2. Les Actions variables (Q) :

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps elles correspondent aux :

- Surcharge d'exploitation.
- Action de la température, du retrait...etc.
- Charges appliquées aux cours d'exécution (équipement de chantier).
- Charges climatiques (neige, vent).

II.6.1.3. Les Actions accidentelles (E) :

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs, avalanches,.....etc.

II.6.2. Les sollicitations :

Les sollicitations de calcul sont des efforts (normaux et tranchants) et des moments (de flexions et de torsion).

II.7. Règlements et normes utilisés :

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA 93 (Règle de conception et de calcul des structures en béton armé).
- Le RPA 99 version 2003 (Règlement Parasismique Algérien).
- Le BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites).
- DTR-BC 2.2 (Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges).
- DTR-BC 2.331 (Règle De calculs Des Fondations superficielles).

II.8. Descente des charges

L'objectif de calcul de la descente des charges est de déterminer les charges et les surcharges qui reviennent à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher. Les charges calculées dans ce cas sont G et Q.

II.8.1. Evaluation des charges et surcharges des planchers

Les charges et surcharges appliquées au présent bâtiment sont données par le tableau 2-3.

II.8.2. Escaliers

Ce sont des éléments en béton armé conçus sur place, ils servent à lier les différents niveaux. Les charges et surcharges correspondantes aux escaliers sont données par les tableaux 2-4 à 2-6.

II.8.3. Mur extérieur

Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois par des briques creuses de 15cm et 10cm séparées par un lamed'air de 5cm d'épaisseur. Les charges des murs extérieurs sont données par le tableau 2-7

Tableau 2-3 : Evaluation des charges et surcharges des planchers.

Désignations	Densité (kN/m ³)	e (cm)	Poids (KN/m ²)				
			Terrasse inaccessible	Terrasse accessible	Etage courant	Etage service	Balcon
Protection en gravier	20	5	1	/	/	/	/
Multicouche d'étanchéité	/	2	0.12	0.12	/	/	/
Isolation thermique	4	4	0.16	0.16	/	/	/
Forme de pente	22	5	1.1	1.1	/	/	/
Revêtement en carrelage	20	2	/	0.4	0.4	0.4	0.4
Mortier de pose	20	2	/	0.4	0.4	0.4	0.4
Plancher corps creux	/	20	2.85	2.85	2.85	2.85	2.85
Dalle pleine	25	12	3	3	3	3	3
Enduit en mortier	18	1.5	0.27	/	/	/	0.27
Enduit en plâtre	10	2	/	0.2	0.2	0.2	/
Lit de sable	18	2	/	/	0.36	0.36	0.36
Cloison double	/	10	/	/	0.9	0.9	0.9
	ΣG avec corps creux		5.50	5.23	5.11	5.11	5.18
	ΣG avec dalle plein		5.65	5.38	5.26	5.26	5.33
	Q		1	1.5	1.5	2.5	3.5

Tableau 2-4 : Evaluation des charges et surcharge de la volée I.

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Carrelage : horizontal	20	2	0.4
Carrelage : vertical	20	$e \cdot h/g = 1.1$	0.22
Mortier de pose h	20	2	0.4
Mortier de pose v	20	1.1	0.22
Marche	22	$h/2 = 5$	1.1
Paillasse	25	$e/\cos(\alpha) = 20.11$	4.79
Enduit en plâtre	10	2.37	0.237
			$G_v = 7.36 \text{ KN/m}^2$
			$Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2$

Tableau 2-5 : Evaluation des charges et surcharge du palier.

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	20	2	0.4
Mortier de pose	20	2	0.4
La dale	25	17	4.25
Lit de sable	18	2	0.36
Enduit en plâtre	10	2	0.2
			$G_p = 5.61 \text{ KN/m}^2$
			$Q_p = 2.5 \text{ KN/m}^2$

Tableau 2-6 : Evaluation des charges et surcharge de la volée II et III.

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Carrelage : horizontal	20	2	0.4
Carrelage : vertical	20	e*h/g=1.1	0.22
Mortier de pose h	20	2	0.4
Mortier de pose v	20	1.1	0.22
Marche	22	h/2=8	1.76
Paillese	25	e/cos(α)=20.11	5.02
Enduit en plâtre	10	2.37	0.237
			$G_v=8.25\text{KN/m}^2$
			$Q_v=2.5 \text{ KN/m}^2$

Tableau 2-7 : Evaluation des charges des murs extérieurs.

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Brique creuses	/	10	0.9
Lame d'air	/	5	/
Brique creuses	/	15	1.30
Enduit en ciment	18	1.5	0.27
Enduit en plâtre	10	2	0.2
			$G=2.67\text{KN/m}^2$

II.9. Pré dimensionnement des éléments :

Les dimensions des éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous nous référons aux recommandations du RPA99 (version 2003), (BAEL 91) et (CBA 93).

La transmission des charges se fait comme suit :

Charges et surcharges → poutrelles → planchers → poutres → poteaux → fondations

II.9.1. Pré-dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T (Figure 2.1) en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales. Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée. Dans le cas où les travées sont identiques, on prend le sens où on a plus d'appuis (critère de continuité).

b : Largeur efficace.

b₀ : Largeur de la nervure, choisie forfaitairement.

h : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher).

h₀ : Hauteur de la dalle de compression

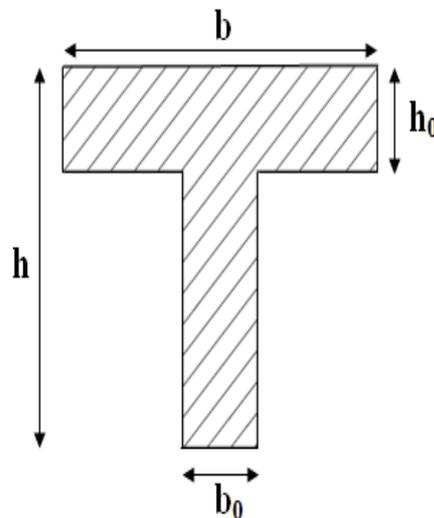


Figure 2.1 : Coupe transversale d'une poutrelle.

La longueur de la table de compression (b) est donnée par la formule suivante :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y^{\min}}{10} \right) \dots \dots \dots \text{(CBA .Art 4.1.3)}$$

Où:

L_x : Distance entre nus de deux poutrelles.

L_y^{\min} : Longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

On a:

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) * h \text{ donc: } b_0 = (8 \text{ à } 12) \Rightarrow \mathbf{b_0 = 12 \text{ cm.}}$$

$$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$$L_y = 4 \text{ m}$$

$$\frac{(b-b_0)}{2} \leq \text{Min}(26.5; 40) \text{ cm} \quad 26.5 \quad \frac{(b-b_0)}{2} \leq 26.5 \Rightarrow \mathbf{b = 65 \text{ cm}}$$

II.9.2. Les dalles pleines

Ce type de planchers est constitué de dalle pleine en béton armé, reposant sur un ensemble d'appuis constitués de poutres ou voiles en B.A, il est utilisé pour planchers à surcharge élevée généralement. Il est composé d'un ensemble de panneaux de dalles, chaque panneau se calcule indépendamment. Un panneau de dalle est une partie de dalle limité par des appuis.

On appelle :

l_x : petite dimension du panneau.

l_y : grande dimension du panneau.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Le pré dimensionnement des dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

a. Critère de résistance :

$e \geq \frac{Lx}{20}$ pour une dalle sur un ou deux appuis en parallèles.

$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$ pour une dalle sur quatre appuis avec $\rho < 0.4$.

$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$ pour une dalle sur trois appuis et une dalle sur 4 appuis avec $\rho \geq 0.4$.

b. Critère de résistance au feu :

$e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu.

$e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

$e \geq 17.5\text{cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.

c. Critère d'isolation phonique :

Selon les règles techniques « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

d. Calcul de l'épaisseur de la dalle pleine

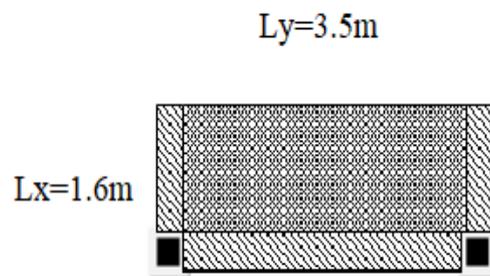
Dans le cas de ce Bâtiment on a quatre type de dalle plein:

Type D1:

$L_x=160\text{ cm}$, $L_y=350\text{ cm}$ (Figure 2.2)

$$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \Rightarrow \frac{160}{45} \leq e \leq \frac{160}{40} \Rightarrow 3.55 \leq e \leq 4$$

Figure 2.2 : Schéma de la dalle pleine reposant sur trois appuis (D1).



Type D2

$L_x=145\text{ cm}$, $L_y=640\text{ cm}$ (Figure 2.3).

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Rightarrow \frac{145}{45} \leq e \leq \frac{145}{40} \Rightarrow 3.22 \leq e \leq 3.62$$

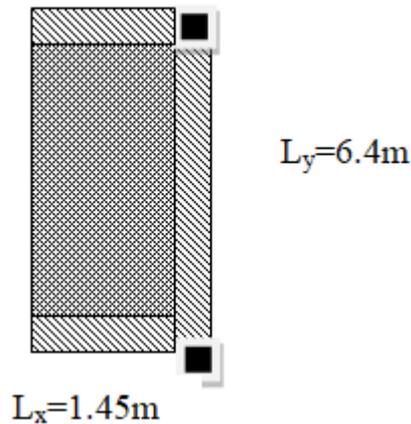


Figure 2.3 : Schéma de la dalle pleine reposant sur trois appuis D2.

Les dalles des balcons (D1 et D2) ont des dimensions modérées et c'est pour cette raison que la condition de coupe-feu est la plus défavorable.

On prend : $e = 12 \text{ cm}$.

Type D3

$L_x = 170 \text{ cm}$ $L_y = 1.85 \text{ cm}$ (Figure 2.3)

$$e \geq \frac{L_x}{20} = \frac{170}{20} = 8.5$$

Donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus défavorable ($e = 12 \text{ cm}$).

On prend : $e = 12 \text{ cm}$

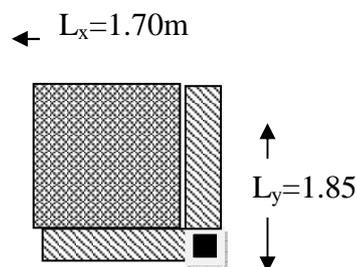


Figure 2.4 : Schéma de la dalle pleine reposant sur deux appuis (D3).

Type D4

Dalle reposant sur quatre appuis : la dalle de l'ascenseur. (Figure 2.4)

$$L_x=350 \text{ cm} \quad L_y=460 \text{ cm} \quad \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow 7.78 \leq e \leq 8.75$$

Donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus défavorable ($e = 12 \text{ cm}$). On prend : $e = 12 \text{ cm}$

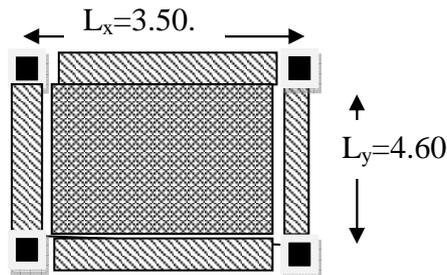


Figure 2.5 Schéma de la dalle pleine sur quatre appuis(D4).

II.9.3. Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres (Figure 2.5) sont des éléments dans la longueur L est largement supérieur aux dimensions de la section (soit en Té ou rectangulaire), elles sont classées dans la catégorie des éléments structuraux, et leurs rôle principale est la transmission des charges verticales au système porteur (poteaux et voiles).

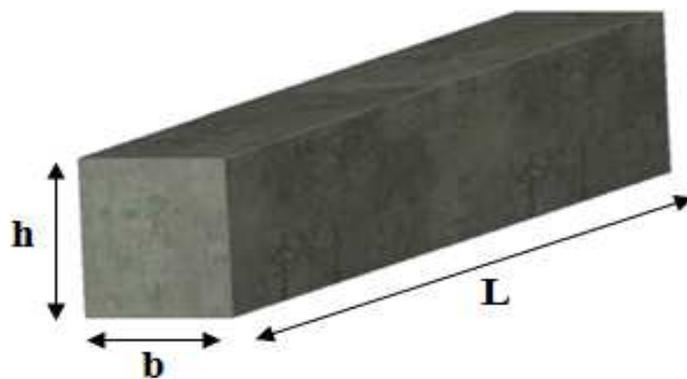


Figure 2.6: Dimensions d'une poutre.

Leur pré-dimensionnement est donné par les formules empiriques suivantes :

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{max}}{10}$$

L_{max} : la portée max.

Les dimensions de la poutre doivent vérifier les conditions de l'RPA suivantes:

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

II.9.3.1. Poutres principales

Les poutres principales reprennent les charges du plancher, elles sont perpendiculaire aux poutrelles.

On suppose des poteaux de $(40 \times 40) \text{ cm}^2$. On a L_{max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L_{max} = 670 - 40 = 630 \text{ cm}$).

Donc:

$$\frac{630}{15} \leq h_p \leq \frac{630}{10} \Rightarrow 42 \text{ cm} \leq h_p \leq 63 \text{ cm}$$

Alors, on prend $\begin{cases} h_p = 50 \text{ cm} \\ b_p = 40 \text{ cm} \end{cases}$, (b_p, h_p) : dimensions de la poutre principale.

Vérification des conditions du RPA :

$b = 40 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ vérifiée

$h = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ vérifiée

$\frac{h}{b} = \frac{50}{40} = 1.25 \text{ cm} \leq 4$ vérifiée

II.9.3.2. Poutres secondaires

Sont des poutres parallèles aux poutrelles, qui s'appuient sur les poutres principales. On a L_{max} = la portée maximale entre nus d'appuis est ($L_{max} = 4.40 - 40 = 400 \text{ cm}$). Donc:

$$\frac{400}{15} \leq h_s \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26.67 \text{ cm} \leq h_s \leq 40 \text{ cm}$$

Alors, on prend $\begin{cases} h_s = 35 \text{ cm} \\ b_s = 30 \text{ cm} \end{cases}$ (b_s, h_s) : dimensions de la poutre secondaire.

Vérification des conditions du RPA :

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots \text{vérifiée}$$

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.17 \text{ cm} \leq 4 \dots\dots \text{vérifié}$$

II.9.4.Planchers**II.9.4.1.Plancher à entrevous (plancher à corps creux)**

Ce type de plancher (Figure 2.6) est très couramment utilisé dans la construction de bâtiment. Il est constitué :

De poutrelles préfabriquées en béton armé ou en précontraint, disposées parallèlement et espacées de 0,5 m à 0,7 m ;

D'entrevous de forme adaptée aux poutrelles (appelés corps creux) en béton, en terre cuite ou en polystyrène,

D'une dalle de compression supérieure en béton de 4 à 6 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble des poutrelles-entrevous qui tient lieu de coffrage.



Figure 2. 7: Illustration en 3D d'un plancher à entrevous.

Les dimensions de ce type de plancher sont données par la figure 2.7.

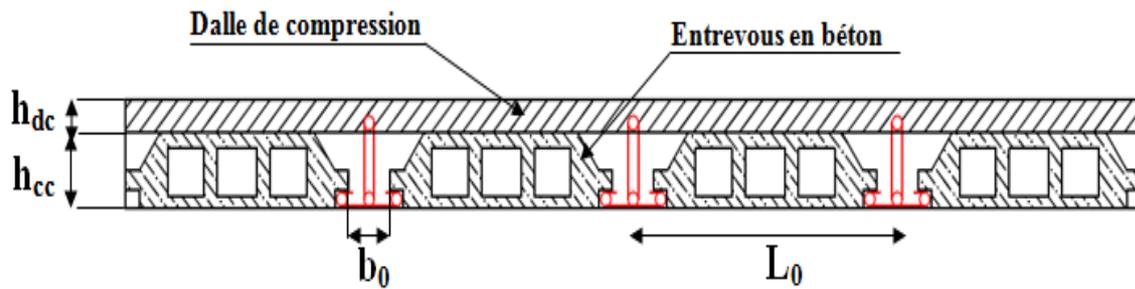


Figure 2.8: Coupe transversale d'un plancher à entrevous.

Avec:

h_{dc} : hauteur de la dalle de compression.

h_{cc} : hauteur du corps creux.

b_0 : largeur de la nervure.

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

L'épaisseur du plancher est déterminée par l'épaisseur des poutrelles. Pour le pré-dimensionnement on va utiliser les formules empiriques qui ont pour but de limiter la flèche. La hauteur des poutrelles est donnée par la formule donnée par le CBA 93(Art B.6.8.4.2.4) suivante :

$$h \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

L_{max} : la distance max entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

On a donc :

La portée de la poutre max dans le sens de disposition des poutrelles est de 400 cm.

$$L_{max} = 400\text{cm} \Rightarrow h \geq \frac{400}{22.5} \text{ donc } h \geq 17.78 \text{ cm}$$

$$\text{Alors on opte pour un plancher } [16 + 4], \begin{cases} h_{\text{corps creux}} = 16 \text{ cm} \\ h_{\text{dalle de compression}} = 4 \text{ cm} \\ h_{\text{total}} = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

II.9.5. Les poteaux

Un poteau est un élément en béton armé généralement vertical, rectangulaire ou circulaire, rarement incliné, dont une dimension, la longueur, est grande, par rapport aux deux autres. Il est destiné principalement à transmettre les charges gravitaires de la structure.

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait selon les critères suivant :

- Le critère de résistance.
- Le critère de stabilité de forme.
- Les règles de RPA99.

Le critère de résistance :

Les poteaux sont sollicités en compression simple par un effort N_u .

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq f_{bu}$$

Avec :

N_U : Effort normal pondéré dû aux charges et surcharges.

B : Section transversale du poteau tel que : $\mathbf{B} = \mathbf{b} \cdot \mathbf{h}$.

f_{bu} : Contrainte admissible du béton à la compression, tel que :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25}{1.5} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$N_U = (1.35G + 1.5Q)$$

Avec :

G : La charge permanente.

Q : La charge d'exploitation, calculée après application de la loi de dégression de charge.

Critère de stabilité de forme :

Pour vérifier le flambement des poteaux, on doit vérifier l'inégalité suivante :

$$N_U \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \Rightarrow B_r \geq \frac{N_u'}{\alpha \times \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B_r \times \gamma_s} \right)}$$

Avec :

$N_u' = 1.1 \times N_u$ L'effort de compression ultime doit être majoré de 10%.

B_r : Section réduite du poteau : $B_r = (b - 0.02) \cdot (h - 0.02)$ (m²).

A_s / B_r : Le rapport de la section de l'acier à celle du béton, on prend ; $A_s / B_r = 1\%$

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ

λ : L'élanement définie par ; $\lambda = L_f / i$.

Avec :

L_f : longueur du flambement.

Pour le cas de bâtiment courant : $L_f = 0.7 * l_0$ où l_0 : Longueur libre du poteau.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I : moment d'inertie de la section du poteau.

B : section transversale du poteau, tel que : $B = b * h$

$$\text{Si } : 0 < \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\text{Si } : 50 < \lambda \leq 70 \Rightarrow \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$$

Règles du RPA99 :

Les dimensions de la section du poteau doivent satisfaire aux conditions suivantes en zone II_a :

$$\min (b, h) \geq 25\text{cm}$$

$$\min (b, h) \geq h_e / 20.$$

Où h_e : La hauteur d'étage

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on fixe les sections suivantes :

Tableau 2-8:sections préalables des poteaux

Etages	RDC+1+2 ^{eme}	3+4+5 ^{eme}	6+7+8 ^{eme}	9 ^{eme}
	Etage	Etages	Etages	Etages
Section (b*h)cm ²	50×50	45×45	40×40	35×35

On prend le poteau de RDC comme exemple de calcul. Les autres vérifications sont résumées dans le tableau 2-9

$$L_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times (4.08 - 0.5) = 3.58\text{m} \quad B = 0.5 \times 0.5 = 0.25\text{m}^2 \quad I = 5.21 \times 10^{-3} \text{m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = 0.144\text{m} \quad \lambda = \frac{3.58}{0.144} = 24.86 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{24.86}{35} \right)^2} = 0.77$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier : $B_r \geq \frac{2.3236}{0.77 \times \left(\frac{25}{1.35} + \frac{400}{115} \right)} = 0.137\text{m}^2$

Or nous avons

$$B_r = (50 - 2) \times (50 - 2) \times 10^{-4} = 0.2304 \text{m}^2$$

0.2304 > 0.137 le poteau ne risque pas de flamber.

Tableau 2-9 : Vérification des poteaux au flambement.

Etages	Nu' (KN)	Section (m ²)	Condition Br > Br _{cal}		Observation
			Br(m ²)	Br _{cal} (m ²)	
RDC	2323.60	0.5×05	0.2304	0.137	Vérifié
1 + 2 ^{eme}	2093.65	0.5×05	0.2304	0.123	
3 + 4 + 5 ^{eme}	1665.06	0.45×0.45	0.1849	0.098	
6 + 7 + 8 ^{eme}	998.78	0.40×0.40	0.1444	0.058	
9 ^{eme}	236.23	0.35×0.35	0.1089	0.014	

II.9.6. Pré-dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments de contreventement vertical, généralement en béton armé. Ils sont pleins ou comportant des ouvertures. Ils assurent deux fonctions principales :

Ils sont porteurs ce qui leur permet le transfert des charges verticales ;

Une fonction de contreventement qui garantit la stabilité sous l'action des charges horizontales.

L'épaisseur du voile (Figure 2.9) doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités. Selon le **RPA 99/ (2003)** :

$$e \geq 15 \text{ cm.}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20}.$$

$$L \geq 4 e.$$

Avec :

h_e : hauteur libre d'étage.

e : épaisseur du voile.

L : longueur du voile.

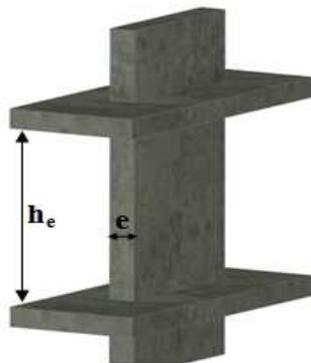


Figure 2.9 : Illustration d'un voile en élévation.

Le calcul de l'épaisseur des voiles est résumé dans le tableau 2-10.

Tableau 2-10:La hauteur et l'épaisseur des voiles.

Nature d'étage	h_c (m)	$e \geq h_c / 20$ (cm)
RDC	$4.08 - 0.2 = 3.88$	$e \geq 19.4$
1 ^{ère} au 9 ^{ème} étage	$3.06 - 0.2 = 2.88$	$e \geq 14.4$

Après l'analyse des résultats précédents nous proposons:

e=20cm Pour RDC.

e=15 cm Pour les autres étages.

Le tableau 2-11 donne un Récapitulatif des dimensions des différents éléments résistants du bâtiment

Tableau 2-11 :Récapitulatif des dimensions des différents éléments résistants du bâtiment.

Eléments	Largeur (cm)	Hauteur (cm)
Poutre principales	40	50
Poutre secondaires	30	35
Poteaux, RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	50	50
Poteaux 3+4+5 ^{ème} Etages	45	45
Poteaux 6+7+8 ^{ème} Etages	40	40
Poteaux 9 ^{ème} Etages	35	35
Voiles de contreventement RDC	e =20 cm	
Voiles de contreventement 1 ^{er} au 9 ^{ème} étage	e=15 cm	

II.10. CONCLUSION

Ce deuxième chapitre a été consacré à la présentation du bâtiment choisi pour cette étude, ainsi que les caractéristiques des matériaux. On procède suite à l'évaluation des charges et surcharge et enfin au pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux, d'un bâtiment R+9 à usage d'habitation.



Chapitre 3

Modélisation et
étude dynamique
de la structure

III.1. Introduction:

Le but de ce chapitre est l'étude de comportement de la structure causée par des charges dynamiques qui, contrairement à des charges statiques, varient dans le temps. Ces charges dynamiques engendrent des déplacements qui dépendent du temps. L'analyse dynamique d'une structure, nécessite un modèle qui reflète le fonctionnement de l'ouvrage sous ces charges. Nous allons donc commencer par la modélisation du bâtiment présenté précédemment.

III.2. Choix de la méthode de calcul dynamique:

Selon le RPA99/2003 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant une des trois méthodes données par la suite:

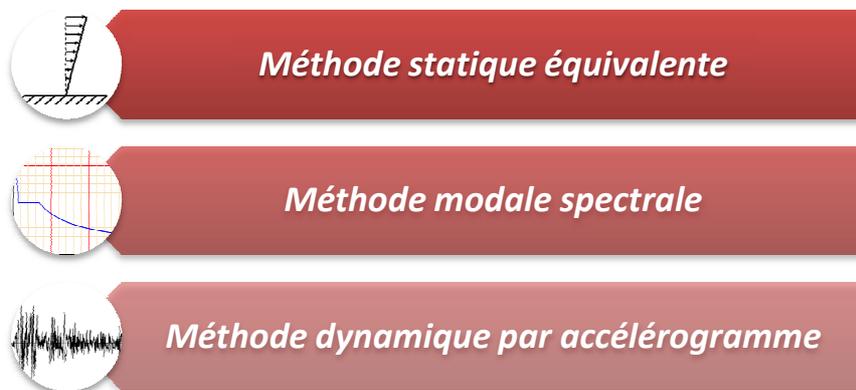


Figure 3.1 : Méthodes De Calcul.

En utilisant la méthode statique équivalente, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.).

Par ailleurs, 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 prise.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix de séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Dans notre cas, nous avons un bâtiment R+9 d'une hauteur de 31.62 m, la condition de

régularité en plan n'est pas satisfaite. De plus, la hauteur de la structure est supérieure à 23 m, la hauteur limite en zone IIa, groupe d'usage 2 est dépassée. Alors la méthode statique équivalente ne peut être utilisée (RPA99 Art 4.1.2).

On utilise donc la méthode modale spectrale, C'est la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

III.3. Calcul de la force sismique statique :

Dans cette section on calcul la force sismique totale V. Cette force est utilisée par la suite dans les vérifications de l'analyse dynamique modale spectrale. V est appliqué à la base de la structure et elle doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \dots \dots \dots (RPA99/2003 \text{ Art } (4.2.3))$$

Tels que :

$$\left\{ \begin{array}{l} A: \text{coefficient d'accélération de la zone ; } \dots \dots \dots (RPA99/2003 \text{ tableau } (4.1)) \\ D: \text{facteur d'amplification dynamique moyen ; } \dots \dots \dots (RPA99/2003 (4.2)) \\ R: \text{coefficient de comportement global de la structure ; } \dots \dots \dots (RPA \text{ tableau } (4.3)) \\ Q: \text{facteur de qualité ; } \dots \dots \dots (RPA (4.4)) \\ W: \text{poids total de la structure } \dots \dots \dots (RPA(4-5)) \end{array} \right.$$

Détermination des paramètres cités au dessus selon notre structure :

Coefficient d'accélération de la zone A:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone II}_a \end{array} \right. \Rightarrow A = 0.15$$

Coefficient de comportement global de la structure :

Dans notre cas, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques/voiles avec justification de l'interaction $\Rightarrow R = 5$.

Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le calcul de ce facteur dépend, de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} & \text{RPA99/2003 (Formule 4.2)} \\ 2.5 \eta (T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

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

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.3)}$$

Avec :

ξ est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et d'importance des remplissages. On a:

Pour les portiques auto stable $\rightarrow \xi = 7\%$.

Pour les voiles $\rightarrow \xi = 10\%$.

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne: $\xi=8.5\%$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8,5}} = 0,82$$

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et donnée par d'après le RPA99. Tableau 4.7.

Dans notre cas le sol est meuble donc il est classé en Site S_3 donc $\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,5 \text{ s} \end{cases}$

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (voiles/portiques), donc la période fondamentale de la structure est déterminée à travers les formules empiriques suivantes:

$$\begin{cases} T = C_T H^{3/4} & \text{RPA99/2003 (Formule 4 - 6)} \\ T = 0.09 H / \sqrt{L} & \text{RPA99/2003 (Formule 4 - 7)} \end{cases}$$

Tels que :

$C_T = 0.05$: coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé. RPA99/2003 (Tableau 4.6)

$H = 31.62$ m : hauteur total du bâtiment.

L = dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\text{Considérée} \begin{cases} L_x = 13,23 \text{ m} \\ L_y = 21,56 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.782 \text{ sec} \\ T_y = 0.613 \text{ sec} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_{sx} = \min(0.782; 0.667) = 0.667 \text{ s} \\ T_{sy} = \min(0.613; 0.667) = 0.613 \text{ s} \end{cases}$$

Le coefficient D est donc égale à:

$$D = 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{car } 0.5 \leq T \leq 3 \text{ sec}$$

$$D_x = 2.5 * 0.82 * (0.5 / 0.667)^{\frac{2}{3}} = 1.683$$

$$D_y = 2.5 * 0.82 * (0.5 / 0.613)^{\frac{2}{3}} = 1.781$$

Facteur de qualité :

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \text{RPA99/2003 (Formule (4-4))}$$

Avec :

P_q : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité (q) est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont données dans le tableau 3-1.

Tableau 3-1: Valeurs des pénalités Q.

N°	Critère (q)	Observée	P _q /xx	Observée	P _q /yy
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2	Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3	Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4	Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	/	0	/	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.05	Non	0.05

$$\text{Donc : } \begin{cases} Q_x = 1.25 \\ Q_y = 1.25 \end{cases}$$

Poids total de la structure (W) :

W est égal à la somme des poids W_i, calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \text{ RPA99/2003 (Formule(4 - 5))}$$

Avec :

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuelles, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, est donné par le tableau du (RPA tableau 4.5)

$$\text{Dans notre cas : } \beta = \begin{cases} 0.2 \text{ (habitation)} \\ 0.6 \text{ (comercial)} \end{cases}$$

Le tableau 3-2 résume les poids des différents niveaux :

Tableau 3-2: Poids total de la structure.

Niveau	$W_{Gi}(\text{KN})$	$W_{Qi}(\text{KN})$	$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}(\text{KN})$
31.62	1527,384	185.222	1629.983
28.56	3574,349	585.340	3676.948
25.50	3488,958	512.997	3591.557
22.44	3450,333	512.997	3552.932
19.38	3498,477	512.997	3601.067
16.32	3497,356	512.997	3599.955
13.26	3497,272	512.997	3599.871
10.20	3556,013	512.997	3658.612
7.14	3561,273	512.997	3663.872
4.08	3925,475	512.997	4028.074

$$W = \sum_{i=1}^n W_i = 34602.871 \text{KN}$$

La force sismique totale à la base de la structure est égale à:

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.683 \times 1.25}{5} \times 34602.871 = 2183.873 \text{KN}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.781 \times 1.25}{5} \times 34602.871 = 2311.039 \text{KN}$$

III.4. Calcul dynamique par la méthode dynamique modale spectrale

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003(4.13)}$$

Pour notre étude le spectre de réponse est donné par la figure 3-2.

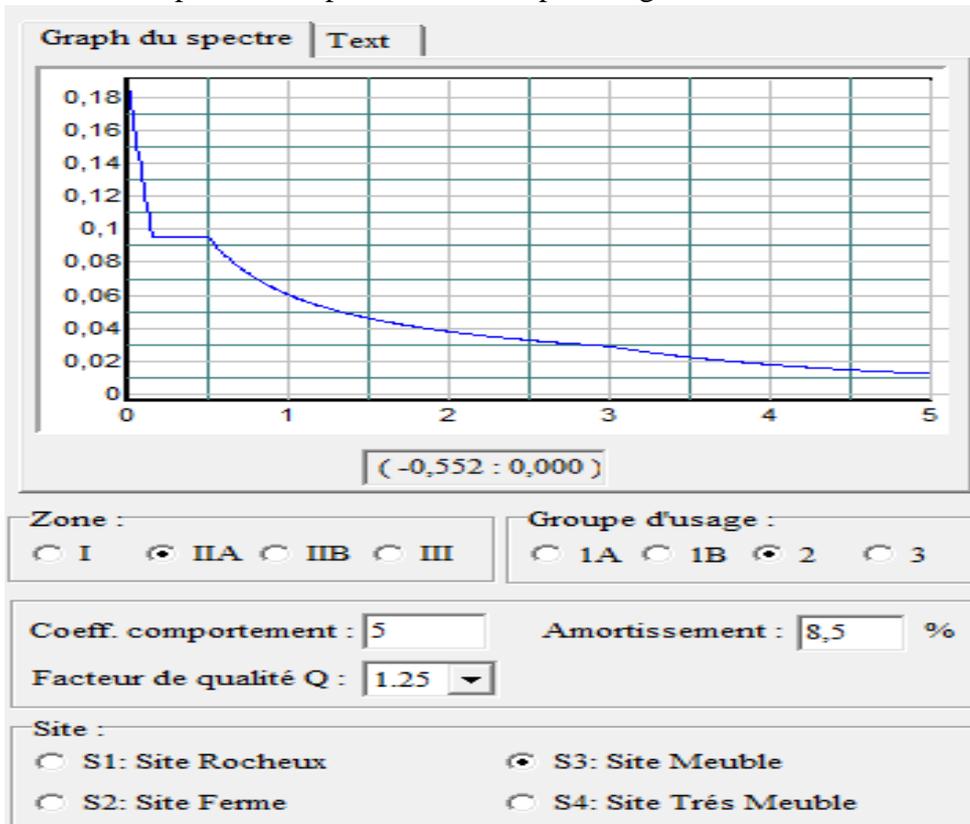


Figure 3-2 : Spectre de réponse.

Dans cette étude nous avons supposé les hypothèses suivantes:

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres).
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale on utilise un logiciel d'analyse qui est le SAP 2000 Version14.2.2

III.5. Disposition des voiles :

Après plusieurs tentatives de dispositions nous sommes arrivés à la disposition donnée par la figure 3-3. Cette disposition nous permet d'éviter une torsion au premier mode et répondre favorable aux conditions du RPA99 /2003.

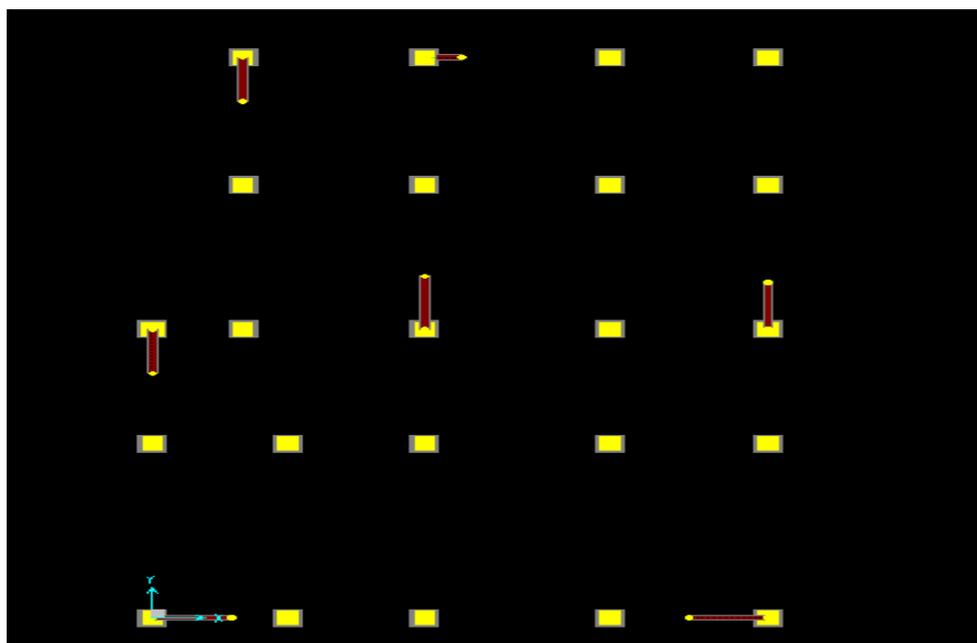


Figure 3-3 : Disposition des voiles.

III.6. Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique

III.6.1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99l'article 4.3.4 doit être supérieur à 90% de la masse total du bâtiment. Le tableau 3-3 donne la participation massique cumulée pour chaque mode :

Tableau 3-3 : Période de vibration et taux de participation massique.

Mode	période	Somme cumulée (%)		
	T(s)	UX	UY	UZ
1	0,853741	0,76987	0,00591	0,000001585
2	0,794327	0,77557	0,77048	0,000002141
3	0,717325	0,77565	0,77088	0,000002937
4	0,275011	0,88666	0,77124	0,000002953
5	0,244212	0,88728	0,88654	0,000004868
6	0,219103	0,8987	0,88676	0,00001651
7	0,156795	0,93256	0,88678	0,00008315
8	0,126337	0,93261	0,9329	0,00014
9	0,113263	0,93332	0,93325	0,00168
10	0,110646	0,94346	0,93352	0,00199
11	0,103462	0,95822	0,93356	0,00243

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que:

- Le taux de participation massique selon l'axe X atteint les 90% au bout du 7^{ème} mode, et selon l'axe Y au bout du 8^{ème} mode.
- Les périodes numériques obtenues par le logiciel SAP2000 V14.2.2 dans les deux premiers modes sont inférieures à celles calculées après majoration de 30%. (RPA99/2003 Art 4.2.4)

$(T_y=0.794 \text{ s} \leq T_{S_y} = 0.797\text{s} ; T_x = 0.853 \text{ s} \leq T_{S_x} = 0.867\text{s}).$

- Le premier mode est une translation suivant l'axe(X). tel que montré sur la figure 3-4
- Le deuxième mode est une translation suivant l'axe(Y). tel que montré sur la figure 3-5
- Et le troisième mode de torsion autour de (Z). tel que montré sur la figure 3-6

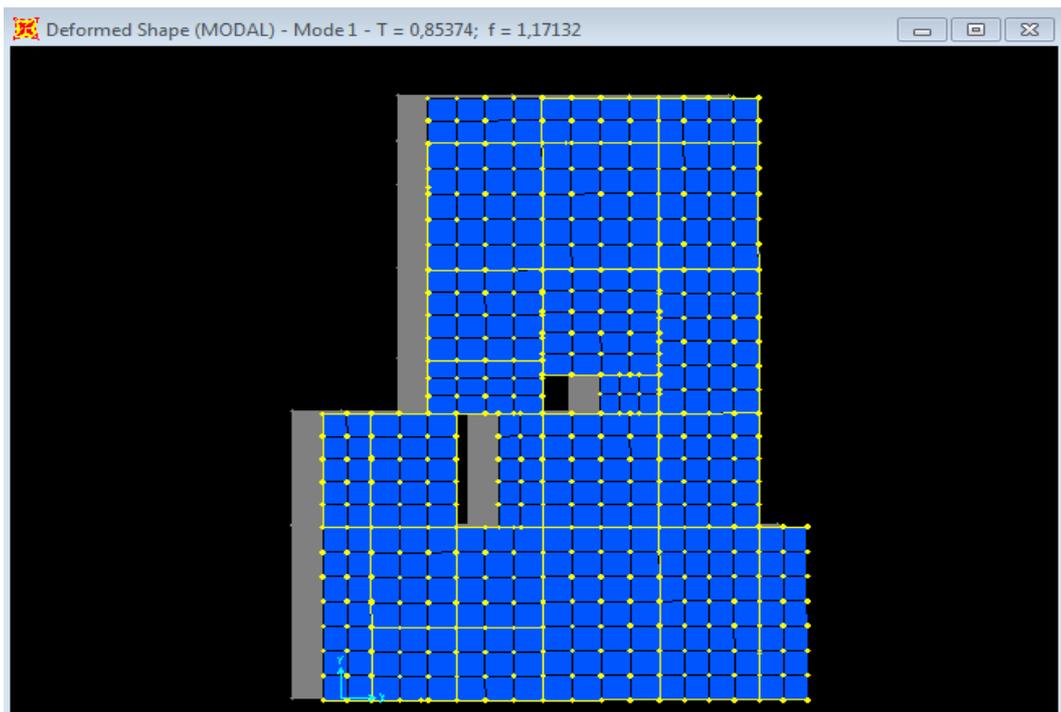


Figure 3-4 : 1^{er} Mode de vibration (T=0.853s translation suivant X).

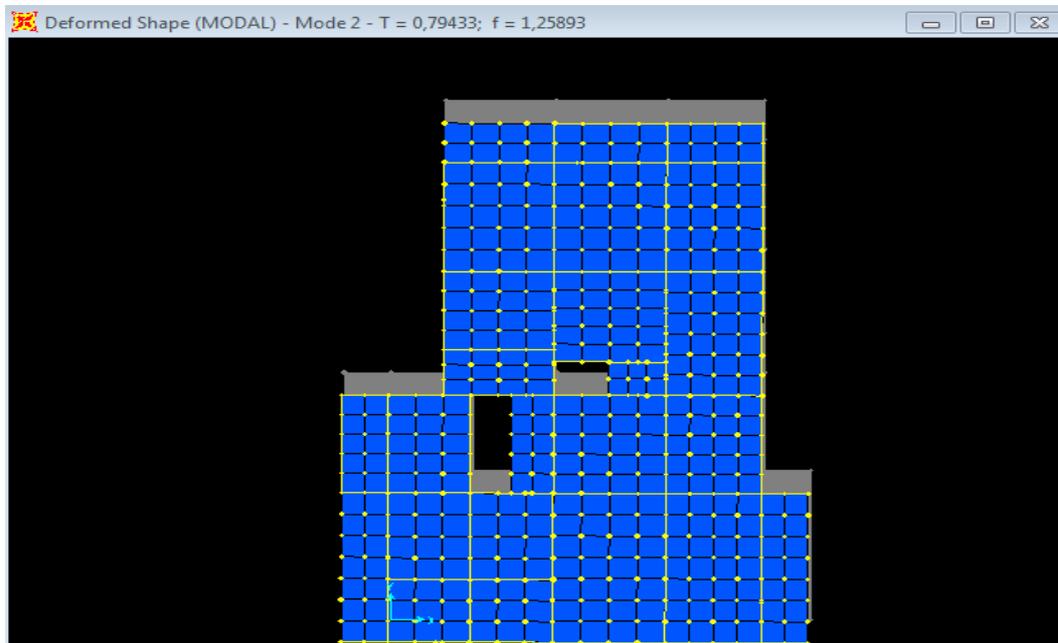


Figure 3-5 : 2^{ème} Mode de vibration (T=0.794s translation suivant Y).

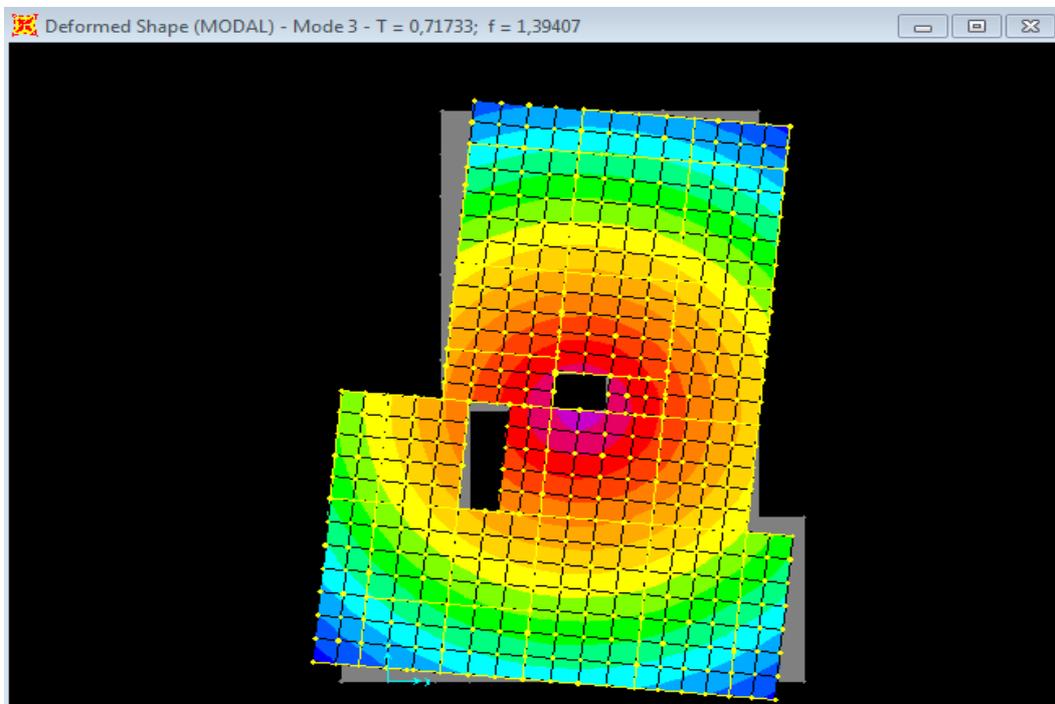


Figure 3-6 : 3^{ème} Mode de vibration (T=0.717s rotation autour de L' Axe Z).

III.6.2. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Après avoir calculé l'effort statique à la base et l'effort dynamique, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8 V_{st} \text{ RPA99/2003 (Art4. 3. 6)}$$

Avec :

V_{dyn} : L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modale).

Si $V_{dyn} < 0.8 V_{st}$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport $0.8 V_{st} / V_{dyn}$.

Les résultats des efforts tranchants obtenus à la base du bâtiment étudié sont résumés dans le tableau 3-4. On remarque que cette condition est bien vérifiée dans les deux sens.

Tableau 3-4 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

force sismique	V statique(KN)	0.8V statique(KN)	V dynamique(KN)	Observation
Sens x-x	2122,499	1697.999	1811,891	Vérifiée
Sens y-y	2250,523	1800.418	1889,588	vérifiée

III.6.3. Vérification de l'interaction (voiles-portiques) :

Pour justifier le contreventement mixte avec justification de l'interaction, le RPA exige que les charges horizontales soient reprises conjointement par les voiles et les portiques et cela selon leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux. Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage. (RPA99/2003 Art 3.4.a). Donc on doit faire les vérifications suivantes:

Sous charges verticales :

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont présentés dans le tableau 3-5

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage reprise(%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	31013,57	6856,109	81,895519	18,104481
E1	27407,104	6065,043	81,880329	18,119671
E2	24057,807	5396,03	81,679704	18,320296
E3	20594,36	4847,253	80,947541	19,052459
E4	17355,938	4132,41	80,769066	19,230934
E5	14146,874	3388,104	80,678025	19,321975
E6	10867,918	2712,47	80,026565	19,973435
E7	7716,608	1957,531	79,765321	20,234679
E8	4585,702	1138,141	80,115789	19,884211
E9	1384,337	232,132	85,639564	14,360436

Tableau 3-5 : Vérification de l'interaction sous charges verticales.

On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages. Ces résultats sont obtenus après redimensionnement des sections des poteaux et l'épaisseur des voiles (Tableau 3-6).

Tableau 3-6 : Dimension des poteaux et voiles.

Etages	Poteaux (cm ²)	Voiles (cm)
RDC+1+2 ^{eme}	65×60	20
3+4+5 ^{eme}	65×55	20
6+7+8 ^{eme}	60×55	20
9 ^{eme}	60×50	20

Sous charges horizontales :

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont récapitulés dans le tableau 3-7.

On remarque que la condition de l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages.

Tableau 3-7 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales.

Niveaux	Sens X-X				Sens Y-Y			
	Portiques (KN)	voiles (KN)	P(%)	V(%)	Portiques (KN)	voiles (KN)	P(%)	V(%)
RDC	788,458	827,465	48,79304	51,20696	519,26	1241,509	29,49052	70,50948
E1	992,262	390,536	71,75755	28,24245	887,105	738,454	54,5723	45,4277
E2	883,585	407,147	68,45612	31,54388	856,829	647,714	56,94945	43,05055
E3	819,709	384,091	68,09345	31,90655	817,026	567,345	59,01785	40,98215
E4	775,554	321,284	70,70816	29,29184	763,256	482,626	61,2623	38,7377
E5	701,352	265,332	72,55235	27,44765	689,282	392,129	63,73913	36,26087
E6	588,595	221,186	72,6857	27,3143	539,664	353,356	60,43135	39,56865
E7	473,514	152,499	75,63964	24,36036	445,149	236,663	65,28911	34,71089
E8	435,648	84,582	83,74142	16,25858	383,65	147,208	72,2698	27,7302
E9	199,752	47,076	80,92761	19,07239	206,335	54,595	79,07676	20,92324

III.7.4. Vérification de l'effort normal réduit

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \quad (RPA99/2003 \text{ Art } 7.4.3.1)$$

Tel que:

N_d : l'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : section du béton.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à la compression.

La vérification est résumée dans le tableau 3-8. Il est à noter que la condition est bien vérifiée.

Tableau 3-8 : Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	N_d (KN)	B_c (cm ²)	N	Condition
RDC	-2443,649	65×60	0,25063	Vérifier
E1	-2157,019	65×60	0,22123	Vérifier
E2	-1891,223	65×55	0,19397	Vérifier
E3	-1629,132	65×50	0,18228	Vérifier
E4	-1374,124	65×55	0,15375	Vérifier
E5	-1122,612	60×55	0,12561	Vérifier
E6	-873,272	60×55	0,10585	Vérifier
E7	-628,699	60×50	0,07621	Vérifier
E8	-387,982	60×50	0,04703	Vérifier
E9	-128,032	60×50	0,01707	Vérifier

III.6.5.Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \text{ (RPA99/ version 2003 (Art 5.10))}$$

Avec :

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

Tel que :

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.(R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau 3-9. Et tableau 3-10

Tableau 3-9 : Vérification des déplacements dans le sens X

Niveaux	sens X-X					
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	Δ_k/h_k (%)
4.08	0,0019	0,0095	0	0,0095	4,08	0,00232843
7.14	0,004	0,02	0,0095	0,0105	3,06	0,00343137
10.20	0,0062	0,031	0,02	0,011	3,06	0,00359477
13.26	0,0083	0,0415	0,031	0,0105	3,06	0,00343137
16.32	0,0103	0,0515	0,0415	0,01	3,06	0,00326797
19.38	0,0121	0,0605	0,0515	0,009	3,06	0,00294118
22.44	0,0137	0,0685	0,0605	0,008	3,06	0,00261438
25.50	0,0151	0,0755	0,0685	0,007	3,06	0,00228758
28.56	0,0162	0,081	0,0755	0,0055	3,06	0,00179739
31.62	0,017	0,085	0,081	0,004	3,06	0,00130719

Tableau 3-10 : Vérification des déplacements dans le sens y

Sens y – y					
Niveaux	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k/h_k (%)
4.08	0,0013	0,0065	0	0,0065	0,00159314
7.14	0,0032	0,016	0,0065	0,0095	0,00310458
10.20	0,0053	0,0265	0,016	0,0105	0,00343137
13.26	0,0074	0,037	0,0265	0,0105	0,00343137
16.32	0,0093	0,0465	0,037	0,0095	0,00310458
19.38	0,0111	0,0555	0,0465	0,009	0,00294118
22.44	0,0126	0,063	0,0555	0,0075	0,00245098
25.50	0,0139	0,0695	0,063	0,0065	0,00212418
28.56	0,0148	0,074	0,0695	0,0045	0,00147059
31.62	0,0156	0,078	0,074	0,004	0,00130719

D'après les tableaux 3-9 et 3-10 nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$Sens(x) : \Delta_{k \max} = 1.10 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 306 \text{ cm}$$

$$Sens(y) : \Delta_{k \max} = 1.05 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 306 \text{ cm}$$

III.6.6. Vérification vis à vis de l'effet P-Delta:

Selon le **RPA99/ version 2003 (Art 5.9)**, Les effets du 2^o ordre (où effet P - Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau

k.

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k :

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1).

h_k : hauteur de l'étage k.

Si $0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.

Si $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Les résultats sont présentés dans le tableau 3-11. On remarque d'après les résultats obtenue ($\theta_k < 0.1$) dans tous les niveaux d'où les effets du second ordre (effet P- Δ) peuvent être négligés.

Tableau 3-11 : Vérification à L'effet P- Δ

niveau	h_k (m)	P_K (KN)	sens x-x			sens y- y		
			Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k
1	4,08	2965,1415	0,0095	161,5923	0,0427256	0,0065	176,0769	0,02682849
2	3,06	2609,0142	0,0105	138,2798	0,06474192	0,0095	162,5559	0,04982828
3	3,06	2253,4129	0,011	129,0732	0,06275899	0,0105	150,4543	0,05139301
4	3,06	1903,6857	0,0105	120,38	0,05426362	0,0105	138,4371	0,04718572
5	3,06	1553,95	0,01	109,6838	0,04629916	0,0095	124,5882	0,0387224
6	3,06	1204,1024	0,009	96,6684	0,03663532	0,009	108,1411	0,03274867
7	3,06	859,0691	0,008	80,9781	0,02773506	0,0075	89,302	0,02357799
8	3,06	510,1733	0,007	62,6013	0,01864279	0,0065	68,1812	0,01589443
9	3,06	152,7384	0,0055	52,023	0,00527709	0,0045	53,0858	0,00423117
10	3,06	0	0,004	24,6828	0	0,004	26,094	0

III.7.CONCLUSION

L'étude sismique de la structure choisie s'est faite par la méthode dynamique modale spectrale suite à la non vérification des conditions d'application de la méthode statique équivalente.

Le bâtiment a été modélisé à l'aide du logiciel Sap2000.V14. Les voiles présentent une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales. L'aspect architectural a été un véritable obstacle vu la non symétrie et le décrochement que présente la structure pour la disposition des voiles. Après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction (voile- portique) vis-à-vis le RPA 99/version 2003. Nous avons vérifié également les déplacements horizontaux ainsi que l'effet du second ordre (effet P- Δ).



Chapitre 4

Effet du traitement des Signaux sismiques sur La réponse dynamique

IV.1 Introduction :

Dans ce chapitre une étude des effets du traitement des signaux sismiques sur la réponse dynamique du cas de bâtiment choisi dans ce mémoire est effectuée. En effet des analyses dynamiques sous les évolutions temporelles des accélérations non corrigées, des accélérations corrigées et des déplacements corrigés sont faites. Les signaux utilisés sont obtenus à partir de la base donnée ESM (Engineering Strong Motion database, <http://esm.mi.ingv.it/processing/>).

IV.2 Equation de mouvement d'un système a un seul degré de liberté soumis à un mouvement sismique:

L'analyse du comportement dynamique d'un oscillateur simple à un seul degré de liberté, de masse M , rigidité K et amortissement C sous excitation sismique exprimée en déplacement $u_g(t)$ peut être accomplie en utilisant l'équation de mouvement (4.1) qui est exprimée en terme de déplacement relatif de la masse $u(t)$, dans ce cas l'excitation sismique est définie en fonction de l'accélération $\ddot{u}_g(t)$:

$$F_I + F_D + F_S = 0$$

$$F_I = M\ddot{u}_t(t)u_t(t)=u(t)+u_g(t)$$

$$F_D = C\dot{u}(t)$$

$$F_S = Ku(t)$$

$$M\ddot{u}_t(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = 0$$

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = -M\ddot{u}_g(t) \quad (4.1)$$

Une forme alternative de l'équation de mouvement peut être obtenue en exprimant l'équation (4.1) en termes de déplacement totale de la masse $u_t(t)$ et ses dérivés, elle est définie par l'Equation (4.2). Dans cette équation l'excitation sismique est imposée sous forme de déplacement $u_g(t)$ et de vitesse $\dot{u}_g(t)$.

$$M\ddot{u}_t(t) + C\dot{u}_t(t) + Ku_t(t) = C\dot{u}_g(t) + Ku_g(t) \dots \dots \dots (4.2)$$

IV.3 Base de données ESM:

Ce site donne accès à la base de données Engineering-Strong-Motion (ESM), contenant les enregistrements de mouvements forts et les paramètres associés aux tremblements de terre, aux stations et aux formes d'onde.

L'utilisateur peut rechercher de manière interactive dans la base de données entière et télécharger le mouvement sélectionné correspondant aux paramètres associés. Les données des tremblements de terre sont constamment mises à jour à partir de différents sources, et par conséquent, les données peuvent changer au fil du temps (Figure 4.1).

The screenshot shows the 'Orfeus ESM Engineering Strong Motion Database' interface. It features a navigation menu with 'Waveforms Search' selected. The search form includes fields for Magnitude (M_w or M_L), Epicentral distance [Km], Corrected PGA [cm/s^2], PGV [cm/s], Event id, Date (YYYY-MM-DD), Station Code, Station Name, and EC8. Below the form are buttons for 'New Search', 'Search', and 'Parameter table'. The results section shows 'Results 1 - 20 of 80597' and a table with the following data:

Event id	Date	M_w	M_L	Style of faulting	Stat. Code	EC8	R epi. [km]	Processing	Corr. PGA [cm/s^2]	PGV [cm/s]	Location	Instrument	Detail
UZ-1976-0001	1976-05-17 02:58:41	6.7	6.4	Thrust faulting	A.GZL	D*	1.800	manually processed	1186.726	61.586	00	HN	

Figure 4.1 : Interface de sélection du mouvement sismique à partir d'ESM.

IV.4 Méthode de traitement des signaux sismiques utilisée dans EMS:

L'objectif principal de la procédure mise en œuvre est la pleine compatibilité entre les signaux d'accélération, de vitesse et de déplacement obtenus par intégration simple et

double des accélérations traitées, respectivement. Les données enregistrées par des instruments analogiques ou numériques sont traités.

Les étapes de la méthode de traitement utilisée dans EMS sont présentées à travers les points suivants (Puglia et al, 2018):

- Soustraction d'un polynôme du premier ordre de l'accélération non corrigée.
- Application d'une fenêtre conique en cosinus, d'un pourcentage fixé à 5% de la longueur du signal, avec possibilité de modification par l'utilisateur. Les enregistrements identifiés comme déclenchés en retards ne sont pas réduits.
- Contrôle visuel du spectre de Fourier pour sélectionner la gamme de fréquence passe-bande (la fréquence passe-bande peut être différente pour les trois composantes).
- Application d'un filtre de Butterworth d'ordre 2 non causal dans le domaine temporel aux séries d'accélération; des zéros sont ajoutés au début et à la fin du signal avant que le filtre non causal ne soit appliqué (Boore 2005).
- Suppression des zéros de la trace d'accélération des enregistrements déclenchés normaux, ces zéros sont conservés pour les enregistrements déclenchés tardivement. La fenêtre des enregistrements analogiques déclenchés tardivement est fixée à 5 % de la longueur du signal, bien qu'elle puisse être modifiée.
- (Début/fin) fenêtrage du signal d'accélération, avec un pourcentage fixé à 5%.
- Calcul du signal de vitesse et correction de la ligne de base.
- (début/fin) fenêtrage du signal de vitesse, avec un pourcentage fixé à 5 %.
- Calcul du signal de déplacement et correction de la ligne de base.
- (Début/fin) fenêtrage du signal de déplacement, avec un pourcentage fixé à 5 %.
- Différenciation récursive pour obtenir respectivement les signaux de vitesse et d'accélération.

IV. 5Présentation Des Séismes

Dans le tableau 4-1 nous présentons les séismes choisis pour cette étude. Nous avons téléchargé de la base de données ESM les fichiers des accélérations non corrigées, accélérations corrigées et des déplacements corrigés. Nous avons pris quatre signaux de différents pays dans le monde, avec quatre magnitudes différentes.

On note qu'on a pris la composante Est-Ouest dans tous les cas. Ainsi, dans le traitement c'est le filtre Butterworth qui est utilisé avec des fréquences de filtrage différentes d'un signal à un autre. La ligne de base a été également corrigée.

Tableau 4-1: Présentation des séismes choisis.

LES SEISMES	Code de la station	PGA Corr (cm/s ²)	PGA NCorr (cm/s ²)	Magni tude	Site selon Ec8	Fréquence de filtrage (HZ)	Distance épacentrale (KM)
UZBEKISTAN 17/05/1976	GZL	708,032	696.70	6.7	D*	0,150	1.8
GEORGIA 3/05/1991	SAMB	494.291	489.29	5.6	C*	0.200	17.8
GREECE 16/09/1986	KALA	327.563	340.31	4.8	B	0.100	14.3
ITALIE 24/08/2016	AMT	850.80	862.33	6.0	B	0.060	8.5

IV.6 Analyse de l'effet du traitement sur la réponse dynamique:

IV.6.1 Application 1:

Dans cette application nous avons choisi le séisme de la Géorgie comme exemple (tableau 4-1). Ce séisme a secoué la ville d'Ambrolauri située à l'ouest du pays le 3 Mai 1991, il est de magnitude de 5,6 et de duré de 36.27 secondes. La figure 4-2 représente les variations temporelles des accélérations non corrigée et corrigée. On remarque que les deux accélérations sont presque similaires. Le PGA du signal non corrigé est de 494,29 cm/s^2 et celui du signal corrigé est de 489.29 cm/s^2 . La différence entre ces deux valeurs n'est pas très importante.

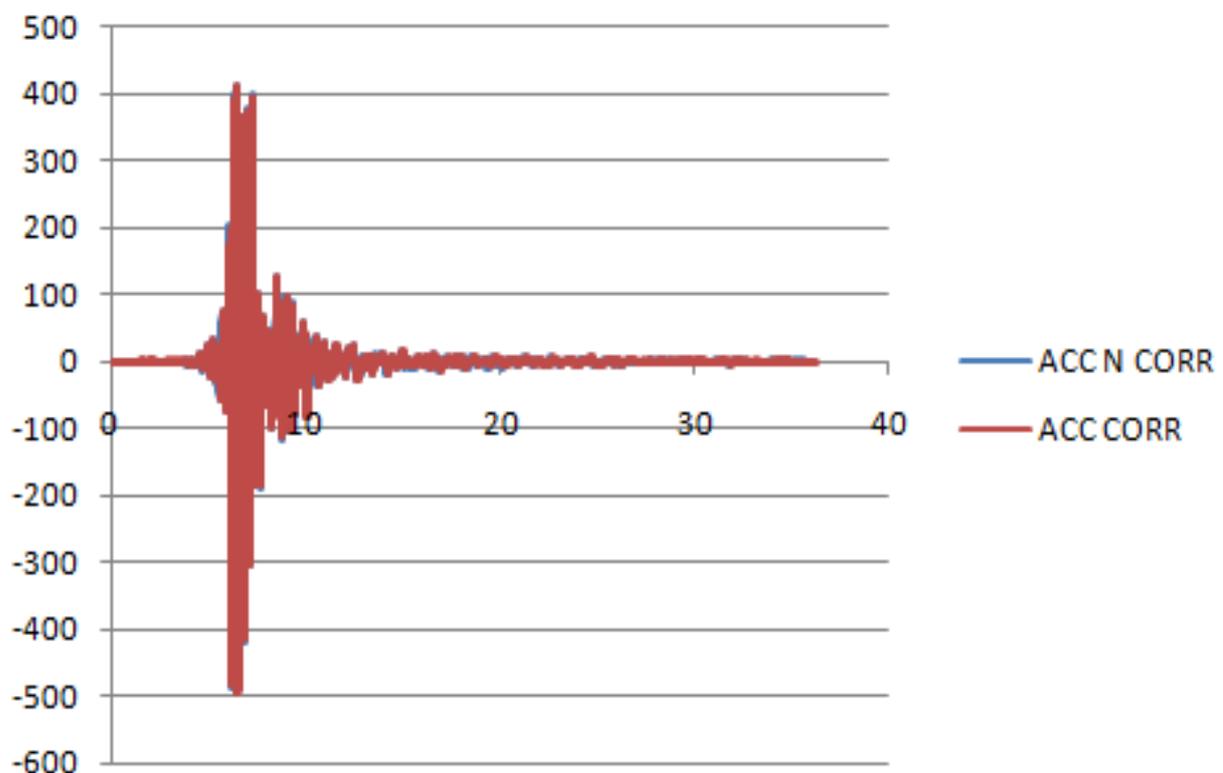


Figure 4.2:Diagrammes des accélérations corrigé et non corrigé
En fonction du temps sous le séisme de Georgia 1991.

Nous avons téléchargé trois signaux pour ce séisme: l'accélération non corrigée (ACC.N.CORR), l'accélération corrigée (ACC CORR) et le déplacement (DEPLACEMENT). Ces signaux sont utilisés comme input dans les analyses dynamiques

du bâtiment. Nous les avons alors introduits au logiciel Sap2000, comme la montre les figures 4.3 à 4.5

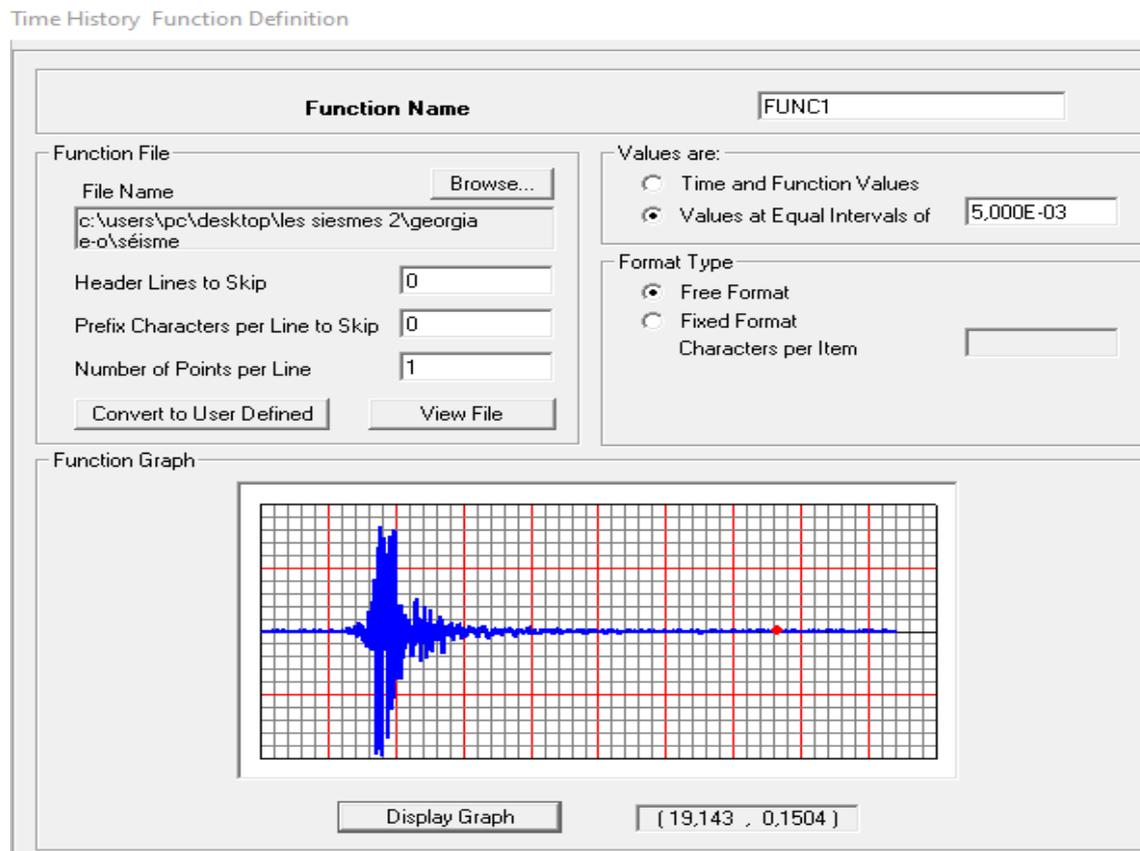


Figure 4.3 : Enregistrement l'accélération non corrigée.

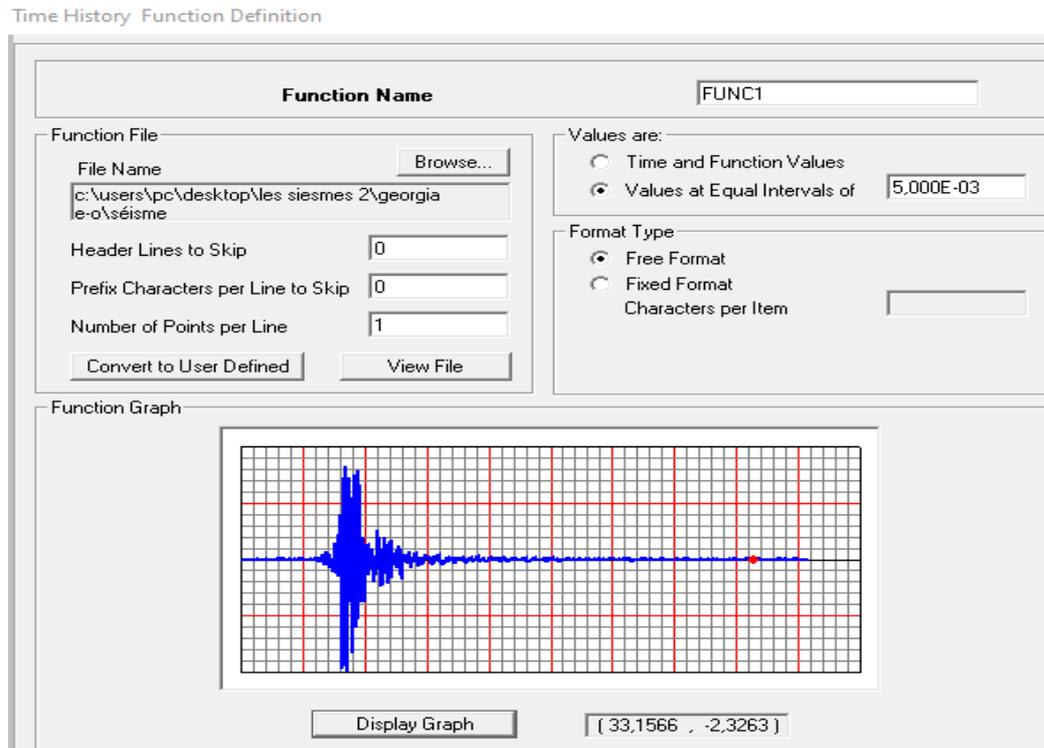


Figure 4.4 : Enregistrement l'accélération corrigée.

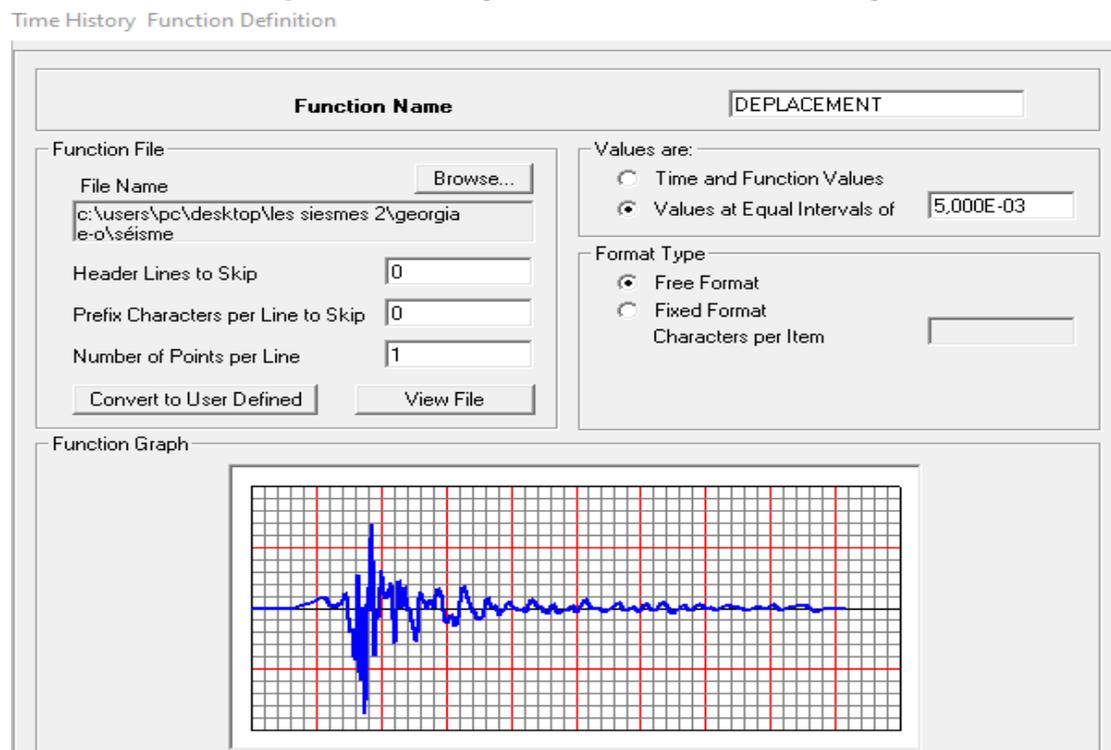


Figure 4.5 : Enregistrement du déplacement corrigé.

Ces signaux sont imposés à la structure et trois analyses dynamiques temporelles pas à pas sont effectuées.

On présente en premier lieu les variations temporelles des déplacements obtenus dans le nœud (373) située en haut de la structure dans les 3 cas d'analyses dans les figures 4.6 à 4.8. La variation temporelle des trois déplacements en fonction du temps est donnée par la figure 4.9.

A travers ces figures, on obtient pour le cas de l'accélération non corrigée un déplacement maximum de 0.0884m à la seconde 7.76s. Pour le cas de l'accélération corrigée le déplacement maximum est de 0.0889m à la seconde 7,6s. Le traitement n'a pas donc influencé sur le déplacement maximum.

Par ailleurs dans le cas où l'input est le déplacement corrigé, le déplacement maximum total de la structure est égal à 0.08013m à la seconde 7,6s. Nous avons en suite calculé le déplacement relatif:

$$u(t) = u_t(t) - u_g(t) = 0.08013 - 0.0026$$

$$u(t) = 0.0775\text{m}$$

On remarque que les déplacements obtenus maximums obtenus en imposant une accélération corrigée ou un déplacement corrigé ont des valeurs très proches 0.0889 m et 0.0775m (Figure 4.9). Ce qui prouve que la méthode d'intégration utilisée est correcte.

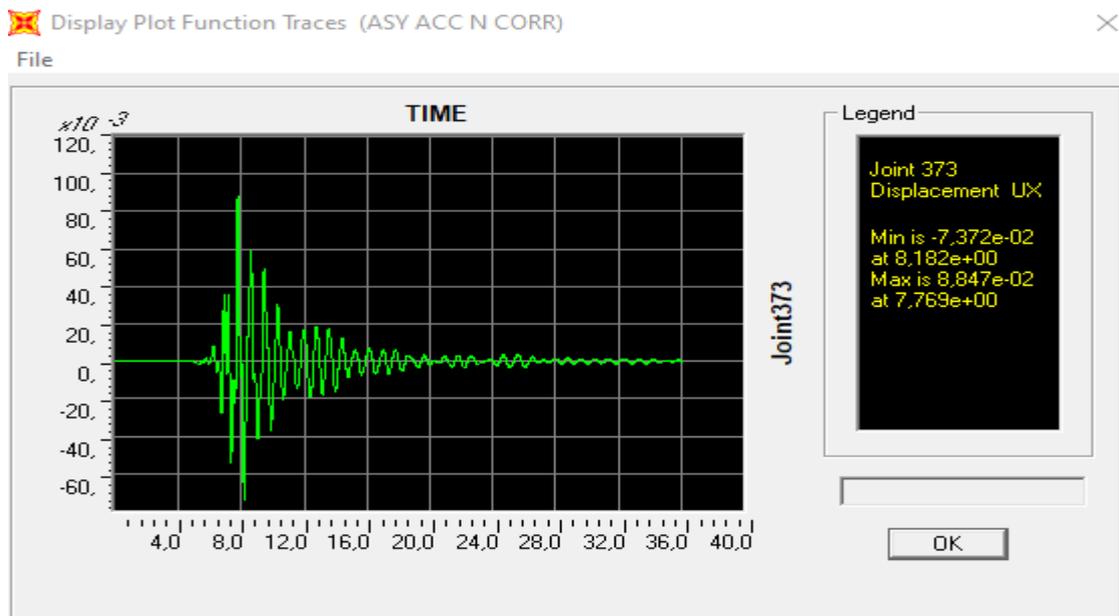


Figure 4.6 : Déplacement pour le cas de l'accélération non corrigée.

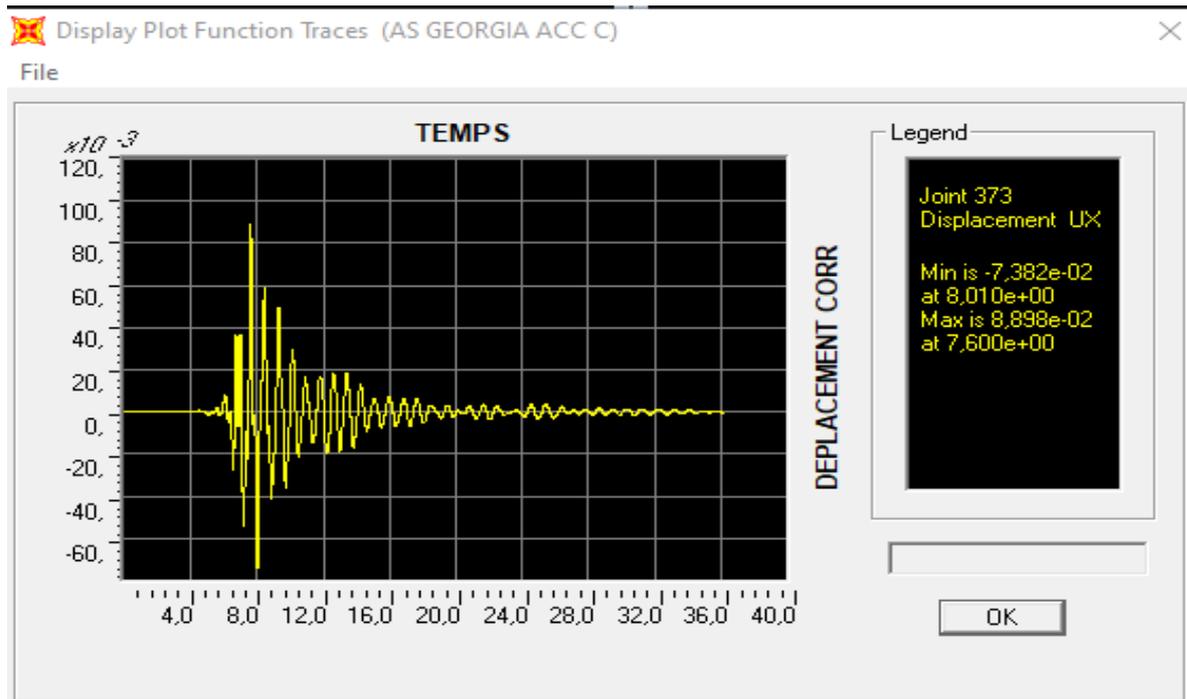


Figure 4.7 : Déplacement pour le cas de l'accélération corrigée.

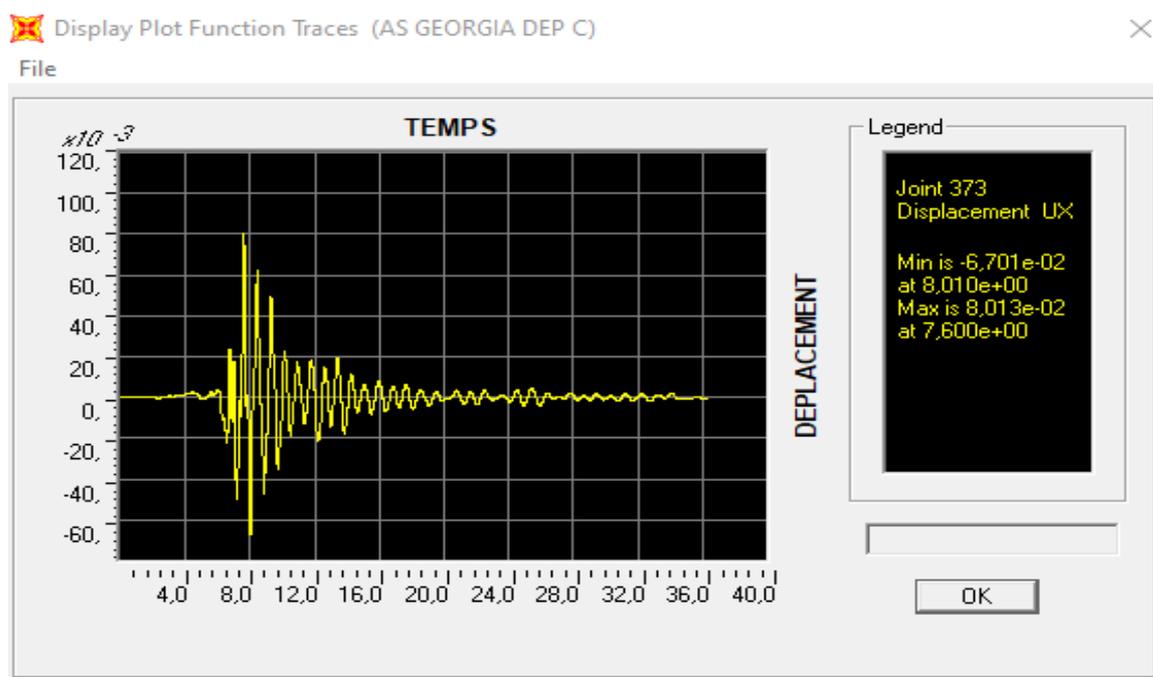


Figure 4.8 : Le cas déplacement corrigé

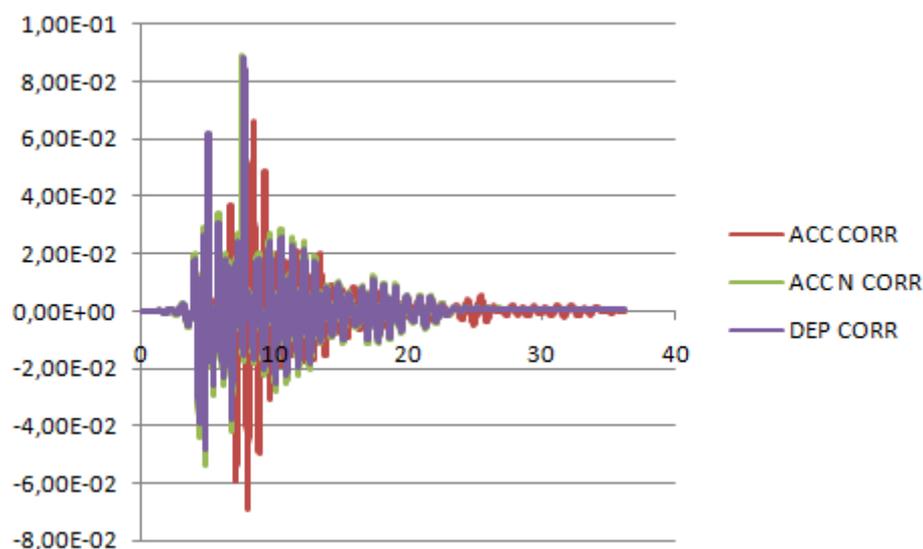


Figure 4.9:Diagrammes des déplacements en fonction du temps obtenus par les trois cas d'analyses sous le séisme de Georgia 1991.

Par la suite nous présentons pour les trois cas d'analyses dynamiques les variations temporelles des moments maximums obtenus dans le poteau le plus sollicitée (119) (voir figure 4.10 à 4.12). La variation temporelle des trois moments en fonction du temps est donnée par la figure 4.13.

On trouve un moment maximum de 875.9 kN.m dans le cas de l'accélération non corrigée, de 866.6 kN.m dans le cas de l'accélération corrigée et de 854.8 kN.m dans le cas du déplacé.

Nous remarquons que les trois courbes sont pratiquement superposées les unes sur les autres, avec de légères différences sur les résultats. Donc la correction n'a pas un impact important sur les résultats des moments.

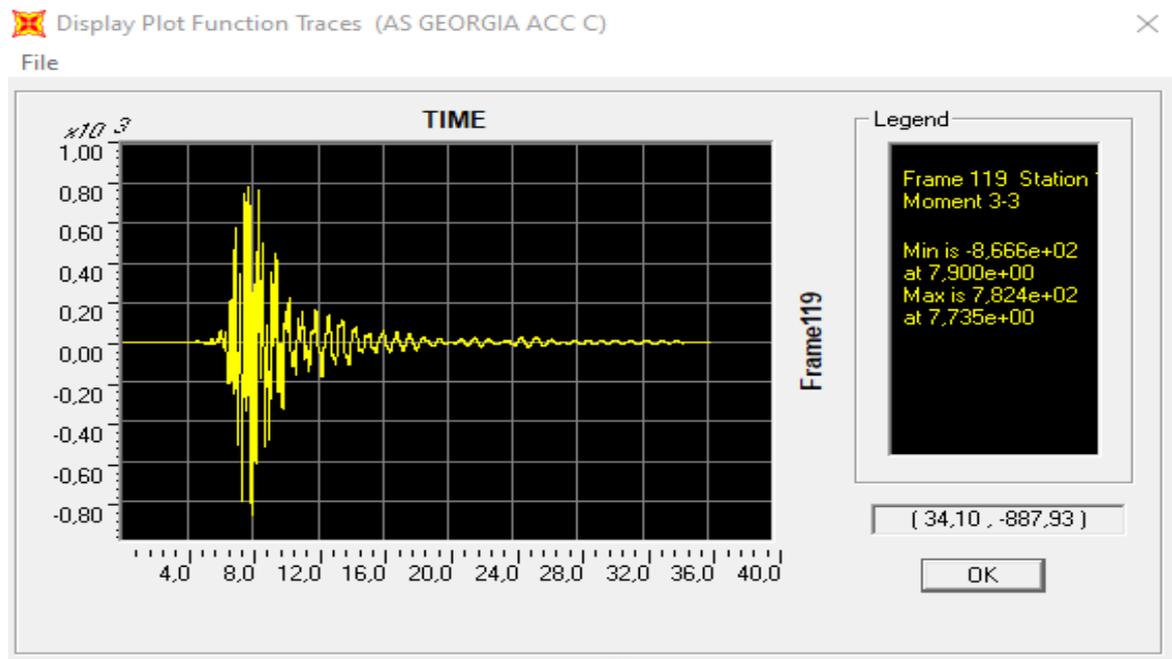


Figure 4.10 : Moment pour le cas de l'accélération corrigée.

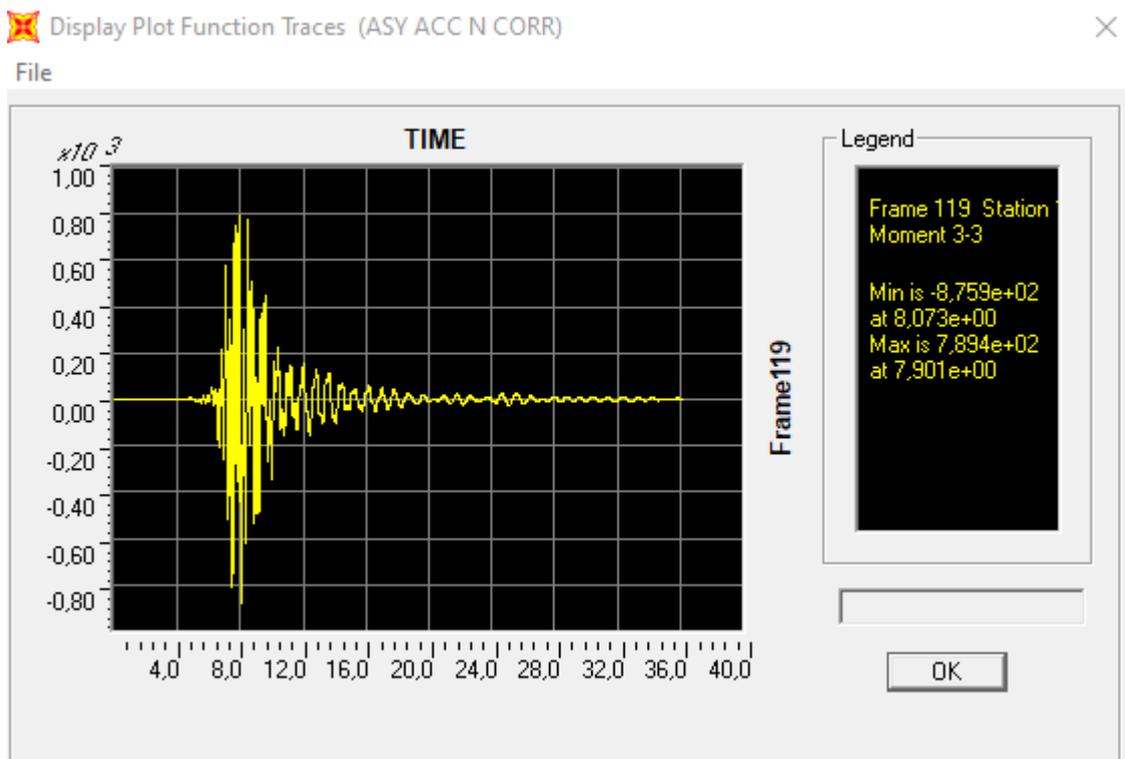


Figure 4.11 : Moment pour le cas de l'accélération non corrigée.

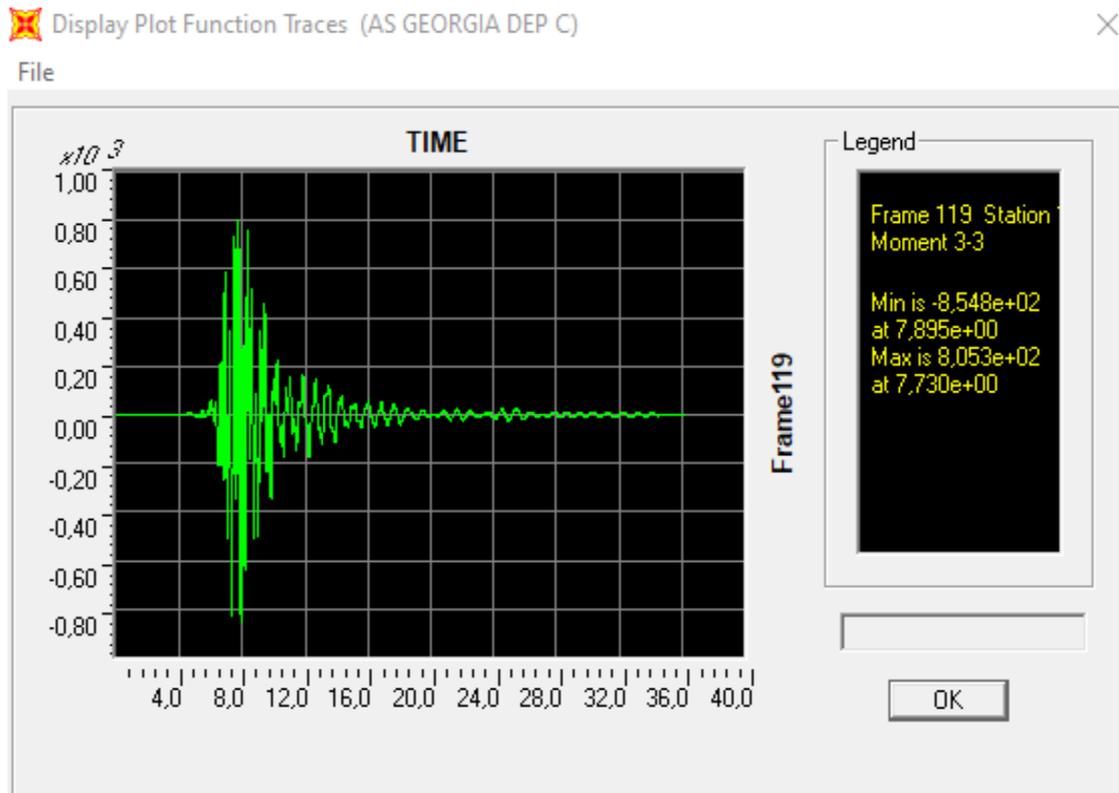


Figure 4.12 : Moment pour le cas du déplacement corrigé.

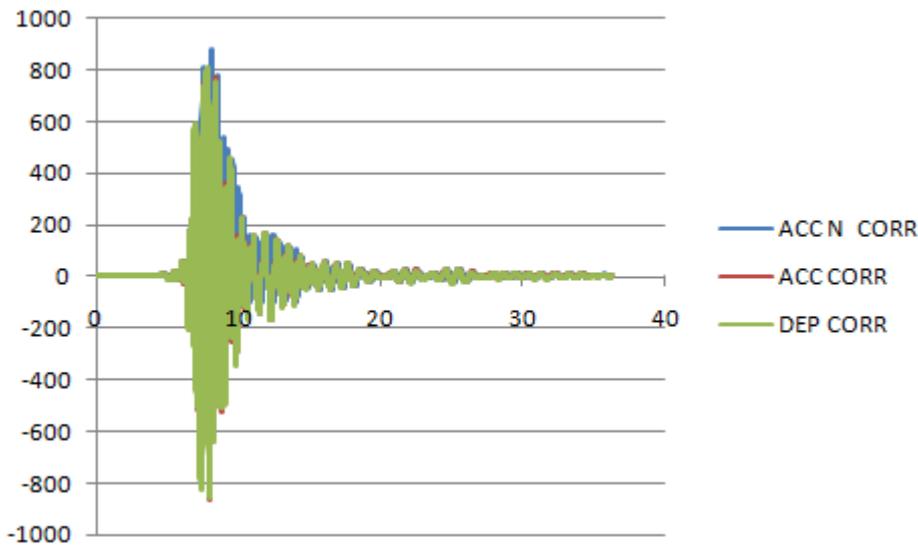


Figure 4.13: Diagrammes des moments en fonction du temps obtenus pour les trois cas d'analyses sous le séisme de Georgia 1991.

Dans la figure 4-14 représente le diagramme des moments maximums obtenus au niveau du poteau le plus sollicité pour tous les étages du bâtiment.

En premier lieu on remarque que l'accélération non corrigée donne des résultats en moments très similaire par rapport aux deux autres cas qui sont presque identiques. Donc le traitement du signal non corrigé n'a pas un impact sur les résultats des moments des poteaux des étages.

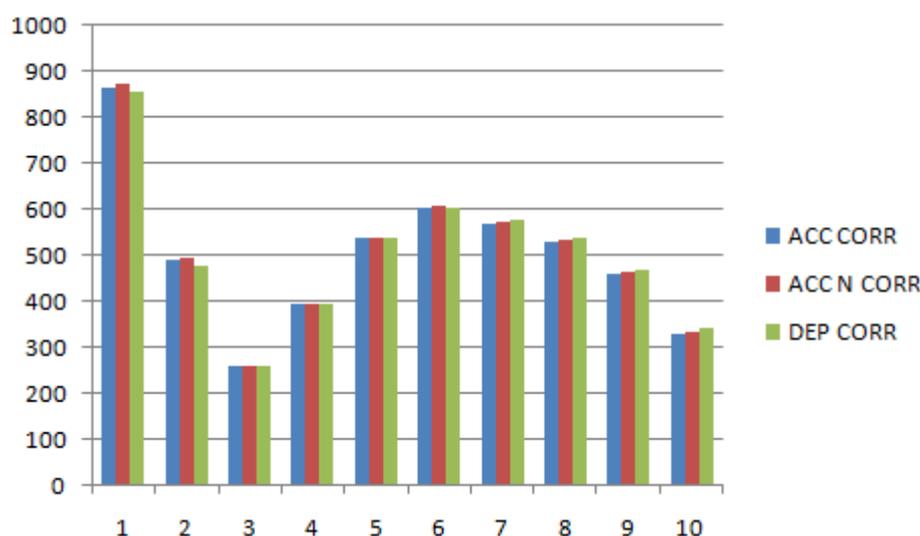


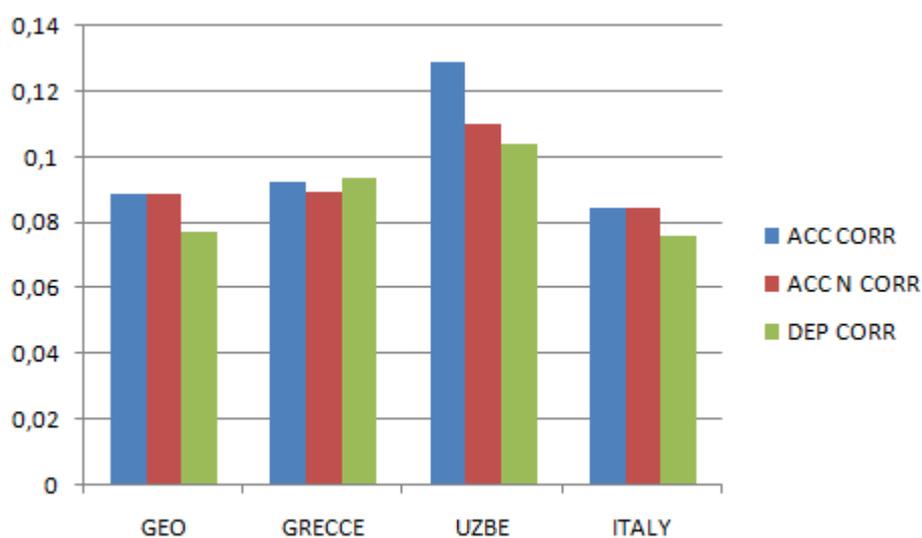
Figure 4.14: Diagrammes des moments pour tous les étages obtenus par les trois cas d'analyses sous le séisme Georgia 1991.

IV.7 Application 2 :

Dans cette dernière partie du chapitre on va comparer les résultats des analyses temporelles effectuées sous accélérations non corrigées, accélérations corrigées et déplacements corrigés pour les quatre séismes que nous avons présentés dans le tableau 4-1. Les résultats des moments et déplacements maximums obtenus sont représentés dans le tableau 4.2 et les figures 4.15 et 4.16.

Tableau 4.2 : Résultat pour les quatre séismes.

LES SEISMES	DEPLACEMENTA (m) ET MOMENT M (KN.m)	ACC CORR	ACC NON CORR	DEPLACEMENT
GEORGIA	Δ	0.0889	0.08847	0.077
	M	866.6	875.9	854.8
GREECE	Δ	0.0924	0.0892	0.0939
	M	690.7	678	701.4
UZBEKISTAN	Δ	0.129	0.1102	0.104
	M	794.9	716	824.1
ITALY	Δ	0.0849	0.0849	0.076
	M	789	789.1	780.1

**Figure 4.15:**Diagrammes des déplacements pour les 3 cas de chaque pays.

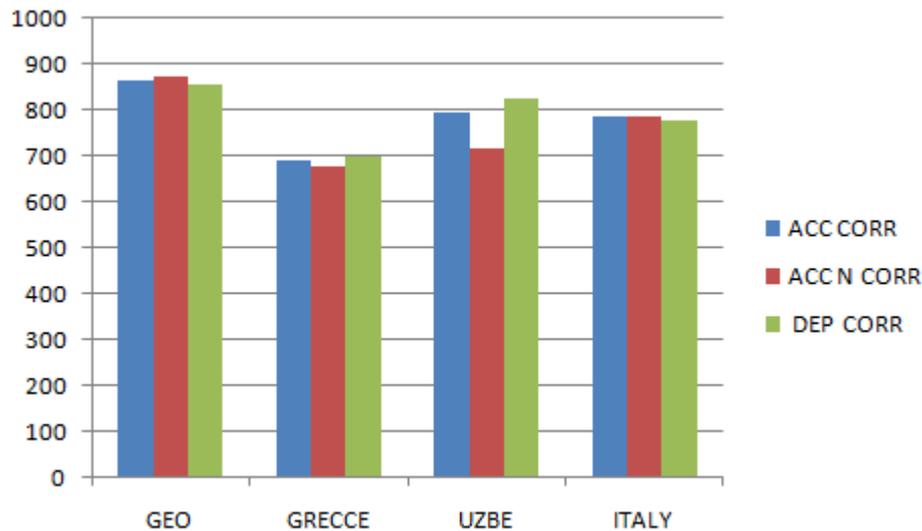


Figure 4.16:Diagrammes des moments pour les 3 cas de chaque pays.

Dans les figures 4.15 et 4.16 on remarque que les déplacements et les moments max de l'accélération non corrigée sont similaires pour les séismes de Georgia, la Grèce et l'Italie par rapport à ceux trouvés sous les accélérations corrigées et les déplacements corrigés. Ces deux derniers donnent pratiquement le même résultat maximum. Pour le séisme de Ouzbékistan il y a une légère différence. Le traitement n'a pas donc un impact important sur la réponse dynamique de la structure.

Les résultats obtenus sous accélérations corrigées et déplacements corrigés sont presque similaires dans tous les cas, la méthode d'intégration est donc efficace.

IV.8 CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons utilisé la base de données ESM pour obtenir les évolutions temporelles des accélérations sismiques corrigées afin de résoudre le problème de l'intégrabilité.

Nous avons étudié quatre séismes de différents pays dans le monde pour comparer les résultats et voir l'impact du traitement sur le résultat obtenu à partir de trois cas d'analyses sous accélération non corrigée, accélération corrigée et aussi déplacement corrigé. À partir des résultats trouvés nous avons conclu que le traitement n'a pas un impact important sur les résultats. Et la méthode d'intégration est efficace.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

L'évaluation des évolutions temporelles des déplacements sismiques est importante dans différentes applications en génie civil. Ceci conduit à l'intégration temporelle des accélérations sismiques ce qui entraîne souvent des dérives non réalistes dans les déplacements obtenus. Par conséquent, les enregistrements d'accélération doivent être traités. L'objectif de ce travail est l'analyse de l'effet du traitement des signaux sismiques sur la réponse dynamique des structures.

Nous avons rappelé en premier lieu qu'est-ce qu'un problème d'intégrabilité, ensuite nous avons cité ses origines principalement les bruits qui affectent les signaux sismiques et provoquent des distorsions dans les signaux.

Par la suite, nous avons présenté le bâtiment R+9 à usage d'habitation choisi pour cette étude ainsi que les caractéristiques des matériaux et les charges et surcharges relatives.

Après, le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux de cette structure, nous l'avons modélisé par le logiciel en éléments finis Sap2000 v14. Une analyse modale a été réalisée afin de calculer et vérifier les périodes et modes propres de vibrations. Suivi d'une analyse dynamique par la méthode modale spectrale où différentes vérifications et justifications de la sécurité de la structure par rapport aux exigences de l'RPA 99 version (2003) sont effectuées.

Enfin l'effet du traitement des signaux sismiques sur la réponse dynamique des structures est étudié en faisant des analyses dynamiques sous accélérations non corrigées, accélérations corrigées et déplacements corrigés. Les signaux utilisés sont obtenus de la base de données ESM (Engineering Strong Motion database, <http://esm.mi.ingv.it/processing/>). Nous avons présenté la méthode de traitement utilisée dans cette base de données pour résoudre le problème de l'intégrabilité.

Nous avons étudié quatre cas d'enregistrements sismiques de différentes magnitudes enregistrées dans différents pays dans le monde. Les résultats des analyses temporelles comparatives effectuées montrent que le traitement des accélérations n'a pas un impact important sur les moments obtenus au niveau des poteaux et aussi sur le déplacement du bâtiment considéré.

CONCLUSION GENERALE

Les résultats obtenus sous accélérations corrigées et déplacements corrigés sont presque similaires dans tous les cas, la méthode d'intégration utilisée dans ce site est donc efficace.

Bibliographie

Arias-Lara, D., & De-la-Colina, J. (2018). Assessment of methodologies to estimate displacements from measured acceleration records. *Measurement*, 114, 261-273.

BAEL 91 révisé (1999),Règle technique de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites-BAEL91révisé 99.

Benmansour, N. (2013), “Effet de la variabilité spatiale du mouvement sismique sur le comportement dynamique des ponts”, Thèse de Doctorat, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, Algérie.

Boore, D. M., & Bommer, J. J. (2005). Processing of strong-motion accelerograms: needs, options and consequences. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25(2),93-115.

Boore, D. M., Azari Sisi, A., & Akkar, S. (2012). Using pad-stripped acausally filtered strong-motion data. *Bulletin of the seismological society of america*, 102(2),751-760.

Boukli, M. I. (2014) “Traitement des signaux sismiques réels en vue d’améliorer leurs intégrabilités”, mémoire de magister, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, Algérie.

KAHIL, M& SOUYAH M. N. (2020) "Effet du traitement des signaux sismiques sur la réponse dynamique des structures", mémoire de master, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, Algérie.

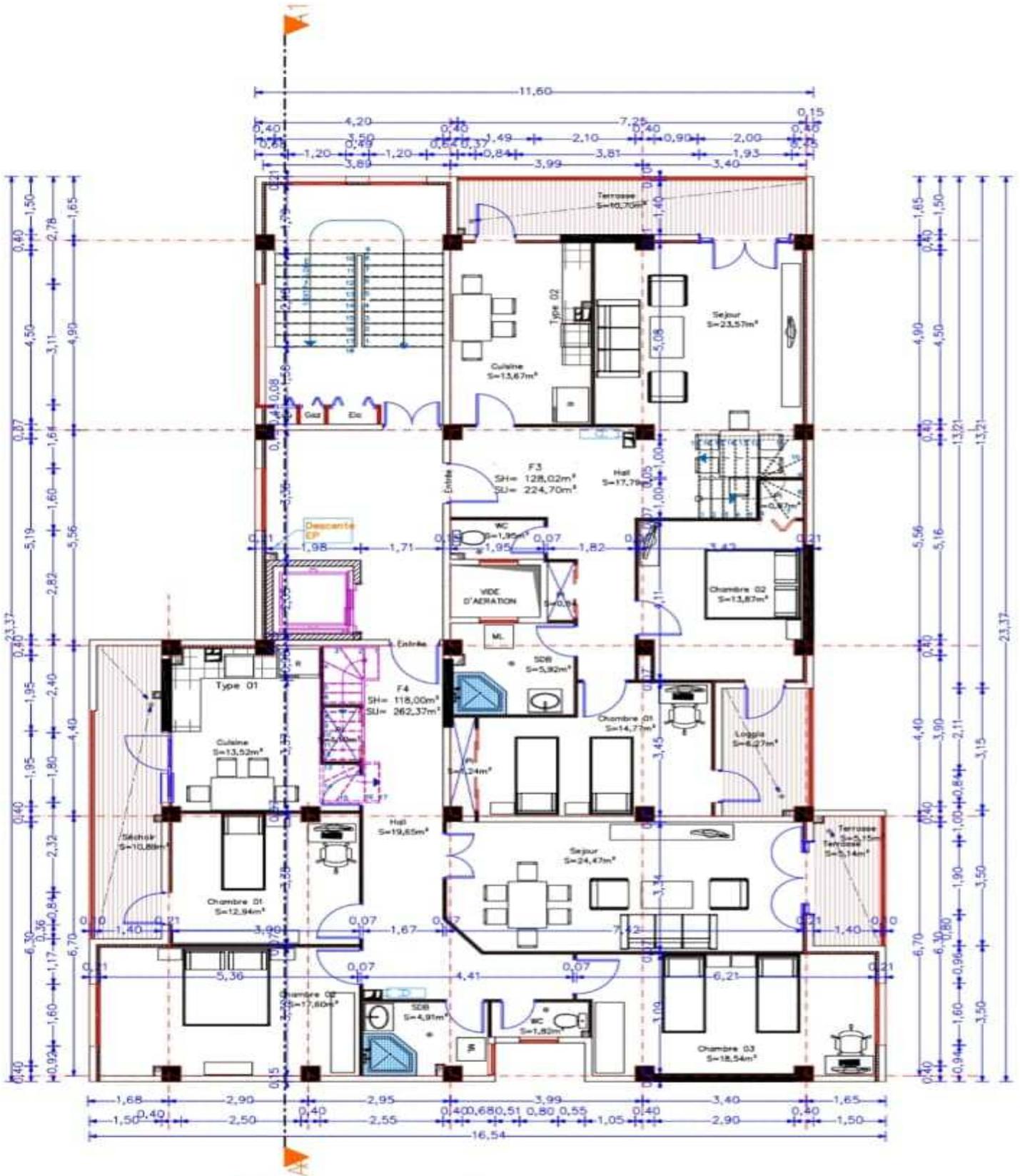
RPA99version(2003),règlement Parasismique Algérien, .C2-48,Modificatifs et compléments aux RPA99,révision2003.

Puglia, R., Russo, E., Luzi, L., D’Amico, M., Felicetta, C., Pacor, F.&Lanzano, G., " Strong-motion processing service: a tool to access and analyse earthquakes strong- motion waveforms",*Bull Earthquake Eng.*

ANNEXE

FACADE PRINCIPALE
ECH:1/50





Bloc H 8eme étage

Résumé

Les accélérations enregistrées doivent être traitées afin d'obtenir par intégration des déplacements temporels réalistes, qui sont utilisées dans plusieurs cas d'applications en génie civil. L'objectif de notre travail consiste à analyser l'effet du traitement des signaux sismiques sur la réponse dynamique des structures. Un bâtiment R+9 est choisi pour cette étude. Quatre signaux sismiques de magnitudes différentes sont utilisés, ces signaux sismiques sont obtenus à partir de la base de données: Engineering Strong Motion data base (ESM, <http://esm.mi.ingv.it/>) qui fait le traitement des enregistrements. Nous avons effectuées donc des analyses temporelles pour le bâtiment choisi sous les accélérations non corrigées, accélérations corrigées et déplacements corrigés relatifs aux quatre enregistrements choisis. Les résultats de cette analyse comparative montrent que le traitement des accélérations n'a pas un impact important sur les valeurs des moments obtenus au niveau des poteaux les plus sollicités et sur le déplacement du bâtiment. Ainsi la méthode d'intégration est efficace.

Mots clés : Analyse dynamique ; Déplacement sismique ; Problème d'intégrabilité ; Traitement des signaux sismiques - Base de Donnée ESM;

ABSTRACT

The recorded accelerations must be processed in order to obtain, by integration, realistic temporal displacements, which are used in several cases of applications in civil engineering. The objective of our work is to analyze the effect of seismic signal processing on the dynamic response of structures. A R + 9 building is chosen for this study. Four seismic signals of different magnitudes are used, these seismic signals are obtained from the database: Engineering Strong Motion data base (ESM, <http://esm.mi.ingv.it/>) which processes the recordings. We therefore carried out temporal analyzes for the chosen building under the uncorrected accelerations, corrected accelerations and corrected displacements relating to the four selected records. The results of this comparative analysis show that the treatment of accelerations has not an important impact on the values of the moments obtained at the level of the most stressed columns and on the displacement of the building. The integration method is efficacy.

Keywords: Dynamic analysis; Seismic displacement; Integrability problem; Seismic signal processing - ESM Database;

المخلص

يجب معالجة التسارع المسجل من أجل الحصول ، عن طريق التكامل ، على إزاحة زمنية واقعية ، والتي تُستخدم في العديد من حالات تطبيقات الهندسة المدنية. الهدف من عملنا هو تحليل تأثير معالجة الإشارات الزلزالية على الاستجابة الديناميكية للهياكل. تم اختيار مبنى R + 9 لهذه الدراسة. تم استخدام أربع إشارات زلزالية ذات مقادير مختلفة ، وتم الحصول على هذه الإشارات الزلزالية من قاعدة البيانات: قاعدة بيانات الحركة القوية الهندسية (ESM ، <http://esm.mi.ingv.it/>) التي تعالج التسجيلات. لذلك أجرينا التحليلات الزمنية للمبنى المختار في ظل التسارع غير المصحح ، والتسارع المصحح والتشريد المصحح المتعلقة بالسجلات الأربعة المحددة. تظهر نتائج هذا التحليل المقارن أن معالجة التسارع لها تأثير على قيم اللحظات التي تم الحصول عليها على مستوى الأعمدة الأكثر إجهادًا وعلى إزاحة المبنى.

الكلمات المفتاحية: التحليل الديناميكي. الإزاحة الزلزالية مشكلة التكامل معالجة الإشارات الزلزالية - قاعدة بيانات الإدارة السليمة ببنياً