

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur e de la recherche scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد تلمسان

Université ABOU-BEKR-BELKAID-TLEMSEN



Faculté de Technologie
Département de Génie Civil
Option : STRUCTURES

Mémoire d'obtention du Diplôme de MASTER en Génie civil

Présenté par

KAHIL MERWANE

SOUYAH MOHAMMED NABIL

Sujet de la thèse

Effet du traitement des signaux sismiques sur la réponse dynamique des structures

Pr. MATALLAH.M

Président

Mme. GHEZALI.S

Examineur

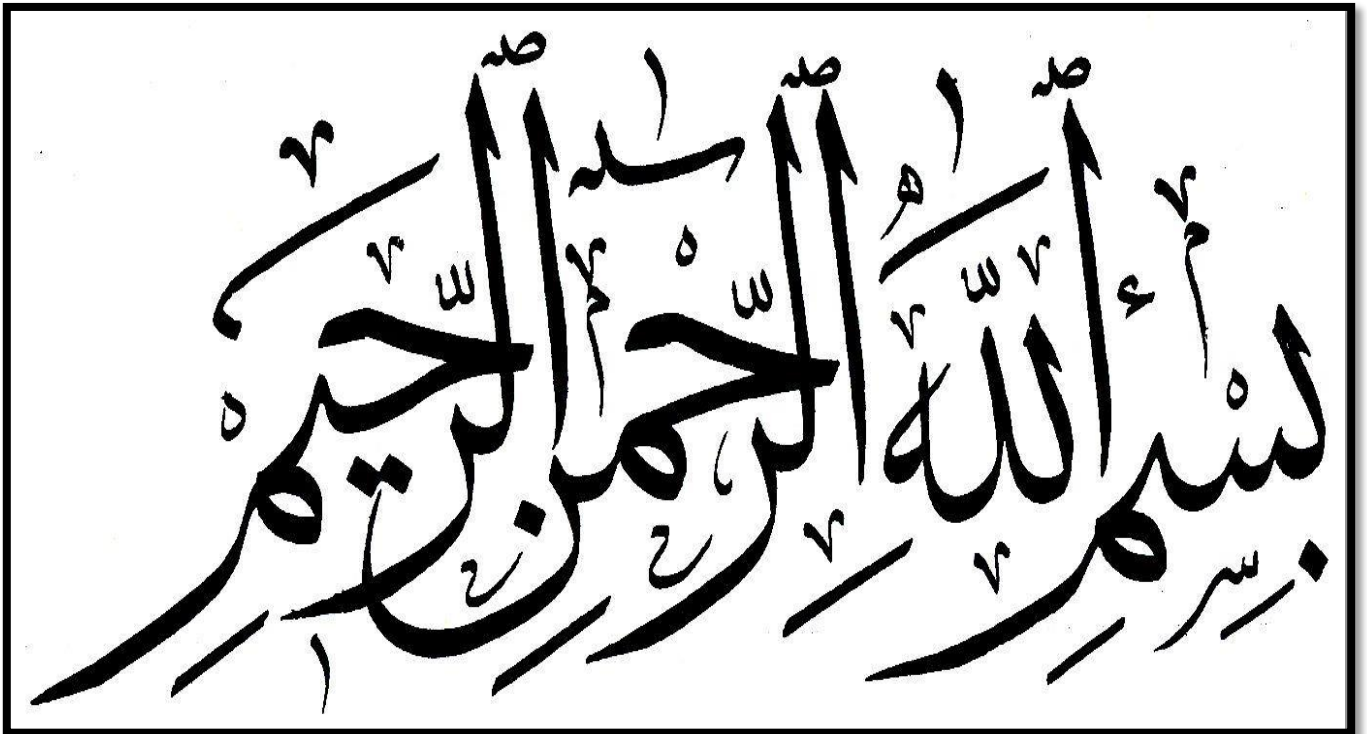
Dr. BENMANSOUR.N

Encadreur

Dr. DJAFOUR.N

Encadreur

Année universitaire : 2020-2021.



Dédicace

C'est avec grand respect et gratitude que je tiens à exprimer toute ma reconnaissance et ma sympathie et dédier ce travail modeste à :

Mes parents : grâce à leurs tendres encouragements et leur grands sacrifices, ils ont pu le climat affectueux et propice à la poursuite de mes études. Aucune dédicace ne pourrait exprimer mon respect, ma considération et mes profonds sentiments envers eux. Je prie le bon Dieu de leur bénir, de veiller sur eux, en espérant qu'ils seront toujours fiers de moi.

A ma femme : Je te remercie pour tout le soutien et l'amour que tu me portes depuis notre première rencontre et j'espère que ton soutien m'accompagnera toujours.

A mon frère et mes sœurs : Mohammed el Amin, Nesrine, Assala, Fatima, aya amarrai, Dania Sojoud.

A toute la famille : Kahil, Tebbal, Benhamou.

A mon ami et mon binôme Nabil.

A tous mes amis sans exception.

A tous mes enseignants depuis mes premières années d'études

A tous les autres qui je n'ai pas cité nommément et qui se reconnaîtront dans ma dédicace.

Kahil Merwane

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, mes parents qui ont été à mes côtés et Me soutenu durant toute ma vie.

A mes sœurs et frères : Mohammed el Amine, Imad, Djihan pour leur patience, d'avoir tendu chaleureusement leurs bras et pour avoir évincé mes moments de doute.

A mon binôme et mon ami : Merwane qui a été vraiment persévérant et patient le long de ce travail.

A toute ma famille: Souyah et Sennour.

A tous mes amis sans exception.

A Tous mes enseignants tout au long des cycles de mes études.

Et enfin à tous ceux qui sont très chers.

Souyah Mohammed Nabil

Remerciement

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Mes premiers remerciements vont à mes encadreurs de mémoire Mme Benmmansour Nassima et Mme Djafour Naoual, d'avoir accepté de nous encadrer dans notre projet de fin d'études. Nous tenons à les remercier pour leur encadrement, leurs aides, leurs orientations et leurs conseils.

Nous remercions aussi le président de jury monsieur Matallah Mohammed ainsi que l'examinatrice madame Ghazali Sabah d'avoir accepté de lire et d'examiner ce modeste travail et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de ce projet.

Nos remerciements vont aussi à monsieur Benyacoub Abdelhakim pour son soutien et ses aides.

Enfin, à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

.

الملخص

يعد تقييم التطورات الزمنية لعمليات التنقلات الزلزالية مهمًا في التطبيقات المختلفة في الهندسة المدنية. هذا يؤدي إلى التكامل الزمني للتسارع الزلزالي. ومع ذلك، فإن هذا الأخير غالبًا ما يؤدي إلى مشتقات غير واقعية في السرعة والتنقل التي تم الحصول عليها. وبالتالي، يجب معالجة تسجيلات التسارع. الهدف من هذا العمل هو تحليل معالجة الإشارات الزلزالية على الاستجابة الديناميكية لعمارة مكونة من طابق أرضي زائد عشرة طوابق علوية وفقًا لمتطلبات إصدار (2003) RPA 99 مصممة عن طريق صاب 2000، والتحقق .

تم تحليل تأثير تصحيح التسارع الزلزالي بطريقة تسس ريزام عن طريق إجراء تحليلات ديناميكية لهذا المبنى تحت تسارع غير مصحح ، مصححة بواسطة تسس ريزام. وتحت التنقلات المحسوبة بالتكامل المزدوج لهذا الأخير. كما التسارع والتنقلات التي تم الحصول عليها من قواعد بيانات ESM و ESMDB. تم استخدام

تم النظر في مثالين من التسجيلات الزلزالية الأولى. الأول يتمثل في زلزال ازميت، تركيا 1999، النتائج في هذه الحالة تبين أن التصحيح يمكن أن يؤثر على النتائج. الثاني يتمثل في زلزال أمات ريس، إيطاليا 2016، تصحيح الإشارات لا تعطي أي تأثير على النتائج في هذه الحالة، والذي قد يكون بسبب التردد المنخفض للمرشح.

الكلمات المفتاحية: التحليل الديناميكي؛ التنقل الزلزالي، مشكلة التكامل، معالجة الإشارات الزلزالية، تسس رزام.

Résumé

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. Cependant, Cette dernière entraîne souvent des dérives non réalistes dans la vitesse et le déplacement obtenus. Par conséquent, les enregistrements d'accélération doivent être traités. L'objectif de ce travail est l'analyse du traitement des signaux sismiques sur la réponse dynamique d'un bâtiment R+10 modélisé par le SAP 2000 et vérifier selon les exigences de l'RPA 99 version (2003). L'effet de la correction des accélérations sismiques par la méthode TssRisAM a été analysé en faisant des analyses dynamiques de ce bâtiment sous accélérations non corrigées, corrigées par TssRisAM et sous déplacements calculés par double intégration de cette dernière. Des accélérations et déplacements obtenus des bases des données ESMBD et ESM ont été également utilisés. Deux exemples d'enregistrements sismiques étaient considérés. Le premier concerne le séisme d'IZMIT, Turquie de 1999, les résultats dans ce cas montrent que la correction peut influencer les résultats. Le deuxième est le séisme d'amatrice, Italie 2016, la correction des signaux n'avait aucun effet sur les résultats dans cet exemple. Ce qui peut être dû à la faible fréquence de filtrage.

Mots clés : Analyse dynamique ; Déplacement sismique ; Problème d'intégrabilité ; Traitement des signaux sismiques-TssRisAM.

Abstract

The evaluation of the temporal evolution of seismic displacements is important in various civil engineering applications. This leads to the temporal integration of seismic accelerations. However, the latter often leads to unrealistic drifts in the speed and displacement obtained. Therefore, acceleration records must be processed. The objective of this work is the analysis of the seismic signal processing on the dynamic response of a R+10 building modeled by SAP 2000 and verified according to the requirements of RPA 99 version (2003). The effect of the correction of seismic accelerations by the TssRisAM method was analyzed by performing dynamic analyses of this building under uncorrected accelerations, corrected by TssRisAM and under displacements calculated by double integration of the latter. Accelerations and displacements obtained from ESMBD and ESM databases were also used. Two examples of seismic recordings were considered. The first concerns the 1999 earthquake in IZMIT, Turkey, the results in this case show that correction can influence the results. The second is the amateur earthquake, Italy 2016, the signal correction had no effect on the results in this example. This may be due to the low filtering frequency.

Keyword: Dynamic Analysis-Seismic Displacement-Integrability Problem, Seismic Signal Processing-TSSRISAM.

Sommaire

Liste des figures	xi
Liste des tableaux.....	xiii
Introduction générale	1
<i>Chapitre 1</i>	4
<i>Problématique</i>	4
1.1 Introduction	4
1.2 Problème d'intégrabilité	4
1.3 Les bruits comme source du problème d'intégrabilité.....	6
1.3.1 Les types de bruits	6
1.3.2 Les sources des bruits	6
1.4 Types des signaux et problème d'intégrabilité.....	7
1.4.1 Les signaux enregistrés.....	7
1.4.2 Les signaux simulés.....	8
1.5 Correction des signaux sismiques	9
1.5.1 Correction de la ligne de base.....	10
1.5.2 Filtrage des signaux sismiques	11
1.5.3 Présentation de quelques méthodes de calcul des déplacements à partir des accélérations.....	12
1.6 Conclusion	15
<i>Chapitre 2</i>	17
<i>Présentation et pré dimensionnement de l'ouvrage</i>	17
2.1 Introduction	17
2.2 Présentation générale de l'ouvrage	17
2.3 Ossature et système constructif adopté	17
2.3.1 Ossature	17
2.3.2 Planchers	18
2.3.3 Maçonnerie.....	18
2.3.4 Revêtement.....	18
2.3.5 Isolation.....	18
2.3.6 Escalier	18
2.3.7 Acrotère	18
2.4 Caractéristiques géotechniques du sol.....	19
2.5 Caractéristique des matériaux	19
2.5.1 Le béton.....	19
2.5.2 Les Aciers.....	21
2.6 Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisés	23

Sommaire

2.7 Evaluation des charges et surcharges	24
2.7.1 Charge et surcharge pour RDC, étage courant, Terrasse inaccessible, balcon et escaliers :	24
2.7.2 Charge de Mur extérieur.....	25
2.7.3 Charge et surcharge supporté par l'escalier.....	26
2.8 Prédimensionnement des éléments non structuraux	29
2.8.1 Dimensionnement de Plancher	29
2.8.2 Dimensionnement des Poutrelles.....	30
2.8.3 Dimensionnement de l'acrotère.....	31
2.8.4 Les poutres	32
2.8.5 Les poteaux.....	34
2.8.6 Les voiles.....	37
2.9 Conclusion	38
<i>Chapitre 3.....</i>	<i>40</i>
<i>Modélisation et étude dynamique de la structure.</i>	<i>40</i>
3.1 Introduction	40
3.2 Modélisation de la structure	40
3.3 Analyse modale de la structure	41
3.3.1 Estimation empirique de la période fondamentale	41
3.3.2 Distribution des voiles	42
3.4 Analyse dynamique du bâtiment.....	43
3.4.1 Spectre de réponse.....	43
3.5 Vérifications du calcul dynamique :	46
3.5.1 Calcul de V_{statique}	46
3.5.2 Calcul de $V_{\text{dynamique}}$	47
3.6 Justification de la sécurité.....	48
3.6.1 Vérification de facteur de comportement R.....	48
3.6.2 Vérification de la stabilité de la structure vis-à-vis le renversement	48
3.6.3 Vérification de l'effort normal réduit sous combinaisons sismiques.....	49
3.6.4 Vérification des déplacements.....	51
3.6.5. Vérification de l'effet P-Delta	52
3.7 Conclusion	54
<i>Chapitre 4.....</i>	<i>57</i>
<i>Effets des signaux sismiques sur la réponse dynamique.....</i>	<i>57</i>
4.1 Introduction	57
4.2 Analyse dynamique des structures.....	57
4.3 Présentation de la méthode TssRisAM de traitement de signal.....	58
4.4 Effet de la correction des signaux sismique sur la réponse dynamique	63
4.5 Conclusion	68
Conclusion générale.....	70

Sommaire

Référence biographique	72
Annexes.....	74

Liste des figures

Figure 1-1 : Accélérogramme du séisme d'Amatrice, Italie (2016).....	5
Figure 1-2: Déplacement obtenu par double intégration de l'Accélérogrammes du séisme d'Amatrice, Italie (2016).	5
Figure 1-3: Bruit non standards (Boore et al, 2005).	6
Figure 1-4: Résidus dues à la numération (Hung, 1997 cité par Boukli, 2014)	7
Figure 1-5 :(a) Signal artificiel généré par (campos-Costa & Pinto 1999).....	8
Figure 1-6: (a) signal artificiel généré à partir du spectre de réponse élastique de la composante horizontale du règlement RPOA.....	9
Figure 1-7: Accélérations corrigées et non corrigées du séisme CHI-CHI (Taiwan) 1999 (Boukli,2014).	10
Figure 1-8: Vitesses corrigées et non corrigées du séisme CHI-CHI(Taiwan) 1999 (Boukli,2014).	10
Figure 1-9: Déplacements corrigées et non corrigées du séisme CHI-CHI(Taiwan) 1999 (Boukli,2014).	11
Figure 1-10: le filtre Low pass.....	11
Figure 1-11:le filtre Hight pass.....	12
Figure 1-12: le filtre Band Passe/Band Stop.....	12
Figure 2-1: Diagramme contraintes- déformations du béton à ELU.	20
Figure 2-2 : Diagramme contraintes-déformations du béton à ELS.	21
Figure 2-3: Diagramme contraintes-déformations de l'acier.	23
Figure 2-4: Coupe verticale du mur extérieur.....	26
Figure 2-5: Plancher à corps creux.	30
Figure 2-6: coupe transversal des poutrelles.....	30
Figure 2-7: Dimensions d'une poutrelle.	31
Figure 2-8: Dimensions de l'acrotère.	31
Figure 2-9: Dimensions de la poutre principale.....	33
Figure 2-10: Dimensions de la poutre secondaire.	34
Figure 2-11: Section supportée par le poteau le plus sollicité.	34
Figure 2-12: Coupe du voile.	38
Figure 3-1: Modèle de la structure en éléments finis.....	41
Figure 3-2: La courbe du spectre de réponse donnant S_a en fonction de la période.	45
Figure 4-1: Système à un seul degré de liberté soumis à une excitation sismique.	58
Figure 4-2 : Organigramme de la méthode de correction TssRisAM (boukli,2014)...	60
Figure 4-3:Accélération enregistrée durant le séisme d'IZMIT Turkey (1990).....	61
Figure 4-4:Déplacement obtenu par double intégration de l'accélération enregistrée durant le séisme d'IZMIT Turkey (1990).	61
Figure 4-5: Accélération enregistrée durant le séisme d'IZMIT Turkey 1999 corrigée par l'approche TssRisAM	62

Liste des figures

Figure 4-6 : Déplacement obtenu par double intégration de l'accélération enregistrée durant le séisme d'IZMIT Turkey 1999 et corrigée par l'approche TssRisAM	62
Figure 4-7: Accélération corrigée durant le séisme d'IZMIT Turkey 1999 obtenue de (ESMBD).....	63
Figure 4-8: Déplacement corrigé du séisme d'IZMIT turkey 1999 obtenue de (ESMBD)	63
Figure 4-9:Diagrammes des moments fléchissant obtenus par les cinq cas d'analyses sous le séisme de IZMIT Turquie 1999.....	65
Figure 4-10:Diagrammes des efforts tranchants obtenus par les cinq cas d'analyses sous le séisme d'IZMIT Turquie 1999.....	65
Figure 4-11: Diagrammes des moments fléchissant obtenus par les cinq cas d'analyses sous le séisme d'amatrice Italie 2016.....	67
Figure 4-12:Diagrammes des efforts tranchant obtenus par les cinq cas d'analyses sous le séisme d'amatrice Italie 2016.....	68

Liste des tableaux

Tableau 1-1: caractéristiques principales de quelques méthodes de correction des signaux sismiques	15
Tableau 2-1: Caractéristiques géométriques du bâtiment.	17
Tableau 2-2: Caractéristiques du béton.	23
Tableau 2-3: Caractéristiques de l'acier.	24
Tableau 2-4: Charges et surcharges RDC et d'étage courant.	24
Tableau 2-5: Charges et surcharges Terrasse inaccessible.....	25
Tableau 2-6: Charges et surcharges balcon.	25
Tableau 2-7: Charges du mur extérieur.	26
Tableau 2-8: Charges et surcharges du palier.	27
Tableau 2-9: Charge et surcharge de la palliase 1.....	28
Tableau 2-10: Charges et surcharges de la palliase 2.....	29
Tableau 2-11 vérification au flambement des poteaux.	37
Tableau 3-1: Périodes propres et participations massiques modales.....	43
Tableau 3-2: tableau des valeurs des pénalités.	45
Tableau 3-3: Choix de période empirique.....	46
Tableau 3-4: Effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente.	47
Tableau 3-5: Effort tranchant à la base par la méthode modale spectral.....	47
Tableau 3-6: Vérification des poteaux sous sollicitation normales.	50
Tableau 3-7: Vérification des poteaux sous sollicitation normales après augmentation.....	51
Tableau 3-8: Vérification des déformations.	52
Tableau 3-9: Vérification de l'effet P-Delta selon le RPA suivant x.	53
Tableau 3-10: Vérification de l'effet P-Delta selon le RPA suivant y.	54
Tableau 4-1: Déplacements de la structure maximums obtenus par les cinq cas d'analyses sous le séisme d'IZMIT Turquie 1999.	66
Tableau 4-2 : Déplacements de la structure maximums obtenus par les cinq cas d'analyses sous le séisme d'amatrice Italie 2016.....	68

Introduction générale

La conception parasismique n'est plus basée obligatoirement sur les signaux sismiques présentés sous forme d'accélération car il existe plusieurs applications dont leurs inputs c'est des vitesses ou des déplacements, une des applications est l'analyse dynamique non linéaire des structures étendues sous mouvements sismiques variables dans l'espace (Zerva et al, 2009).

L'évaluation des déplacements sismiques en génie civil est donc importante. Ceci conduit à l'intégration temporelle de l'accélération. Cependant, l'expérience indique que l'intégration directe de l'histoire temporelle d'accélération entraîne souvent des dérives non réalistes dans la vitesse et le déplacement obtenus.

Par conséquent, les enregistrements d'accélération doivent être traités pour obtenir des historiques de déplacement. Plusieurs méthodes et procédures de traitement des signaux sismiques sont proposées dans la littérature mais il reste impossible d'identifier un traitement optimale et universel (Boore et al, 2005) valable pour n'importe quel signal sismique du moment que les chercheurs notent que les procédures de traitement doivent être appréciées par les utilisateurs finaux. Ainsi, elles dépendent du domaine de leurs applications (Boukli 2014).

L'objectif de notre travail est d'analyser l'effet du traitement des signaux sismique sur la réponse dynamique des structures. Un bâtiment R+10 a été choisi pour cette étude.

Le présent travail se compose de quatre chapitres :

- Dans le première 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 ensuite

Introduction générale

à l'évaluation des charges et surcharge et enfin au prédimensionnement 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
Problématique

Chapitre 1

Problématique

1.1 Introduction

La seule méthode d'analyse suffisamment exacte pour tenir compte avec précision des différentes non-linéarités des structures complexes, ainsi que des incertitudes possibles du mouvement sismique imposé est l'analyse temporelle déterministe.

Dans ce cas, la réponse dynamique est calculée en imposant les évolutions temporelles du mouvement sismique aux différents supports de la structure. On peut utiliser les accélérogrammes enregistrés ou simulés. Toutefois, dans certains cas le mouvement sismique doit être imposé à la structure sous forme de déplacements, tel que dans l'étude sismique non linéaire des structures étendues où la variabilité spatiale du mouvement sismique doit être prise en compte. Ce chapitre est consacré à la détermination des déplacements à partir des accélérations.

1.2 Problème d'intégrabilité

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

La Figure 2-1 présente l'histoire temporelle de l'accélération enregistrée durant le séisme de du 24 août 2016, de magnitude Mw 6, qui a eu lieu en Amatrice, Italie centrale,

la Figure 2-2 donne le déplacement obtenu par double intégration de l'accélération. On remarque bien l'apparition des dérives, il est évident que ce déplacement est irréaliste.

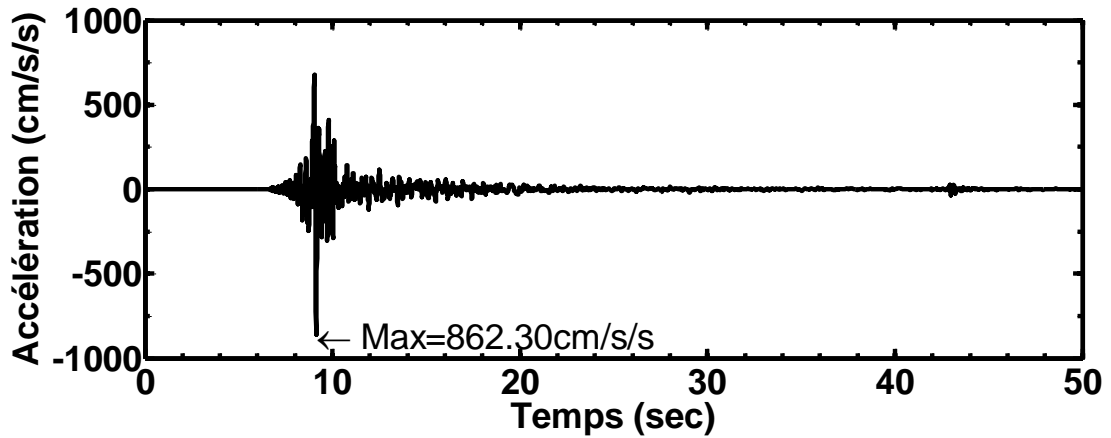


Figure 2-1 : Accélérogramme du séisme d'Amatrice, Italie (2016).

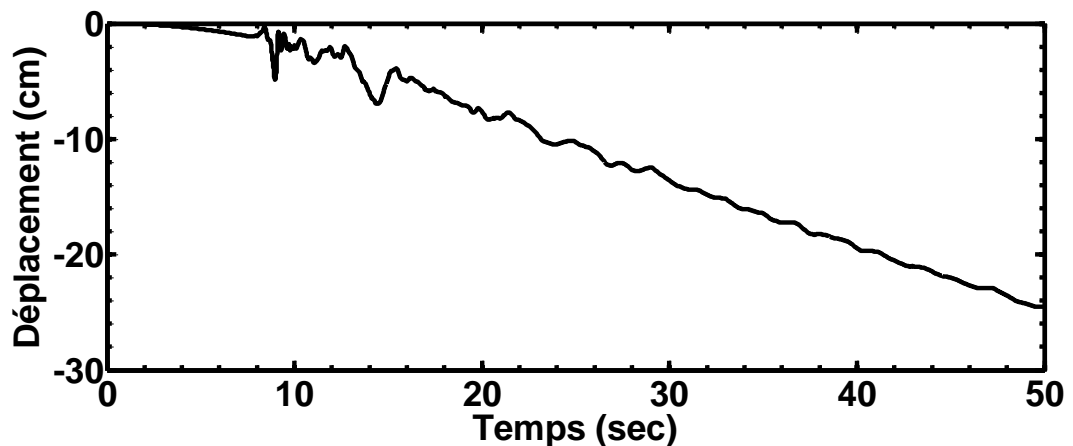


Figure 2-2: Déplacement obtenu par double intégration de l'Accélérogramme du séisme d'Amatrice, Italie (2016).

D'après les recherches faites dans ce domaine les déplacements temporels calculés par double intégration sont irréels parce que les enregistrements d'accélération comprennent généralement du bruit qui les affecte et des erreurs qui provoquent des distorsions de la ligne de base (Boukli, 2014, Arias-Lara et De-la-Colina, 2018). En effet les accélérations sismiques doivent être traitées pour avoir des variations temporelles réalistes en déplacements.

1.3 Les bruits comme source du problème d'intégrabilité

1.3.1 Les types de bruits

1.3.1.1 Le bruit standard

Les effets des bruits standards ne s'affichent pas dans les accélérogrammes.

1.3.1.2 Le bruit non standard

Le bruit non standard provoque dans les accélérogrammes des pics avec des valeurs extrêmes par rapport à celles des points avoisinants tel que l'exemple de la Figure 2-3. On peut éliminer le bruit non standard on remplace par des pics erronés à des valeurs moyennes des deux points avoisinants (Boore et al ,2005).

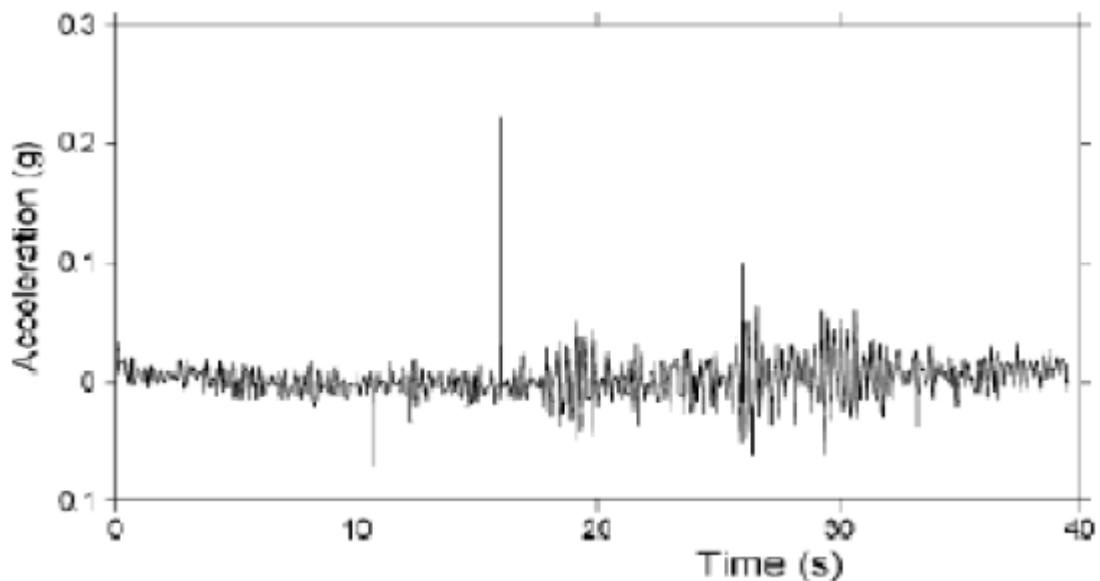


Figure 2-3: Bruit non standards (Boore et al, 2005).

1.3.2 Les sources des bruits

Les sources des bruits sont classées en deux types (Boukli, 2014).

1.3.2.1 Sources des bruits instrumentaux

Une réponse incorrecte de l'instrument de mesure qui est probablement dus à la fatigue des matériaux qui les constituent peut-être une source de bruit.

On peut avoir également comme cause de bruit le seuil de déclenchement du dispositif d'enregistrement ce 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.

La déformation du film ou du papier d'enregistrement est aussi une cause possible pour la naissance des bruits instrumentaux dans les signaux sismiques enregistrés.

1.3.2.2 Sources des bruits de numérisation

Lors de la numérisation des signaux sismique une perte d'information entre deux points d'enregistrement peut être provoquée à cause de l'échantillonnage utilisé. Ainsi, l'arrondissement soit par excès ou par défaut des amplitudes peut causer des résidus à partir desquels le résidu moyen total peut être calculé (Figure 2-4).

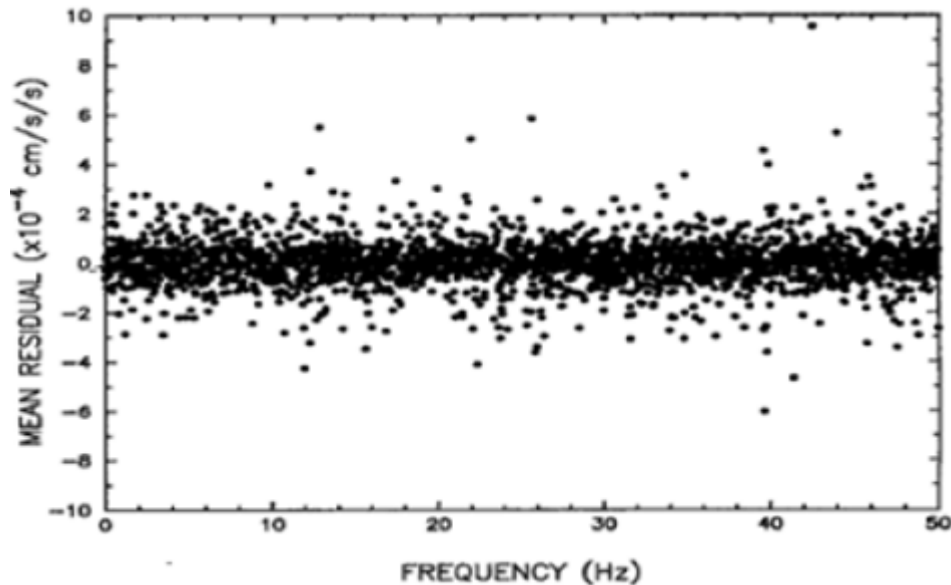


Figure 2-4: Résidus dues à la numération (Hung,1997 cité par Boukli, 2014)

1.4 Types des signaux et problème d'intégrabilité

1.4.1 Les signaux enregistrés

Il est noté qu'actuellement l'enregistrement des signaux sismiques se fait généralement par des appareils sophistiqués qui disposent d'une mémoire de pré-événement capable de retenir les toutes premières arrivées d'ondes. 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 sismiques nommés signaux numériques (Boukli, 2014).

Dans ce cas-là, la probabilité d'infection des enregistrements par des bruit 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 leurs apparition 50 ans après les enregistrements analogiques.

1.4.2 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 cité par Boukli, 2014) (Figure 2-5) et le deuxième exemple, montré par la figure 1-6, représente un signal artificiel déduit à partir du spectre de réponse élastique de la composante horizontale du règlement parasismiques des ouvrages d'arts algérien (MTP, 2010), pour un PGA de 0.4g et un amortissement à 5% (Benmansour, 2013). 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.

Cela peut nous permettre de dire aussi que le problème d'intégrabilité peut être purement numérique et la défaillance se localise probablement dans la méthode d'intégration, 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 (Zerva, 2009)

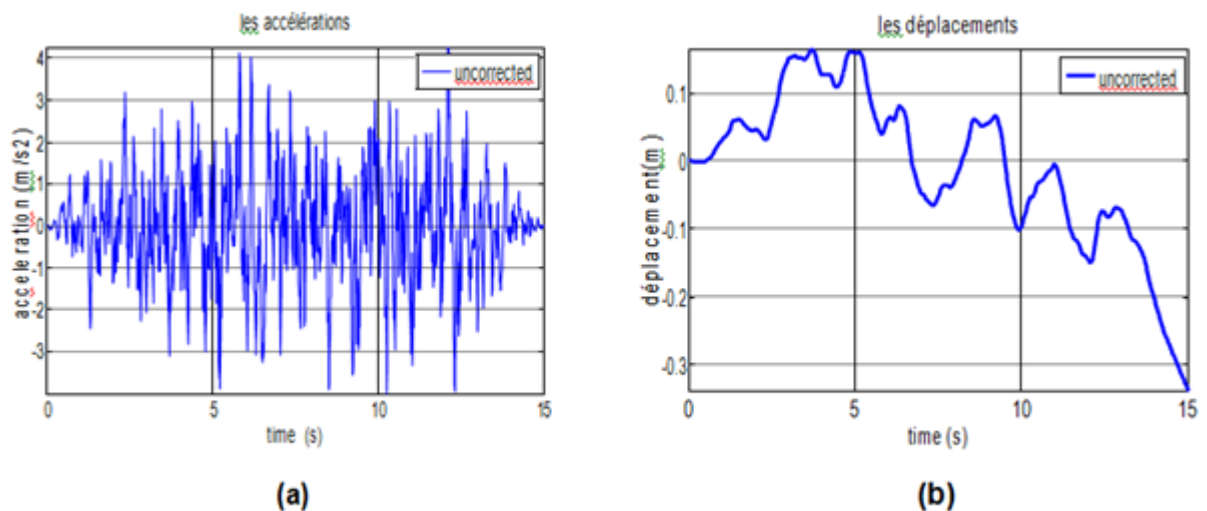


Figure 2-5 : (a) Signal artificiel généré par (campos-Costa & Pinto 1999)

(b) déplacement calculé par double intégration.

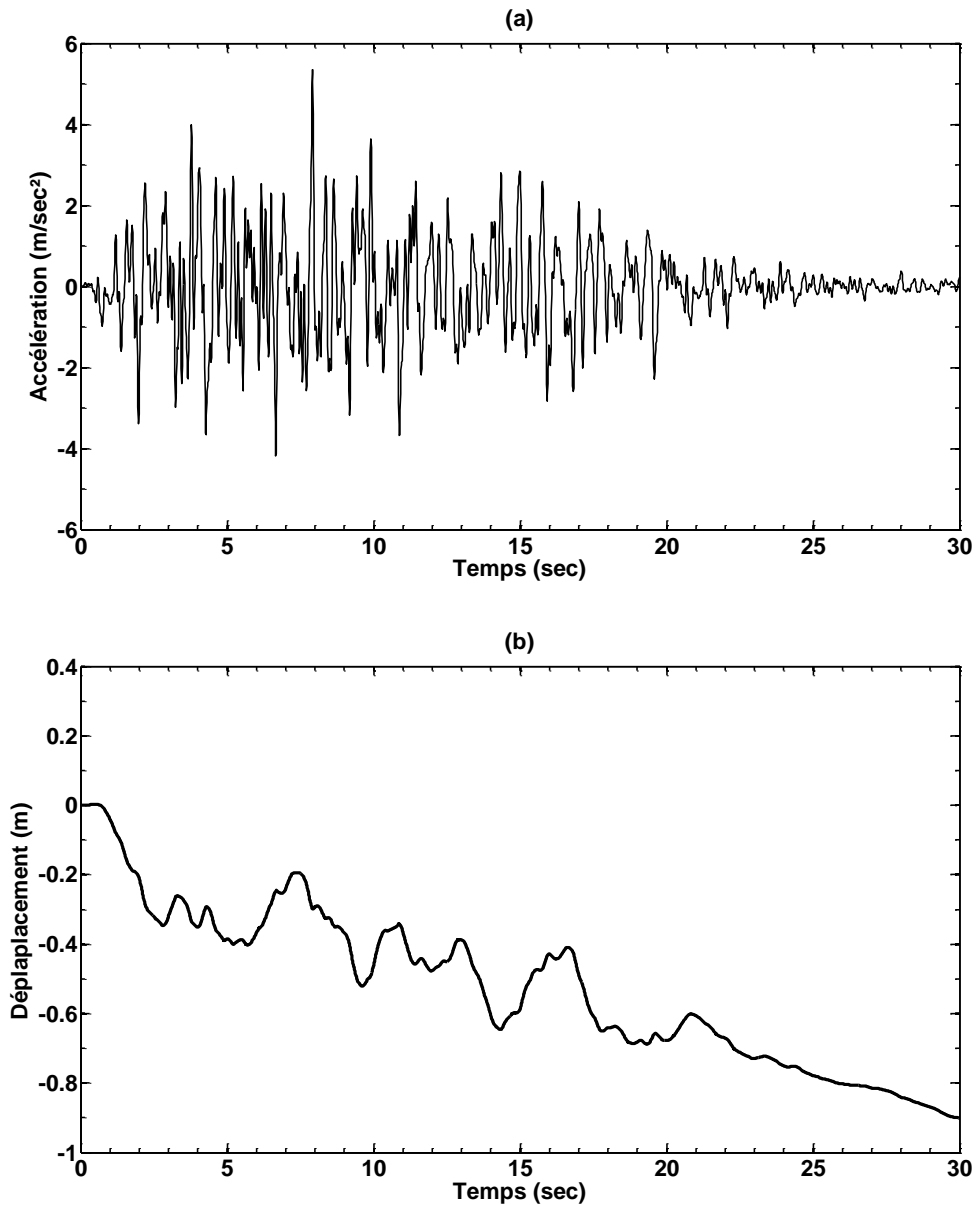


Figure 2-6: (a) signal artificiel généré à partir du spectre de réponse élastique de la composante horizontale du règlement RPOA.

(b) déplacement calculé par double intégration (Benmansour, 2013).

1.5 Correction des signaux sismiques

Comme il a été précisé précédemment les sources du problème d'intégrabilité reviennent principalement à la présence des bruits et aux conditions initiales non nulles et ils 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. Ainsi il reste difficile de corriger d'une manière exacte les signaux sismiques. Il n'existe pas une méthode de correction des signaux sismiques proprement dite qui peut être utilisée dans tous les cas. En fonction des domaines applications, plusieurs

méthodes de correction sont développées dans la littérature. Le principe de base de ces méthodes repose sur la correction de la ligne de base et le filtrage.

1.5.1 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 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 2-7, Figure 2-8 et Figure 2-9 un exemple de correction de la ligne de base. Cet exemple concerne le signal enregistré durant le séisme de CHI-CHI (Taiwan) 1999.

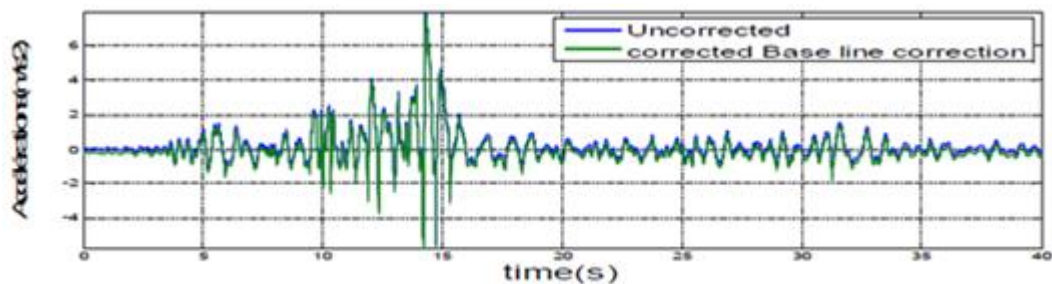


Figure 2-7: Accélérations corrigées et non corrigées du séisme CHI-CHI(Taiwan) 1999 (Boukli,2014).

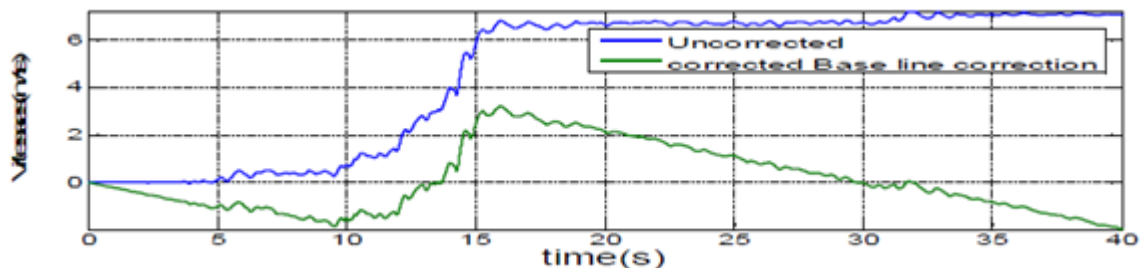


Figure 2-8: Vitesses corrigées et non corrigées du séisme CHI-CHI(Taiwan) 1999(Boukli,2014).

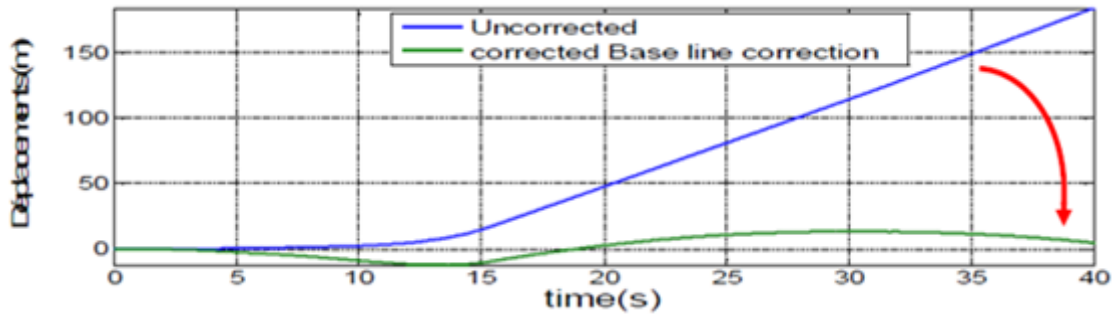


Figure 2-9: Déplacements corrigés et non corrigés du séisme CHI-CHI(Taiwan) 1999(Boukli,2014).

1.5.2 Filtrage des signaux sismiques

Le filtrage est une technique de traitement. Elle consiste à éliminer des fréquences du signal sismique, les fréquences limites sont appelées fréquences de coupure. Il existe différent type de filtrage.

1.5.2.1 Filtrage Low-pass

Il consiste à éliminer les hautes fréquences à partir d'une certaine limite dite la fréquence de coupure "Fc" (Figure 2-10).

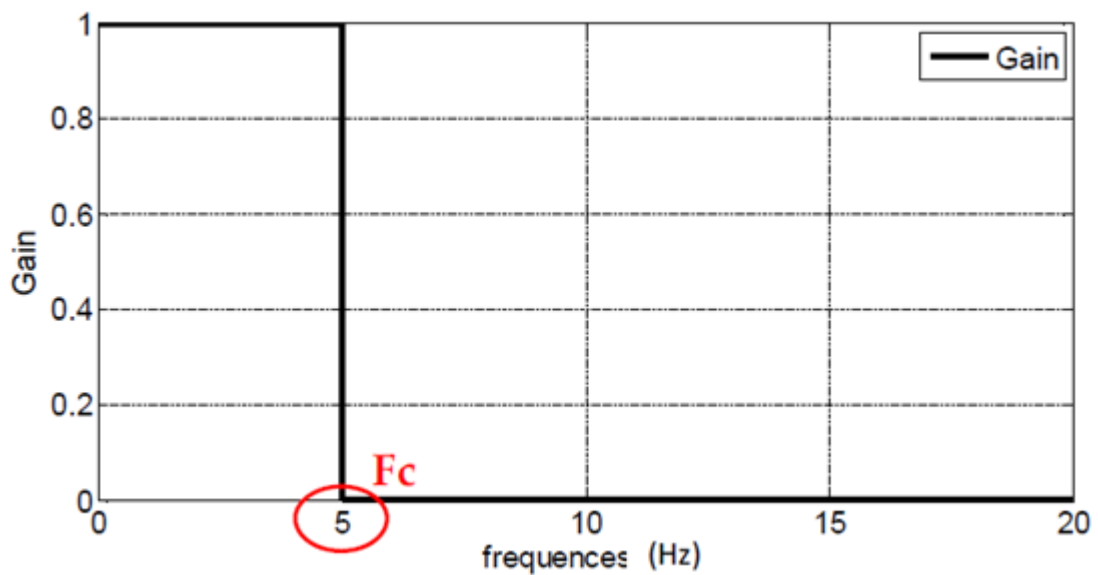


Figure 2-10: le filtre Low pass.

1.5.2.2 Filtrage High-pass

Il consiste d'éliminer les basses fréquences jusqu'à la fréquence de coupure "Fc" (Figure 2-11).

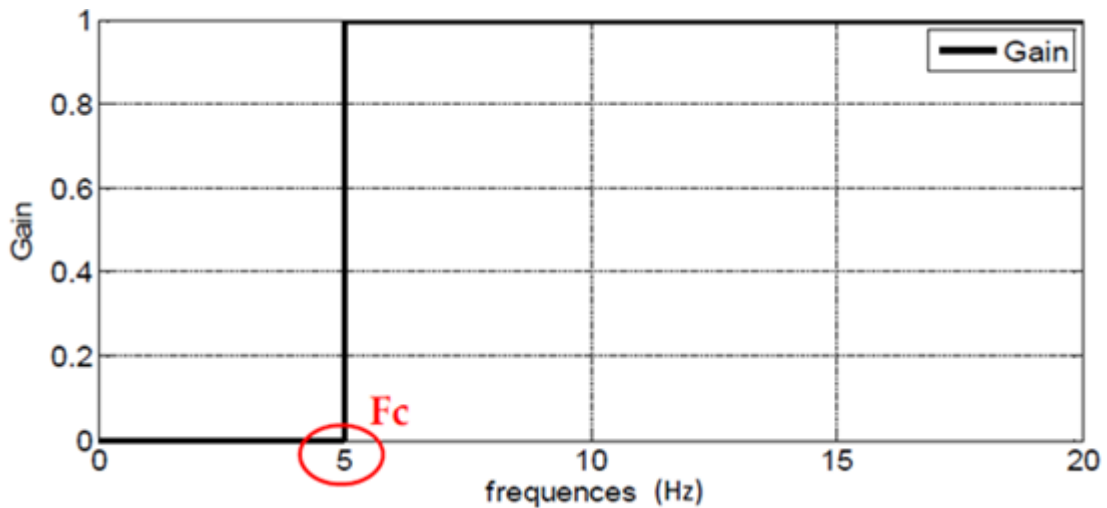


Figure 2-11:le filtre Hight pass.

1.5.2.3 Filtrage band stop ET band pass

Ces types de filtres fonctionnent suivant le même principe des deux filtres 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 2-12).

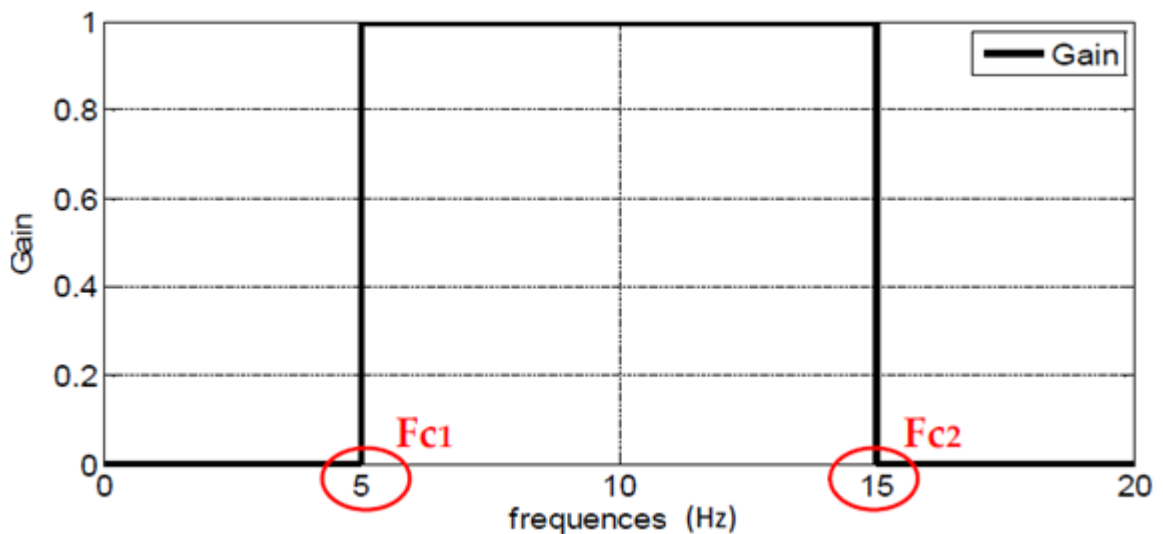


Figure 2-12: le filtre Band Passe/Band Stop

1.5.3 Présentation de quelques méthodes de calcul des déplacements à partir des accélérations

1.5.3.1 Méthode de Trifunac et Lee(1990)

Cette méthode a été développée en 1973 pour le traitement de tremblement de terre plus tard elle a été modifiée en 1979, 1984 et 1990 pour intégrer les dernières techniques des traitements numériques des signaux. La méthode est basée sur les ajustements de la ligne de base avec un filtrage PASS-HAUT de l'accélération, vitesse et déplacement.

1.5.3.2 Converse et Brady (1992)

Pour l'ajustement de base des enregistrements, cette méthode comporte deux étapes principales qui s'appliquent à l'enregistrement de l'accélération : un ajustement linéaire des moindres carrés et un filtrage passe-haut.

1.5.3.3 Chiu (1997)

Cette méthode vise à corriger les principales erreurs de la ligne de base des accélérations y compris celles causées par la manipulation des données. L'algorithme se compose de trois étapes principales : un ajustement des moindres carrés d'enregistrement de l'accélération, un filtrage passe-haut d'accélération et une soustraction de la valeur initiale de la vitesse.

1.5.3.4 Boore et al(2002)

L'objectif de cette méthodologie était d'estimer les valeurs des déplacements permanents ou résiduels à partir des enregistrements d'accélération sismique en ajustant la ligne de base. Un ajustement quadratique de la vitesse par les moindres carrés est effectué en premier lieu. Ensuite, la fonction d'ajustement est différenciée et soustraite de l'accélération. En option, un filtre passe-haut peut être appliqué à l'accélération si les déplacements des extrémités non nuls sont prévus.

1.5.3.5 Darragh et al (2004)

L'objectif de cette méthodologie était de corriger les erreurs de base incluses dans les enregistrements en maintenant le déplacement statique permanent (déplacements cosimiques). Pour atteindre cet objectif, un ajustement des vitesses est effectué par l'une des trois formes fonctionnelles suivantes: ajustement linéaire, ajustement continu bilinéaire par morceaux et ajustement quadratique. Plus tard, la méthode différencie la fonction d'ajustement optimal et supprime du signal d'accélération d'origine. Cette approche n'utilise pas un filtrage passe-haut. Selon Darragh et al. (2004), l'absence du filtrage permet de préserver les déplacements cosimiques.

1.5.3.6 Park et al (2005)

Bien que cette méthodologie ait été développée pour les ponts routiers, ses procédures sont générales et peuvent être appliquées à d'autres types d'excitation. Le but était de corriger les erreurs de base des enregistrements causées par les conditions initiales, telles que la vitesse initiale. Cette méthode comporte deux approches. La première consiste en l'ajustement de la ligne de base en soustrayant les moyennes de l'accélération et de la vitesse. Cette approche doit être considérée comme une méthode

de base pour l'amélioration du signal. La deuxième solution utilise un filtre passe-haut et suppose que la vitesse initiale est égale à zéro.

1.5.3.7 Wang et al (2011)

L'objectif de cette étude était de calculer les déplacements (cosismiques) des enregistrements d'accélération. Il est basé sur l'ajustement de base de l'enregistrement de la vitesse au moyen d'une fonction qui devrait être obtenue par un processus itératif qui correspond le mieux à l'historique des déplacements corrigés vers une fonction d'échelon. Selon cette méthode, les déplacements cosismiques obtenus avec cette méthodologie concordent entre 10% et 20% avec les mesures GPS directes.

Le Tableau 2-1 résume les différentes techniques présentées précédemment (Arias-Lara et De-la-Colina, 2018).

Méthodes	Ajustement de la ligne de base	Les filtres	Forcer le déplacement final à zéro
Trifunac et Lee	Avec filtre Passe-haut	Passe-haut et Passe-bas	Oui
Converse et Brady	Avec filtre Passe-haut et ajustement des moindres carrés	Passe-haut et Passe-bas	Oui
Chiu	Avec filtre Passe-haut et ajustement des moindres carrés	Passe-haut	Oui
Boore et al	Ajustement quadratique des moindres carrés de la vitesse et filtre passe-haut	Passe-haut (optionnel)	Non
Darragh et al	En soustrayant de l'enregistrement de l'accélération la dérivée de la fonction la plus appropriée	Passe-bas	Non
Park et al	Soustraction de la moyenne de l'enregistrement de l'enregistrement originel	Aucune	Oui
Wang et al	Avec une fonction bilinéale continue sectionnelle	Aucune	Non

Tableau 2-1: caractéristiques principales de quelques méthodes de correction des signaux sismiques

1.6 Conclusion

Les problèmes d'intégrabilité des accélérations sismique, afin d'obtenir des déplacements réalistes, sont dus principalement aux bruits qui affectent les signaux sismiques en plus à quelques sources de types instrumentales. Les valeurs initiales non nulles peuvent aussi être à l'origine de ce problème. Le traitement de ces signaux se fait généralement par la correction de la ligne de base des signaux associé généralement à des filtrages. L'objectif du présent travail est de voir l'effet de la correction des signaux sismique sur la réponse dynamique des structures. Le bâtiment, choisi comme application, va être présenté dans le chapitre suivant.

Chapitre 2

Présentation et

prédimensionnement de

l'ouvrage

Chapitre 2

Présentation et prédimensionnement de l'ouvrage

2.1 Introduction

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer leurs sécurité. Dans ce chapitre on présente le cas du bâtiment choisi dans ce mémoire pour l'étude des effets du traitement du mouvement sismique.

2.2 Présentation générale de l'ouvrage

Nous sommes chargés d'étudier un bloc R+10 en béton armé composé d'un rezde chaussée plus dix étages à usage d'habitation. D'après la classification des RPA 99 version (2003) la configuration du bâtiment ne présente pas des irrégularités en plan ni en élévation. Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2). Le terrain d'implantation du bâtiment étudié dans ce mémoire se situe à «Boudjlida» dans la wilaya de Tlemcen considérée comme zone de faible sismicité. Le site est de type rocheux.

Les caractéristiques géométriques du bâtiment sont données par le tableau 2-1.

Longueur totale du bâtiment	21,10m
Largeur totale du bâtiment	10,65m
Hauteur du bâtiment	31,46m
Hauteur d'étage	2,86m

Tableau 2-1: Caractéristiques géométriques du bâtiment.

2.3 Ossature et système constructif adopté

2.3.1 Ossature

La hauteur du bâtiment dépasse 17m, donc selon le RPA 99 version (2003) le système de contreventement est mixte, poteaux-poutres et voiles. Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des

sollicitations dues aux charges horizontales. On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone de sismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

2.3.2 Planchers

Nous avons utilisé un seul type de plancher pour tous les niveaux ; corps creux avec dalle de compression. Le plancher terrasse a une pente pour permettre l'écoulement des eaux pluviales vers les conduites d'évacuation.

2.3.3 Maçonnerie

Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois par des briques creuses de (15× 10) cm séparées par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur. Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison de 10 cm d'épaisseur.

2.3.4 Revêtement

Les revêtements utilisés dans ce bâtiment sont les suivants :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable, évitant la pénétration des eaux pluviales, plus du papier kraft pour la terrasse inaccessible.

2.3.5 Isolation

On distingue dans notre projet deux types d'isolations, isolation acoustique assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs, et isolation thermique assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

2.3.6 Escalier

On a deux types d'escalier: Escalier avec un palier intermédiaire utilisé pour assurer la liaison entre les étages et escalier avec deux paliers intermédiaires utilisé pour le RDC.

2.3.7 Acrotère

La terrasse inaccessible est entourée d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60 cm et de 10 cm d'épaisseur.

2.4 Caractéristiques géotechniques du sol

Les reconnaissances et l'étude de sol sont obligatoires pour les ouvrages d'importance moyenne ou plus, implantés en zones de sismicité moyenne à élevée. D'après le rapport du laboratoire Mécanique de sol (LTPO), La contrainte admissible du sol est égale à 2,00 bars.

2.5 Caractéristique des matériaux

2.5.1 Le béton

Le béton est un mélange de plusieurs matériaux : ciment, granulats, (sable, gravillons) eau de gâchage et plus souvent d'adjuvant. Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction. Dans le chantier on fabrique le béton par une simple bétonnière ou par l'installation d'une centrale à béton.

2.5.1.1 La caractéristique de résistance à la compression

On détermine la caractéristique de résistance à la compression du béton f_{cj} à 28 jours d'âge à partir d'essais de compression axiale sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (BAEL 91 révisé (1999)) :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \Rightarrow f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \Rightarrow f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \Rightarrow j \geq 60 \text{ jours}$$

2.5.1.2 La caractéristique de la résistance à la traction

La caractéristique de résistance à la traction du béton à (j) jours, est notée f_{tj} , elle est définie conventionnellement par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 * f_{cj} \text{ Si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

2.5.1.3 Les Contraintes

- Etat limite ultime

Le diagramme utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit le diagramme "PARABOLE-RECTANGLE" (Figure 2-1).

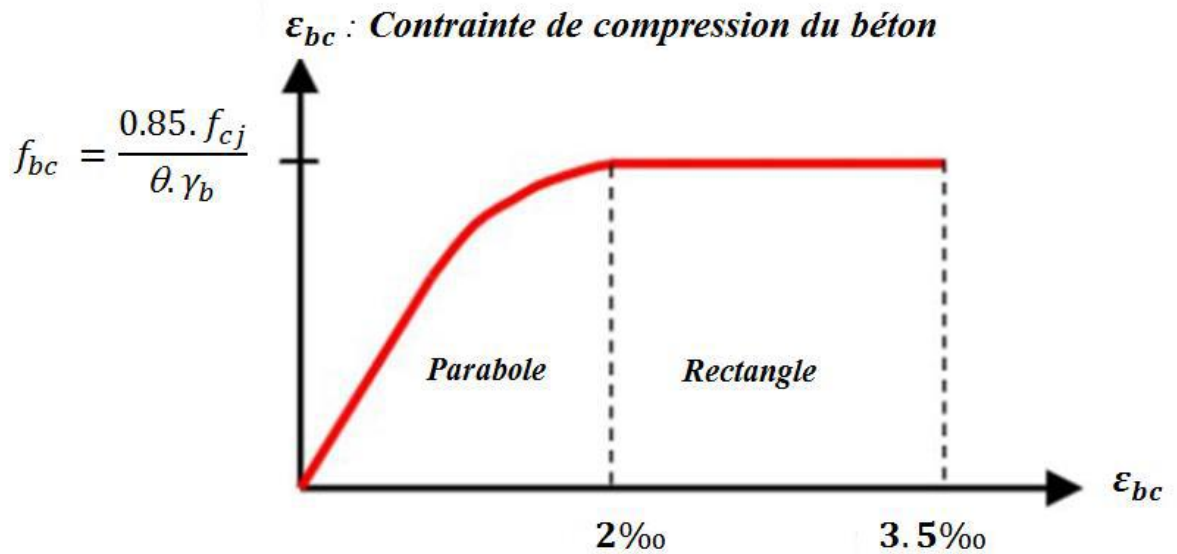


Figure 2-1: Diagramme contraintes- déformations du béton à ELU.

Avec :

f : contrainte ultime du béton en compression

ε_{bc} : déformation du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité. ($\gamma_b=1.5$ cas général ; $\gamma_b=1.15$ cas accidentel).

$\theta = 1$ (si la durée probable d'application de la combinaison d'actions, elle est $> 24h$).

$\theta = 0.9$ (lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h).

$\theta = 0.85$ (lorsque cette durée est inférieure à 1 h).

- **Etat limite de service**

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28}$$

La variation de la contrainte en fonction de la déformation est représentée par la Figure

2-2

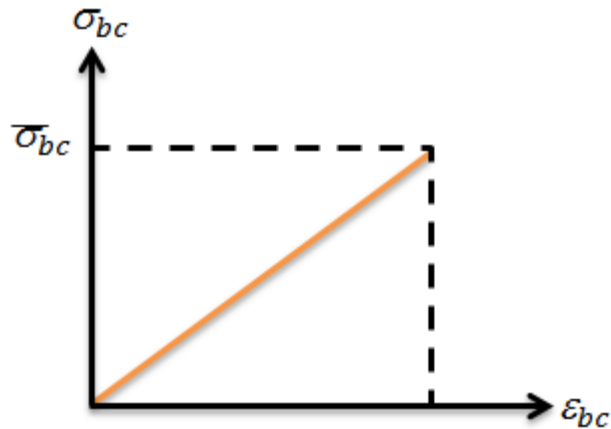


Figure 2-2 : Diagramme contraintes-déformations du béton à ELS.

- **Module de déformation instantanée (E_{ij}) :**

Pour une contrainte normale d'une durée d'application inférieure à 24h le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est :

$$E_{ij} = 11000 * \sqrt[3]{f_{cj}}$$

- **Module de déformation différée (E_{vj}) :**

Pour une contrainte normale d'une longue durée d'application le module de déformation longitudinale différée du béton E_{vj} est :

$$E_{vj} = 3700 * \sqrt[3]{f_{cj}}$$

2.5.1.4 Module de déformation transversale du béton

Le coefficient de poisson ν est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale, d'après le BAEL 91 révisé (1999). Il est pris égale à :

$\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations à ELS.

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à ELU.

2.5.2 Les Aciers

L'acier est un fer allié au carbone. Il possède de bonnes caractéristiques mécaniques, il résiste aux efforts de traction, de compression, de cisaillement et de torsion. Mais il est sensible à la corrosion par oxydation. Il ne réagit pas avec le béton, il présente une bonne qualité d'adhérence avec le béton.

Les aciers utilisés pour le ferrailage des différents éléments de la structure sont de trois types :

Chapitre 2 Présentation et Pré dimensionnement de L'ouvrage

- **Les ronds lisses (RL)** pour les armatures transversales de nuance (FeE215 ou FeE220 \Rightarrow Fe=215 MPa) et (FeE235 ou FeE240 \Rightarrow Fe=235 MPa).
- **Les barres hautes adhérence (HA)** pour les armatures longitudinales de nuance (FeE400 \Rightarrow Fe = 400 MPa) et (FeE500 \Rightarrow Fe = 500 MPa).
- **Les treillis soudés (TS)** d'un diamètre (Φ 6) pour planchers à corps creux.

2.5.2.1 Module d'élasticité longitudinale de l'acier

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à $E_s = 200000$ MPa.

2.5.2.2 Contraintes limites

A l'état limite ultime (ELU) on a:

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\gamma_s = 1.15$: Combinaisons courantes.

$\gamma_s = 1$: Combinaisons accidentelles.

A l'état limite de service (ELS) on a les cas suivants :

- Cas de fissuration peut préjudiciable $\sigma_{st} \leq f_e / \gamma_s$.
- Cas de fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}} \right)$.
- Cas de fissuration est considérée très préjudiciable : $\sigma_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta * f_{tj}} \right)$.

η : Coefficient de fissuration  1 pour les ronds lisses.
1.6 pour les hautes adhérence

La Figure 2-3 présente le diagramme contrainte déformation pour l'acier.

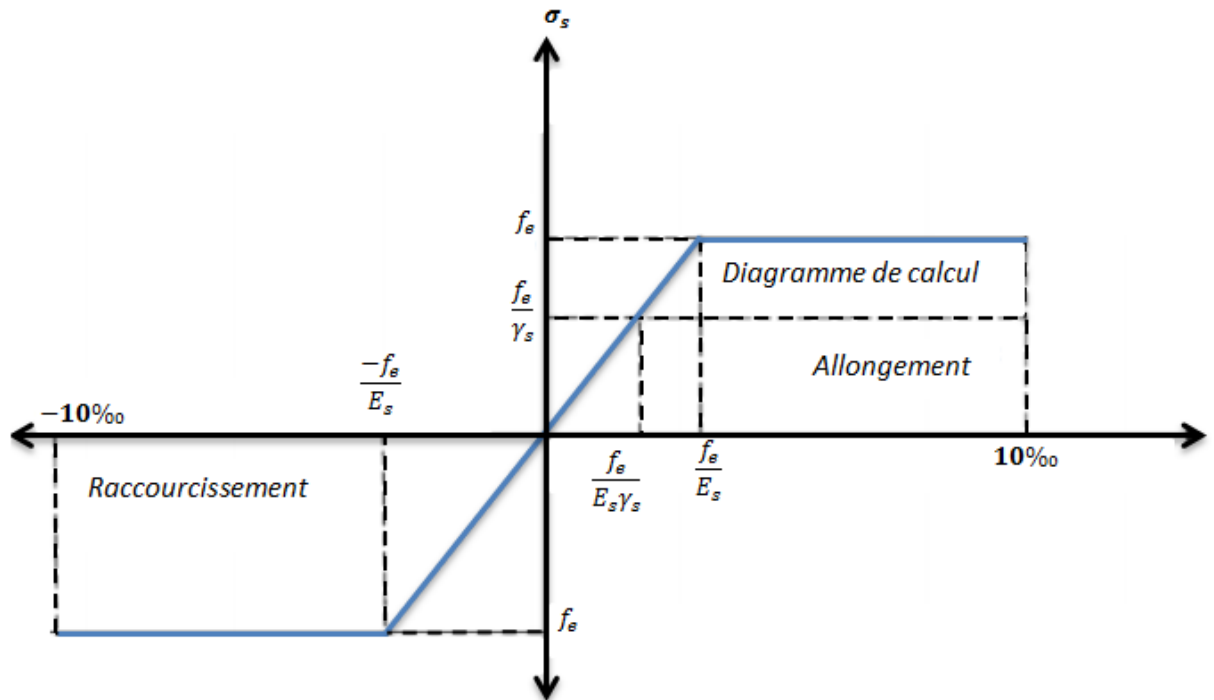


Figure 2-3: Diagramme contraintes-déformations de l'acier.

2.6 Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisés

LesTableau 2-2 et Tableau 2-3ci-dessous résument les caractéristiques des matériaux utilisés dans ce projet :

Caractéristiques mécaniques	Symbole	Valeur (MPa)
La résistance du béton à la compression à 28 jours	f_{c28}	25
La résistance du béton à la traction à 28 jours	f_{t28}	2.1
La résistance du béton à la traction à 28 jours	E_{vj}	10818.865
Le module d'élasticité instantané	E_{ij}	32164.195
Contrainte à ELU	f_{bc}	14.17
Contrainte à ELS	$\bar{\sigma}_{bc}$	15

Tableau 2-2: Caractéristiques du béton.

Type d'acier		Symbole	Fe (MPa)
Transversales	Rond lisse	RL	235
Longitudinales	Haute adhérence	HA	400
Treillis soudé		TS	520

Tableau 2-3: Caractéristiques de l'acier.

2.7 Evaluation des charges et surcharges

2.7.1 Charge et surcharge pour RDC, étage courant, Terrasse inaccessible, balcon et escaliers:

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure la charge qui lui revient à chaque plancher jusqu'à la fondation. Les différentes charges et surcharges existantes sont les charges permanentes (G) et les surcharges d'exploitation (Q).

Les Tableau 2-4, Tableau 2-5 et Tableau 2-6 présentent la descente des charges de RDC, étage courant, terrasse inaccessible et balcon

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (kg/m)	G(Kg/m ²)
Carrelage	0.02	2200	44
Mortier de pose	0.02	2000	40
Lit de sable	0.02	1800	36
Enduit en plâtre	0.02	1000	20
Cloison intérieur	/	/	100
Plancher corps creux 16+5	/	/	310

G=5,5 (KN/m²) Q=1,5 (KN/m²)

Tableau 2-4: Charges et surcharges RDC et d'étage courant.

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (kg/m)	G(Kg/m ²)
Protection en gravier	0.05	1700	85
Etanchéité multicouche	0.02	600	12
Forme des pentes	0.1	2200	220
Isolation en liège	0.04	400	16
Enduit en plâtre	0.02	1000	20
Dalle en corps creux	/	/	310

$G=6,33$ (KN/m²). $Q=1$ (KN/m²).

Tableau 2-5: Charges et surcharges Terrasse inaccessible.

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (kg/m)	G(Kg/m ²)
Carrelage	0.02	2200	44
Mortier de pose	0.02	2000	40
Lit de sable	0.2	1800	36
Enduit	0.02	2000	40
Dalle en BA	0.15	2500	375

$G=5,35$ (KN/m²). $Q=3,5$ (KN/m²).

Tableau 2-6: Charges et surcharges balcon.

2.7.2 Charge de Mur extérieur

Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois par des briques creuses de 15cm et 10cm séparées par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur (Figure 2-4). Le Tableau 2-7 présente la descente de charge des murs extérieurs.

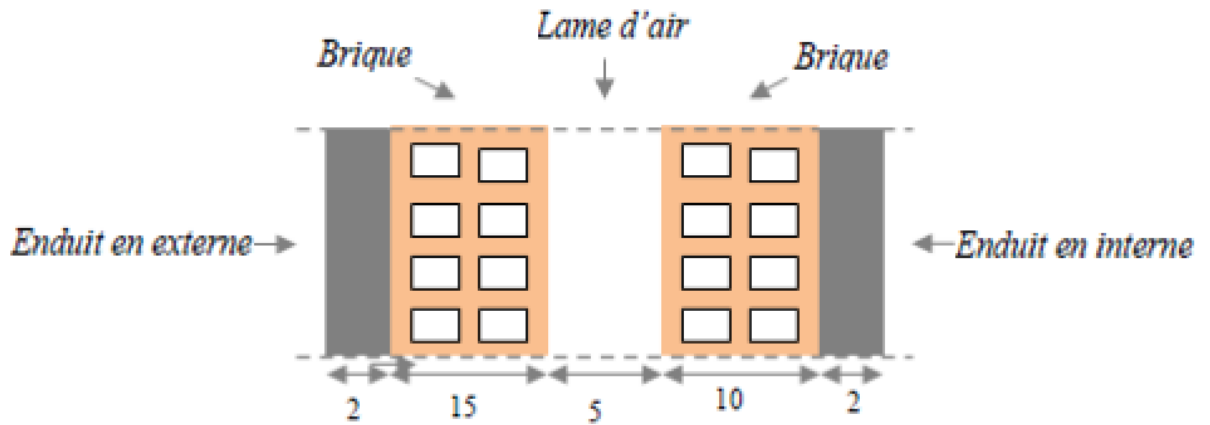


Figure 2-4: Coupe verticale du mur extérieur.

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (kg/m)	G(Kg/m ²)
Enduit ciment	0.02*2	1800	72
Brique creuse	0.10	900	90
Brique creuse	0.15	900	135

$G = 2.97 \text{ (KN/m}^2\text{)}$.

Tableau 2-7: Charges du mur extérieur.

2.7.3 Charge et surcharge supporté par l'escalier

2.7.3.1 Charge et surcharge du palier

Le Tableau 2-8 présente la charge et la surcharge du palier.

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (kg/m)	G (KN/m ²)
Poids propre du palier	0,12	2500	3
Enduit en plâtre	0,02	1000	0,2
Carrelage	0,02	2200	0,44
Mortier de pose	0,02	2000	0,4
Lit de sable	0,02	1800	0,36

G=4.4 (KN/m²). Q=2.5 (KN/m²).

Tableau 2-8: Charges et surcharges du palier.

2.7.3.2 Charge et surcharge de la palliase

- **Paillasse 1**

Le Tableau 2-9suivantprésente la charge et la surcharge de la palliase1:

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (kg/m)	G (KN/m ²)
Carrelage horizontale	0,02	2200	0,44
Mortier de pose horizontale	0,02	2000	0,4
Corrélat verticale	0,02	2200x (0,17/30)	0,25
Mortier de pose verticale	0,02	2000 x (17/30)	0,23
Enduit plâtre /cosa	0,02	1000	0,26
Poids propre de Palliase/cosa	0,12	2500	3,88
Lit de sable	0,02	1800	0,36
Garde corps	/	/	0,1

G=5.92 (KN/m²). Q=2.5 (KN/m²).

Tableau 2-9: Charge et surcharge de la palliase 1.

- **Paillasse 2**

Le tableau **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** suivant présente la charge et la surcharge de la palliase2:

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (kg/m)	G (KN/m ²)
Carrelage horizontale	0,02	2200	0,44
Mortier de pose horizontale	0,02	2000	0,4
Carrelage verticale	0,02	2200x (0,17/30)	0,25
Mortier de pose verticale	0,02	2000 x (17/30)	0,23
Enduit plâtre /cosa	0,02	1000	0,23
Poids propre de Palliase/cosa	0,12	2500	3,48
Lit de sable	0,02	1800	0,36
Garde corps	/	2200	0,1

G=5.49 (KN/m²). Q=2.5 (KN/m²).

Tableau 2-10: Charges et surcharges de la palliase 2.

2.8 Prédimensionnement des éléments non structuraux

2.8.1 Dimensionnement de Plancher

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales. On peut considérer les corps creux comme des poids morts qui n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage. Le plancher est composé de poutrelles, corps creux et dalle de compression. (Figure 2-5)

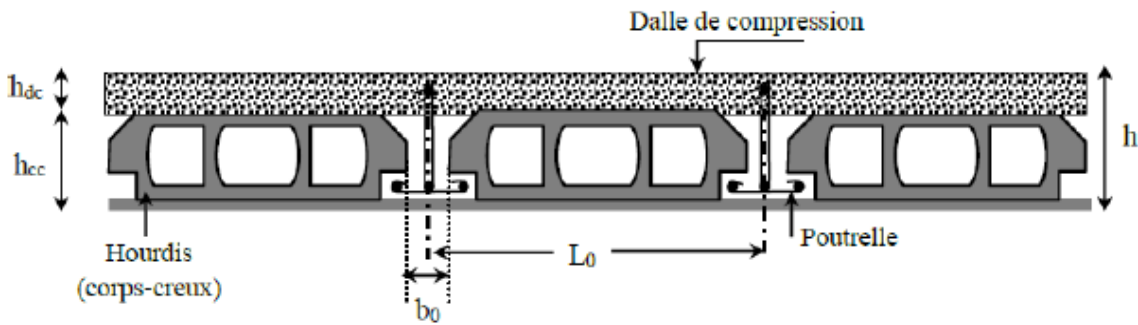


Figure 2-5: Plancher à corps creux.

Pour calculer l'épaisseur du plancher h_t on utilise la condition de flèche:

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \text{ avec } L_{max}=335\text{cm}$$

Avec :

L_{max} : est la longueur maximale de la poutrelle entre nues d'appui égale dans notre cas à 3.35m

On trouve $h_t = 21\text{ cm}$

On adopte donc un plancher à corps creux de hauteur totale $h_t=21\text{cm}$. Soit un plancher (16+5) cm avec 16 cm pour le corps creux et 5 cm pour la dalle de compression.

2.8.2 Dimensionnement des Poutrelles

Les poutrelles sont des petites poutres en béton armé, coulées sur place ou préfabriquées, et reposant sur des poutres principales. Les poutrelles ont des sections transversales en T.

On appelle plancher nervuré l'ensemble constitué de nervures (ou poutrelles) supportant des dalles de faible portée (Figure 2-6).

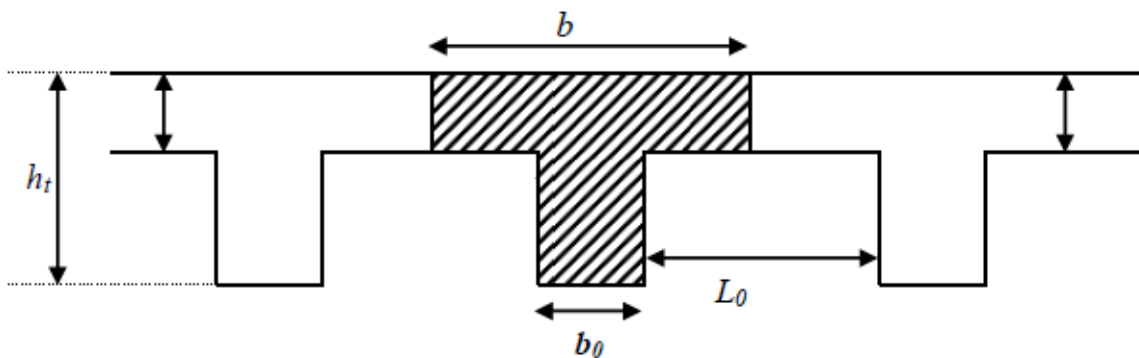


Figure 2-6: coupe transversal des poutrelles.

La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) de caractéristiques géométriques présentées par la Figure 2-7.

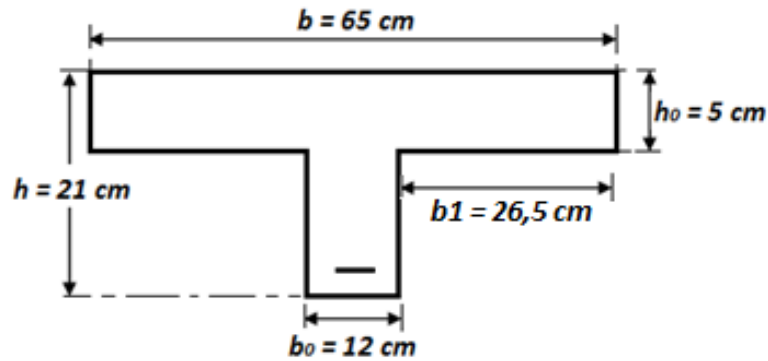


Figure 2-7: Dimensions d'une poutrelle.

2.8.3 Dimensionnement de l'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité situé au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main courante (Q) et à une force sismique (Fp).

On distingue un seul type d'acrotère dans notre structure, leurs dimensions sont présentées dans la Figure 2-8.

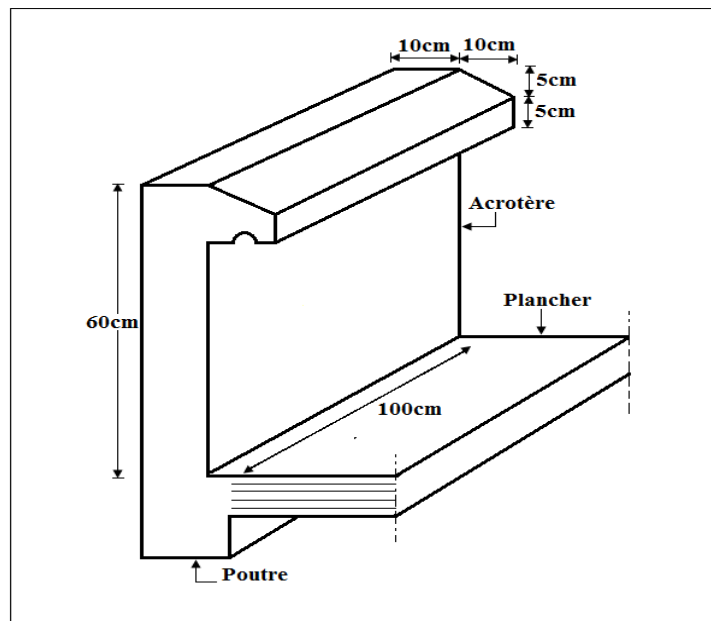


Figure 2-8: Dimensions de l'acrotère.

2.8.4 Les poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux chargés de reprendre les charges et les surcharges se trouvant sur les planchers pour les retransmettre aux poteaux.

On distingue dans notre structure deux types des poutres : les poutres principales et les poutres secondaires.

2.8.4.1 Les poutres principales

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les répartissent aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent. Elles relient les poteaux et supportent la dalle.

La hauteur h des poutres est déterminée comme suit:

$$\frac{L(\max)}{15} \leq h \leq \frac{L(\max)}{10}$$

Avec :

L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée donc $L=5.10m$

h : hauteur de la poutre.

On a: $\frac{510}{15} \leq h \leq \frac{510}{10}$ $34cm \leq h \leq 51cm$. On prend: **$h= 45 \text{ cm}$**

La largeur b de la poutre est déterminée par la relation suivante :

$$0.3 * h \leq b \leq 0.7 * h$$

Donc $0.3 * 45 \leq b \leq 0.7 * 45$ $13.5 \leq b \leq 31.5$. On prend : **$b=30cm$**

Donc les dimensions de la poutre principale sont $(30 \times 45) \text{ cm}$ (Figure 2-9).

Ces dimensions doivent être vérifiées aussi selon le RPA 99 version (2003) par les trois conditions suivantes :

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

$h =45cm \geq 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$h/b= 1,5 < 4$ Condition vérifiée.

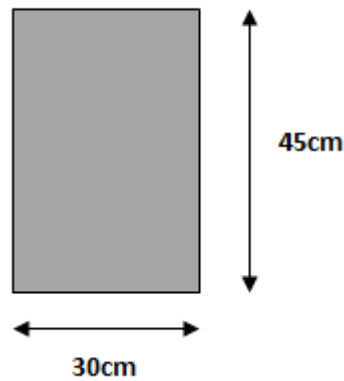


Figure 2-9: Dimensions de la poutre principale.

2.8.4.2 Les poutres secondaires (chainages)

Les poutres secondaires relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

La hauteur h des poutres est déterminée comme suit:

$$\frac{L(\max)}{15} \leq h \leq \frac{L(\max)}{10}$$

Avec $L(\max)=3.35\text{m}$

On a :

$$\frac{335}{15} \leq h \leq \frac{335}{10} \quad 22.33\text{cm} \leq h \leq 33.5\text{cm} \quad . \text{ On prend : } \mathbf{h= 35 \text{ cm.}}$$

La largeur b est déterminée comme suit :

$$0.3 * h \leq b \leq 0.7 * h$$

On a :

$$0.3 * 35 \leq b \leq 0.7 * 35 \quad 10.5 \leq b \leq 24.5. \text{ On prend : } \mathbf{b=30\text{cm.}}$$

Donc les dimensions de la poutre secondaire seront $(30 \times 35) \text{ cm}^2$ (Figure 2-10).

Ces dimensions doivent être vérifiées aussi selon le RPA 99 version (2003) par les conditions suivantes :

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

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

$h/b = 1,6 < 4$ Condition vérifiée.

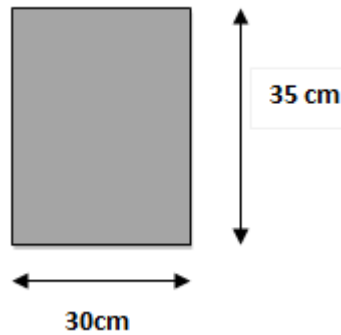


Figure 2-10: Dimensions de la poutre secondaire.

2.8.5 Les poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux qui supportent la structure. Toutes les poutres principales et secondaires sont liées aux poteaux.

Pour le prédimensionnement de cet élément, on utilise les lois de dégression qui imposent une charge moyenne de 1 t/m^2 pour chaque niveau. On présente par la suite les calculs du poteau le plus sollicité. Il supporte la section de dimensions indiquées sur la Figure 2-11.

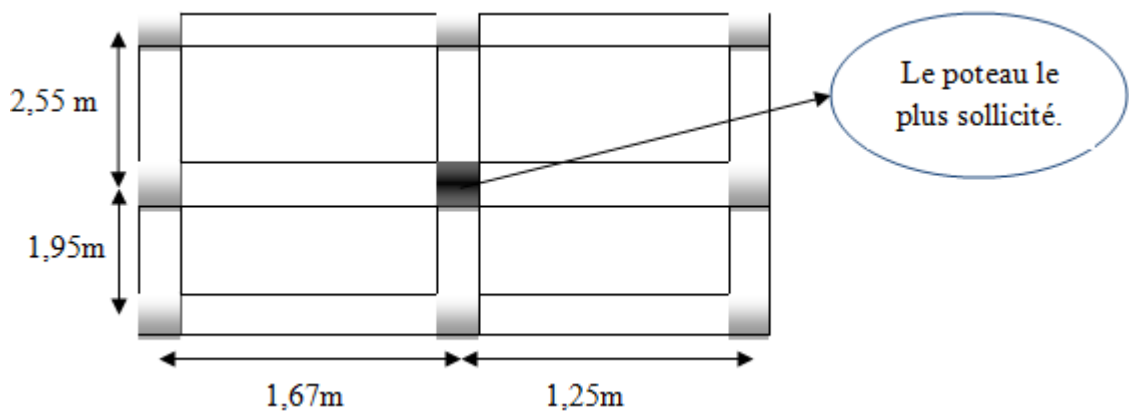


Figure 2-11: Section supportée par le poteau le plus sollicité.

On calcule l'effort normal développé dans ce poteau N_u par la relation suivante :

$$N_u = Q \cdot S \cdot n.$$

Avec :

S : La surface est de : 13,16 m.

Chapitre 2 Présentation et Pré dimensionnement de L'ouvrage

Q : Charge moyenne répartie de 1 t /m².

n : nombre d'étage (plancher).

Donc :

$$Nu = 1 * 13,16 * 11 = 144,76t$$

La section brute du poteau Br se calcule par la relation suivante:

$$Br \geq \frac{Nu * \beta}{\frac{f_{bc}}{0,9} + \left(0,85 * \frac{f_e * A_s}{b_r * \gamma_s} \right)}$$

On fixe un élancement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée.

$$\text{Donc : } \beta = 1 + 0,2 * 1 = 1,2.$$

Avec :

$$\gamma_s = 1,15 \text{ (cas général)} ; (\gamma_b = 1,50 \text{ (cas général)}) ; (\theta = 1 \text{ (Charge } > 24 \text{ h)}).$$

$$Br \geq \frac{1,2 * 1,44}{\frac{14,16}{0,9} + \left(0,85 * \frac{400}{100 * 1,15} \right)}$$

$$Br \geq 0,092 \text{ m}^2$$

$$Br = (a - 0,02)^2 \quad a \geq (\sqrt{Br} + 0,02) = 33,46 \text{ cm}$$

On prend $a = 40 \text{ cm}$. Donc les dimensions des poteaux sont $(40 * 40) \text{ cm}^2$.

On doit faire une vérification selon le RPA 99 version (2003) par les conditions suivant:

$\min(a, b) \geq 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$\min(a, b) \geq h_e / 20 = 286 / 20 = 14,3 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$1 / 4 < a / b < 4 \Rightarrow 1 / 4 < 1 < 4$Condition vérifiée.

Les poteaux doivent être vérifiés aussi au flambement.

Moment d'inertie :

$$I_x = I_y = ab^3 / 12 = 35^4 / 12 = 125052,1 \text{ cm}^4$$

Rayon de giration :

Chapitre 2 Présentation et Pré dimensionnement de L'ouvrage

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{a \cdot b}} = \sqrt{\frac{125052,1}{35^2}} = 10,10\text{cm}$$

La longueur de flambement est:

$$L_f = 0,7 \cdot L_0$$

Avec:

L_0 est 2,86 m

$$L_f = 0,7 \cdot 2,86 = 2 \text{ m}$$

Elancements mécanique λ (x, y) :

$$\lambda_x = \lambda_y = L_f / i_x = \frac{200}{10,10} = 19,8$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 19,8 < 70 \dots\dots\dots \text{Condition}$$

vérifiée.

Le Tableau 2-11 résume les dimensions des poteaux avec les différentes vérifications au flambement.

Niveau	Nu(MN)	a (cm)	Lf (cm)	i _x (cm)	λ	< 35
--------	--------	--------	---------	---------------------	---	------

RDC	1,4476	40	200	11.54	17.33	Condition vérifiée.
1^{er} étage	1,316	40	200	11.54	17.33	Condition vérifiée.
2^{ème} étage	1,1844	35	200	10.103	19.79	Condition vérifiée.
3^{ème} étage	1,0528	35	200	10.103	19.103	Condition vérifiée.
4^{ème} étage	0,9212	30	200	8.66	23.09	Condition vérifiée.
5^{ème} étage	0,7896	30	200	8.66	23.09	Condition vérifiée.
6^{ème} étage	0,658	30	200	8.66	23.09	Condition vérifiée.
7^{ème} étage	0,5264	30	200	8.66	23.09	Condition vérifiée.
8^{ème} étage	0,3948	30	200	8.66	23.09	Condition vérifiée.
9^{ème} étage	0,2632	30	200	8.66	23.09	Condition vérifiée.
10^{ème} étage	0,1316	30	200	8.66	23.09	Condition vérifiée.

Tableau 2-11 vérification au flambement des poteaux.

2.8.6 Les voiles

Les voiles sont des éléments principaux qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme (Figure 2-12).

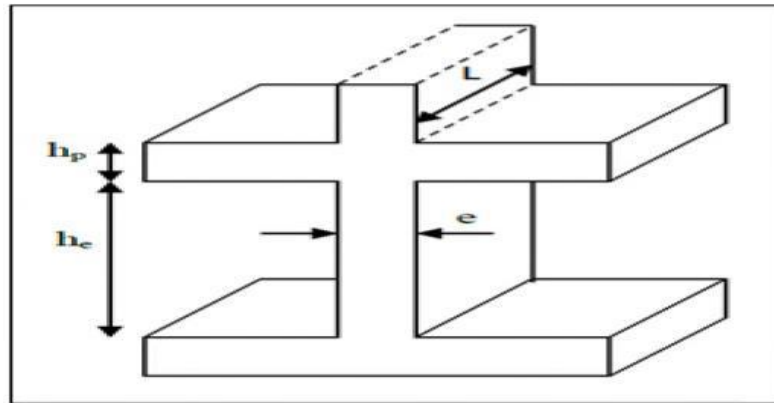


Figure 2-12: Coupe du voile.

Le RPA 99 version (2003) considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

$$L \geq 4e \quad \text{et} \quad e \geq h_e/20 \quad \text{et} \quad e (\text{Min}) = 15\text{cm}$$

Avec : (L : Longueur du voile) ; (e : L'épaisseur du voile) ; (h_e : Hauteur libre d'étage)

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e).

$$e \geq 2.86/20 \quad \text{donc} \quad e \geq 14,30 \text{ cm.}$$

On prend l'épaisseur minimale constante pour tous les voiles :

$$e = 15\text{cm} \quad \text{et} \quad L \geq 4.e = 60 \text{ cm}$$

2.9 Conclusion

Dans ce chapitre on a commencé par une présentation générale de l'ouvrage ainsi que des caractéristiques des matériaux utilisés. Ensuite la descente des différentes charges et surcharges est donnée suivi du prédimensionnement des éléments principaux et secondaires. Les données de ce chapitre seront utilisées pour étudier l'effet du traitement designalpar la suite.

Chapitre 3

Modélisation et étude dynamique de la structure

Chapitre 3

Modélisation et étude dynamique de la structure.

3.1 Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de les prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées. L'objectif de ce chapitre est d'effectuer une étude dynamique de la structure présentée au chapitre précédent.

3.2 Modélisation de la structure

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

Notre structure a été modélisée avec le logiciel de calcul (SAP2000.version2014). Ce logiciel permet l'analyse dynamique de la structure par une simple introduction de certaines données liées à la structure, (La géométrie, Les matériaux utilisées, Les dimensions des éléments, Le chargement, Les combinaisons de calcul).

Le modèle établi pour la structure étudiée est donné par la Figure 3-1. Les poutres et les poteaux sont modélisés par éléments frame tandis que les voiles et les dalles pleines sont modélisés par des éléments shells.

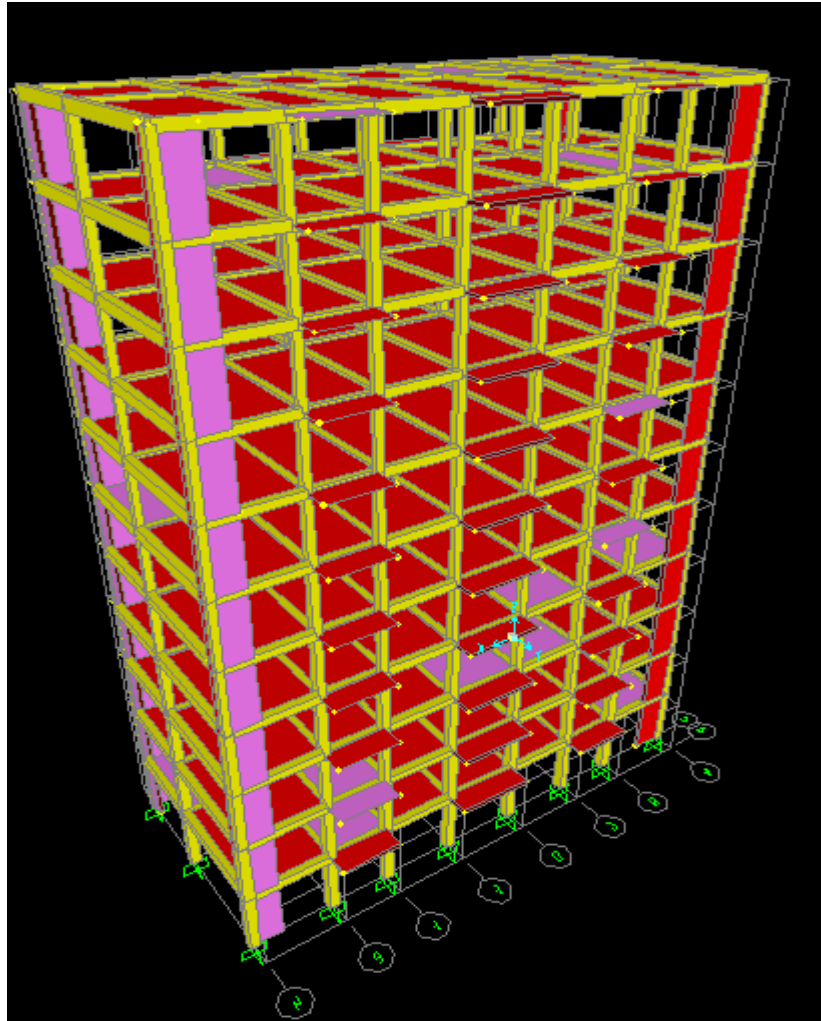


Figure 3-1: Modèle de la structure en éléments finis.

3.3 Analyse modale de la structure

L'analyse modale de la structure est une étape fondamentale pour l'analyse sismique, elle permet de calculer les périodes propres ainsi que les modes propres de vibration. A travers cette analyse on peut choisir le modèle adéquat pour le bâtiment étudié, ceci en faisant certaines vérifications sur la valeur de la période fondamentale et les modes propres de vibration.

3.3.1 Estimation empirique de la période fondamentale

Selon le RPA 99 version (2003), la période fondamentale correspond à la plus petite des deux valeurs obtenues par les formules empiriques suivantes:

$$T = \min \left(C_t \cdot h_N^{\frac{3}{4}}, \frac{0.09 \cdot h_N}{\sqrt{D_{x,y}}} \right)$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

C_t : Coefficient déterminé en fonction du système de contreventement

D_x, D_y : Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Dans ce cas on a les données suivantes:

$$\left. \begin{array}{l} CT = 0,05. \\ h_N = 31.46m. \\ Dx = 20.8m \\ Dy = 11.2m. \end{array} \right\} T = \min(0.66 ; 0.63 ; 0.85) = 0.63s.$$

Selon la réglementation la période fondamentale obtenue à travers le modèle numérique ne doit pas dépasser la période empirique de plus de 30%. C'est à dire elle doit être inférieur à $1.3 T_{empirique} = 0.82s$.

3.3.2 Distribution des voiles

Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti à un mauvais comportement de la structure. La disposition retenue est celle qui nous a donné les meilleurs résultats car elle satisfait la condition de la période empirique et elle apporte une bonne participation massique des modes fondamentaux. Ainsi on a des vibrations translationnelles dans les deux premiers modes et rotationnelle dans le troisième mode.

Les résultats de l'analyse modale sont résumés dans le Tableau 3-1. On remarque que les périodes fondamentales sont inférieures ou égales à 0.82 s (1.3 X la période empirique).

Les nombres de modes satisfaisant la condition de la somme des masses modales supérieures à 90% de la masse totale de la structure sont :

- Dans la direction xx : 9 modes (92,27% de la masse sismique de la structure).
- Dans la direction yy : 11 modes (91,67% de la masse sismique de la structure).

TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
OutputCase	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	
Text	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	
mode 1	0,821203	0,04873	0,62912	0,04873	0,62912	translation
mode 2	0,817187	0,63185	0,05136	0,68058	0,68048	translation
mode 3	0,692531	0,00839	0,00308	0,68897	0,68356	rotation
mode 4	0,217843	0,14418	0,02275	0,83315	0,70631	
mode 5	0,216427	0,02472	0,14702	0,85787	0,85333	
mode 6	0,191483	0,00511	0,0017	0,86298	0,85503	
mode 7	0,111928	0,000000526	0,00063	0,86298	0,85566	
mode 8	0,102778	0,00122	0,00032	0,8642	0,85598	
mode 9	0,101104	0,05859	0,00002753	0,92279	0,85601	
mode 10	0,100333	0,00072	0,00369	0,92351	0,8597	
mode 11	0,097732	0,00036	0,05702	0,92387	0,91672	
mode 12	0,093302	0,000006006	0,00047	0,92388	0,91719	

Tableau 3-1: Périodes propres et participations massiques modales.

3.4 Analyse dynamique du bâtiment

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant une de ces trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans la présente étude on a choisi la méthode modale spectrale.

3.4.1 Spectre de réponse

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant RPA 99 version (2003):

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(\left(2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2,5 \eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

η : facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$$

ξ : est le pourcentage d'amortissement critique qui est égale à 10 % pour structures avec systèmes de contreventement constitués de portiques et des voiles en béton armé.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0.76.$$

R : coefficient de comportement de la structure.

Q : facteur de qualité.

ξ : est le pourcentage d'amortissement critique qui est égale à 10 %.

Sa : Accélération spectrale.

g : Accélération de la pesanteur = 9,81 m /s²

Le coefficient d'accélération de zone (A) dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique, selon le RPA99 on a:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone I} \end{array} \right. \longrightarrow A=0.1$$

Les périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (T1, T2) correspondent au cas du site 1. Donc

$$\left\{ \begin{array}{l} T1 = 0,15 \text{ s.} \\ T2 = 0,30 \text{ s.} \end{array} \right.$$

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 du RPA 99 version (2003) en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du RPA 99 version (2003). Dans notre structure on a un système de contreventement mixte assuré par des portiques et des voiles.

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=4**

Le facteur de qualité (Q) de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation.
- la qualité du contrôle de la construction.

$$Q = 1 + \sum Pq \text{ Avec } Pq \text{ valeurs de pénalités.}$$

Le Tableau 3-2 présente le calcul du facteur de qualité qui est égale à:

$$Q = 1 + \sum 0.30 = 1.30.$$

Critère de q	P _q	
	Observé	Non observé
Conditions minimales sur les files de contreventement	/	0.05
Redondance en plan	/	0.05
Régularité en plan	0	/
Régularité en élévation	/	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	/	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	/	1

Tableau 3-2: tableau des valeurs des pénalités.

La Figure 3-2 présente le spectre de réponse correspondant à cette étude.

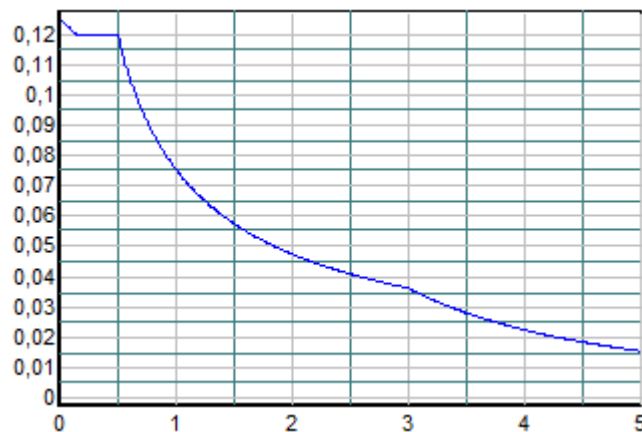


Figure 3-2: La courbe du spectre de réponse donnant Sa en fonction de la période.

3.5 Vérifications du calcul dynamique :

Selon Le RPA 99 version (2003) la résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ($V_{dynamique}$) ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente ($V_{statique}$) pour la valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_{dynamique} \geq 80\% V_{statique}$$

3.5.1 Calcul de $V_{statique}$

La formule de la force sismique totale à la base est donnée par le RPA 99 version (2003) comme suit:

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

Où D est le facteur d'amplification dynamique moyen:

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

Les périodes caractéristiques associées à la catégorie de site T_1 , T_2 correspondent au cas du site 3. Donc : $T_1=0.15s$ et $T_2=0.30s$

On utilise le Tableau 3-3 pour choisir la période de calcul du facteur d'amplification (D):

Condition	La période choisie pour le calcul du facteur D est
$T_{analytique} \leq T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3 T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{analytique} \geq 1,3 T_{empirique}$	$T = 1.3 T_{empirique}$

Tableau 3-3: Choix de période empirique.

- Sens longitudinal X-X :

Chapitre 3 : Modélisation et étude dynamique de la structure

$$T_{\text{analytique}}=0.82\text{s} \geq 1,3 T_{\text{empirique}}=0.82\text{s} \quad T=1,3 T_{\text{empirique}}=0.82\text{s}.$$

$$T_2 \leq T \leq 3.0\text{s} \quad D_x=2.5(T_2/T)^{2/3}=2.5 \times 0.76 \times (0.3/0.82)^{2/3}=0.97.$$

- Sens transversal Y-Y :

$$T_{\text{empirique}}=0.63\text{s} < T_{\text{analytique}}=0.81\text{s} < 1,3 T_{\text{empirique}}=0.82\text{s} \quad T=T_{\text{empirique}}=0.63\text{s}.$$

$$T_2 \leq T \leq 3.0\text{s} \quad D_y=2.5(T_2/T)^{2/3}=2.5 \times 0.76 \times (0.3/0.63)^{2/3}=1.16.$$

Les valeurs des efforts tranchants à la base calculés par la méthode statique équivalente sont données par le Tableau 3-4.

Méthode	Statique	
L'effort tranchant à la base (KN)	V_x	V_y
	826.44	988.32

Tableau 3-4: Effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente.

3.5.2 Calcule de $V_{\text{dynamique}}$

Les valeurs des Efforts tranchant à la base par la méthode modale spectrale sont données par le Tableau 3-5.

Méthode	Modale spectral	
L'effort tranchant à la base (KN)	V_x	V_y
	1237.76	1229.05

Tableau 3-5: Effort tranchant à la base par la méthode modale spectral.

On doit vérifier la relation suivant : $V_{\text{dynamique}} \geq 80\% V_{\text{statique}}$.

- Sens X-X :

$$1237.76 \geq 0.8 \times 826.44 \quad 1237.76 \geq 661.15 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens Y-Y :

$$1229.05 \geq 0.8 \times 988.32 \quad 1229.05 \geq 790.66 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la condition exigée sur la résultante des forces sismiques est vérifiée.

3.6 Justification de la sécurité

3.6.1 Vérification de facteur de comportement R

On a pris $R=4$ dans cette étude selon le RPA 99 version (2003) les voiles doivent reprendre la totalité de l'effort sismique et le système poteaux-poutre doit reprendre plus de 80% des charges verticales.

Les efforts tranchants globaux « V_T » suivant (x-x) et (y-y) donné par le calcul dynamique sont:

$$V_{Tx}=1237.76 \text{ KN.}$$

$$V_{Ty}=1229.05 \text{ KN.}$$

Les efforts tranchants repris par les voiles suivant (x-x) et (y-y) sont :

$$V_{xx}=1098.99 \text{ KN.}$$

$$V_{yy}=1114.58 \text{ KN.}$$

Donc les pourcentages des efforts repris par les voiles dans les deux sens sont:

$$(\%) \text{ suivant x-x} = V_{xx}/V_{Tx} = 1098.99/1237.76 = 89\%$$

$$(\%) \text{ suivant y-y} = V_{yy}/V_{Ty} = 1114.58/1229.05 = 90\%$$

L'effort normal global « N » est :

$$N = 39421,09 \text{ KN.}$$

Les efforts normaux repris par les voiles suivant (x-x) et (y-y) sont:

$$N_{xx}=7465,97 \text{ KN.}$$

$$N_{yy}=8081,32 \text{ KN.}$$

Donc les pourcentages des efforts normaux repris par les voiles dans les deux sens sont:

$$(\%) \text{ suivant x-x} = N_{xx}/N = 7465,97/39421,09 = 18,9\%$$

$$(\%) \text{ suivant y-y} = N_{yy}/N = 8081,32/39421,09 = 20,4\%$$

Le choix du coefficient de comportement $R = 4$ (4b. Système de contreventement de structure en portique par des voiles) est justifié.

3.6.2 Vérification de la stabilité de la structure vis-à-vis le renversement

On doit vérifier la condition suivante:

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Avec:

M: Le moment de renversement.

N: L'effort normal global

B: La longueur et la largeur de bâtiment

L'effort normal global est: $N = 39421.09$ KN.

Les moments de renversement suivant (x-x) et (y-y) sont:

$$M_{xx} = 26451.93 \text{ KN.}$$

$$M_{yy} = 26414.67 \text{ KN.}$$

Donc on a :

$$(\%) \text{ suivant x-x : } e_x = \frac{M_{yy}}{N} = \frac{26414.67}{39421.09} = 0.67 \leq \frac{20.8}{4} = 5.2 \text{ Condition vérifiée.}$$

$$(\%) \text{ suivant y-y : } e_y = \frac{M_{xx}}{N} = \frac{26451.93}{39421.09} = 0.67 \leq \frac{11.2}{4} = 2.8 \text{ Condition vérifiée.}$$

On conclue que la structure est stable vis-à-vis du renversement.

3.6.3 Vérification de l'effort normal réduit sous combinaisons sismiques

La condition suivante doit être vérifiée :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec:

N_d : Effort normal maximal des poteaux à la base.

f_{c28} : Résistance du béton.

B_c : Section de poteau.

Le Tableau 3-6 résume les vérifications de l'effort normal réduit

Niveau	B _c (cm ²)	N _d (KN)	V	V < 0.3
RDC	40x40	1510.91	0.37	Condition non vérifiée.
1	40x40	1353.82	0.33	Condition non vérifiée.
2	35x35	1207.30	0.39	Condition non vérifiée.
3	35x35	1062.22	0.34	Condition non vérifiée.
4	30x30	919.22	0.4	Condition non vérifiée.
5	30x30	780.88	0.34	Condition non vérifiée.
6	30x30	645.78	0.28	Condition vérifiée.
7	30x30	512.91	0.22	Condition vérifiée.
8	30x30	382.20	0.17	Condition vérifiée.
9	30x30	252.34	0.11	Condition vérifiée.
10	30x30	128.64	0.05	Condition vérifiée.

Tableau 3-6: Vérification des poteaux sous sollicitation normales.

Il faut augmenter la section des poteaux du RDC, étage 1, étage2, étage3, étage 4 et 5.

Le Tableau 3-7résume les vérifications de l'effort normal réduitaprès le changement des sections.

Niveau	Bc (cm ²)	Na (KN)	V	V < 0.3
RDC	50x50	1692.49	0.27	Condition vérifiée.
1	50x50	1494.43	0.23	Condition vérifiée.
2	45x45	1313.99	0.25	Condition vérifiée.
3	45x45	1141.67	0.22	Condition vérifiée.
4	40x40	975.88	0.24	Condition vérifiée.
5	40x40	828.17	0.20	Condition vérifiée.
6	30x30	645.78	0.28	Condition vérifiée.
7	30x30	512.91	0.22	Condition vérifiée.
8	30x30	382.20	0.17	Condition vérifiée.
9	30x30	252.34	0.11	Condition vérifiée.
10	30x30	128.64	0.05	Condition vérifiée.

Tableau 3-7: Vérification des poteaux sous sollicitation normales après augmentation.

3.6.4 Vérification des déplacements

On fait la vérification de la condition suivante : $\Delta u = |u_i - u_{i-1}| \leq 0,01h_{\text{étage}}$ dans les deux directions du bâtiment x et y.

U_i : est le déplacement du plancher (donné par SAP).

Niveau	Ux	Ux*R	Δux*R	Uy	Uy*R	Δuy*R	0,01hétage	Δui*R≤0,01hétage.
10ème étage	1.3	5.2	0.4	1.4	5.6	0.4	2.86	condition vérifiée.
9ème étage	1.2	4.8	0.8	1.3	5.2	0.8	2.86	condition vérifiée.
8ème étage	1	4	0.32	1.1	4.4	0.4	2.86	condition vérifiée.
7ème étage	0.92	3.68	0.64	1	4	0.8	2.86	condition vérifiée.
6ème étage	0.76	3.04	0.6	0.80	3.2	0.48	2.86	condition vérifiée.
5ème étage	0.61	2.44	0.56	0.68	2.72	0.64	2.86	condition vérifiée.
4ème étage	0,47	1.88	0.56	0.52	2.08	0.6	2.86	condition vérifiée.
3ème étage	0,33	1.32	0.48	0.37	1.48	0.56	2.86	condition vérifiée.
2ème étage	0,21	0.84	0.4	0.23	0.92	0.44	2.86	condition vérifiée.
1ème étage	0,11	0.44	0.28	0.12	0.48	0.32	2.86	condition vérifiée.
RDC	0,04	0.16	0.16	0.04	0.16	0.16	2.86	condition vérifiée.

Tableau 3-8: Vérification des déformations.

3.6.5. Vérification de l'effet P-Delta

On doit vérifier la condition suivante:

$$\theta_K = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0.1.$$

Avec:

PK: La masse d'étage.

ΔK: Déplacement.

VK: L'effort tranchant.

hK: La hauteur d'étage.

Chapitre 3 : Modélisation et étude dynamique de la structure

Le Tableau 3-9 résume les vérifications pour tous les niveaux dans le sens x. Le Tableau 3-10 résume les vérifications pour tous les niveaux dans le sens y:

Niveau	H(m)	Δu_1^*R	$V_K(KN)$	$P_K(KN)$	θ	$\theta \leq 0.1$
10 ^{ème} étage	2.86	0.4	509,6	2227.1	0.006	Condition vérifiée.
9 ^{ème} étage	2.86	0.8	1012,8	4608.8	0.012	Condition vérifiée.
8 ^{ème} étage	2.86	0.32	1678,9	6984.5	0.004	Condition vérifiée.
7 ^{ème} étage	2.86	0.64	2482,6	9363.2	0.008	Condition vérifiée.
6 ^{ème} étage	2.86	0.6	3406,8	11741.9	0.007	Condition vérifiée.
5 ^{ème} étage	2.86	0.56	4302,6	14120.6	0.006	Condition vérifiée.
4 ^{ème} étage	2.86	0.56	5426,5	16499.3	0.004	Condition vérifiée.
3 ^{ème} étage	2.86	0.48	6276,9	18906.5	0.005	Condition vérifiée.
2 ^{ème} étage	2.86	0.4	7438,0	21340.8	0.004	Condition vérifiée.
1 ^{ème} étage	2.86	0.28	8753,1	23802.2	0.002	Condition vérifiée.
RDC	2.86	0.16	10082,5	26215.3	0.001	Condition vérifiée.

Tableau 3-9: Vérification de l'effet P-Delta selon le RPA suivant x.

Niveau	H(m)	$\frac{\Delta u_2^*}{R}$	$V_K(KN)$	$P_K(KN)$	θ	$\theta \leq 0.1$
10ème	2.86	0.4	293,7	2227.1	0.01	Condition vérifiée.
9ème étage	2.86	0.8	791,7	4608.8	0.01	Condition vérifiée.
8ème étage	2.86	0.4	1456,4	6984.5	0.006	Condition vérifiée.
7ème étage	2.86	0.8	2261,9	9363.2	0.008	Condition vérifiée.
6ème étage	2.86	0.48	3188,7	11741. 9	0.01	Condition vérifiée.
5ème étage	2.86	0.64	3930,7	14120. 6	0.008	Condition vérifiée.
4ème étage	2.86	0.6	5056,7	16499. 3	0.006	Condition vérifiée.
3ème étage	2.86	0.56	5778,0	18906. 5	0.006	Condition vérifiée.
2ème étage	2.86	0.44	6940,3	21340. 8	0.004	Condition vérifiée.
1ème étage	2.86	0.32	8254,8	23802. 2	0.003	Condition vérifiée.
RDC	2.86	0.16	9583,3	26215. 3	0.001	Condition vérifiée.

Tableau 3-10: Vérification de l'effet P-Delta selon le RPA suivant y.

3.7 Conclusion

Dans ce chapitre on a modalisé la structure choisie par le logiciel SAP2000, ensuite on a effectué un calcul modale qui nous a permis d'effectuer les différentes vérifications du

Chapitre 3 : Modélisation et étude dynamique de la structure

modèle surtout par rapport à la distribution des voiles. Puis on a réalisé un calcul dynamique spectral, à travers lequel on a fait certaines vérifications et justifications de la sécurité exigé par le RPA 99 version (2003). Dans le chapitre suivant on va utiliser cette structure pour étudier l'effet de traitement des signaux sismique sur la réponse dynamique.

Chapitre 4

Effet du traitement des signaux sismiques sur la réponse dynamique

Chapitre 4

Effets des signaux sismiques sur la réponse dynamique.

4.1 Introduction

Dans ce chapitre on va faire une étude dynamique comparative entre les résultats obtenus en appliquant le mouvement sismique représenté par des accélérations temporelles avec ceux obtenus par des déplacements temporels. Ces derniers sont obtenus par double intégration des évolutions temporelles des accélérations corrigées par la méthode TssRisAM(Boukli, 2014), cette méthode va être présentée dans ce chapitre.

A titre comparative l'étude dynamique va être effectuée aussi sous les accélérations et les déplacements corrigés obtenus à partir des bases de données ES MDB (European Strong Motion Database : www.isesd.hi.is) et ESM (Engineering Strong Motion database, <http://esm.mi.ingv.it/processing/>).

4.2 Analyse dynamique des structures

L'analyse du comportement dynamique d'un oscillateur simple à un seul degré de liberté (Figure 4-1), 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 l'accélération $\ddot{u}_g(t)$.

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = -M\ddot{u}_g(t) \quad (4. 1)$$

Une forme alternative de l'équation de mouvement peut être obtenue en exprimant l'Equation (4. 1) en termes de déplacement totale de la masse $u^t(t)$ et ses dérivés, elle est définie par les Equations (4. 2) et (4.3). Dans cette équation l'excitation sismique est imposée sous forme de déplacement $u_g(t)$ et de vitesse $\dot{u}_g(t)$.

$$M\ddot{u}^t(t) + C\dot{u}^t(t) + Ku^t(t) = C\dot{u}_g(t) + Ku_g(t) \quad (4. 2)$$

$$u^t(t) = u(t) + u_g(t) \quad (4. 3)$$

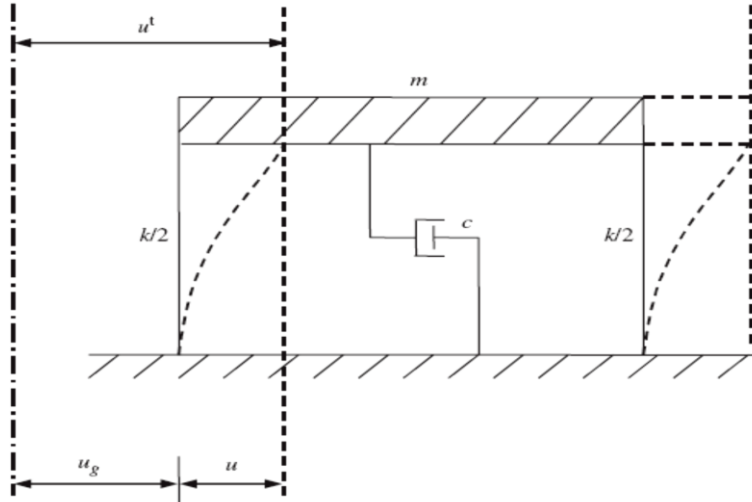


Figure 4-1: Système à un seul degré de liberté soumis à une excitation sismique.

Les équations (4. 1) et (4. 2) devront donc donner la même réponse dynamique à condition que le déplacement et la vitesse sismique soient estimés «correctement» à partir de l'accélération.

4.3 Présentation de la méthode TssRisAM du traitement de signal

La méthode TssRisAM consiste d'abord à filtrer le signal sismique, si c'est nécessaire. Par la suite, les quelques premières valeurs de l'accélération sont corrigées (moins de 10% du signal) pour imposer des conditions initiales nulles aux évolutions temporelles des accélérations, vitesses et déplacements, tout en assurant leurs compatibilité.

L'algorithme de l'approche TssRisAM est présenté à travers les points suivants:

- Dans un premier temps, on force la moyenne du signal sismique $\ddot{u}(t)$ qui est faible à 0.
- Puis dans un second temps on fait passer ce signal, du domaine temporel au domaine fréquentiel par le calcul de sa transformée de FOURIER T $[\ddot{u}(t)]$ (Equation 4-4).

$$T [\ddot{u}(t)] = \text{FFT} [\ddot{u}(t)] \quad (4. 4)$$

Où $\ddot{u}(t)$ est le signal sismique exprimé en accélération.

Cette approche nécessite un nombre de pas de temps égal à une puissance de 2. En effet, on a effectué une interpolation du signal sur un nouvel intervalle de temps qui a la même période utile que celui de l'enregistrement mais un nombre de pas différent, contrairement aux anciennes applications qui atteints la puissance de 2 par l'ajout des zéros à la fin du signal, ce qui va modifier la période utile de ce dernier et par la suite fausser sa pulsation.

- Par la suite, on calcule la transformée de Fourier du signal vitesse $T[\dot{u}(t)]$ (Equation 4.5), et la transformée de Fourier du signal déplacement $T[u(t)]$ (Equation 4.6) à partir de la transformé de Fourier de l'accélération. On revient du domaine fréquentiel au domaine temporel par leurs transformées inverses de FOURIER (Equations 4.7 et 4.8).

$$T[\dot{u}(t)] = T[\ddot{u}(t)] / i\omega \quad (4.5)$$

$$T[u(t)] = -T[\ddot{u}(t)] / i\omega^2 \quad (4.6)$$

$$\dot{u}(t) = \text{FFT}^{-1}(T[\dot{u}(t)]) \quad (4.7)$$

$$u(t) = \text{FFT}^{-1}(T[u(t)]) \quad (4.8)$$

Où ω est la pulsation propre du signal sismique

Afin d'avoir des conditions initiales nulles pour les accélérations, vitesses et déplacements sismiques, on corrige les quelques premiers pas de temps ($0 \leq t \leq t_1$) où t_1 représente généralement 10% de la durée de ces signaux sismiques. Ceci peut être effectué par la multiplication du déplacement $u(t)$ par une fonction de correction $H(t)$, ainsi on obtient les déplacements corrigés. Les évolutions temporelles corrigées des vitesses $\dot{u}_c(t)$ et accélération $\ddot{u}_c(t)$ seront obtenus par intégration du déplacement corrigé. La fonction de correction doit être donc choisie de telle sorte d'avoir des conditions initiales nulles pour les déplacements vitesses et accélérations. Cette fonction est un polynôme d'ordre cinq et ses dérivées sont $\dot{H}(t)$ et $\ddot{H}(t)$ (Equations 4.9 à 4.11).

$$\ddot{u}_c(t) = \ddot{u}(t) * H(t) + \ddot{H}(t) * u(t) + 2 * \dot{H}(t) * \dot{u}(t) \quad (4.9)$$

$$\dot{u}_c(t) = \dot{u}(t) * H(t) + \dot{H}(t) * u(t) \quad (4.10)$$

$$u_c(t) = u(t) * H(t) \quad (4.11)$$

Nous résumons la méthode de correction TssRisAM par l'organigramme présenté par Figure 4-2.

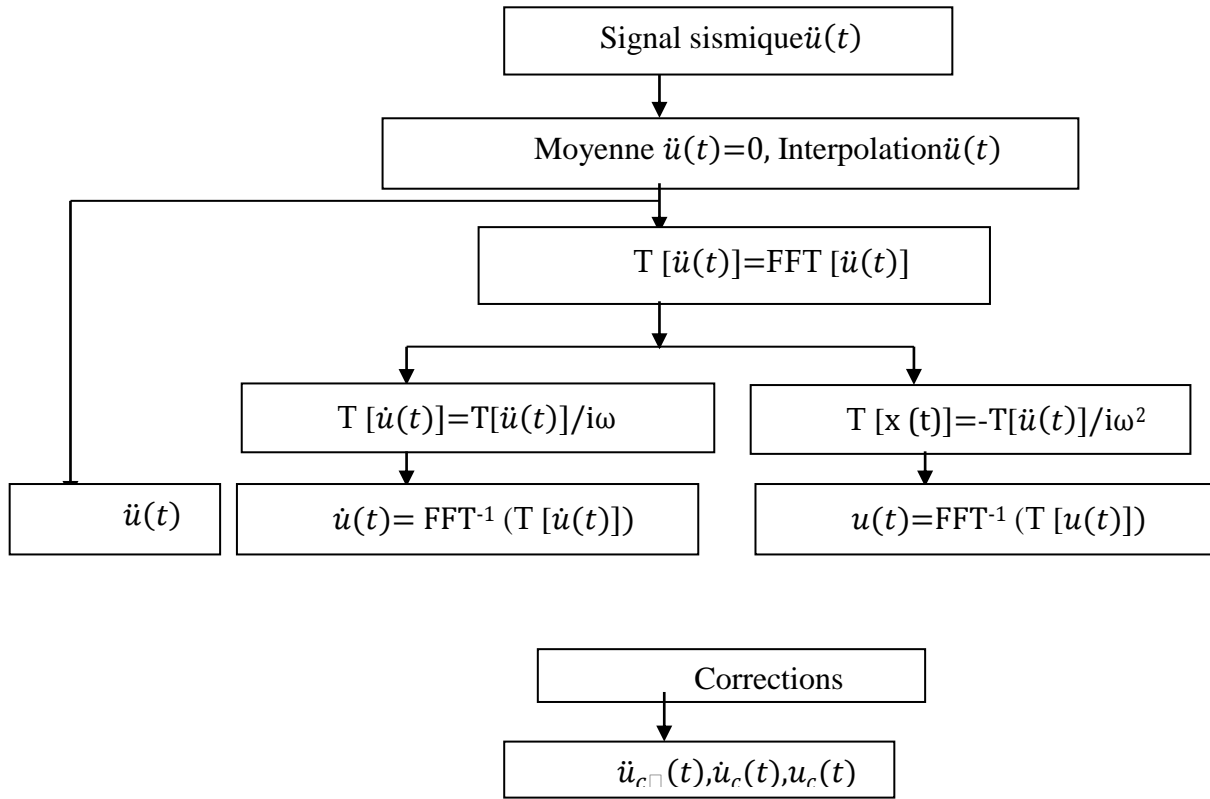


Figure 4-2 : Organigramme de la méthode de correction TssRisAM(Boukli,2014)

4.3.3. Exemples des séismes traités par la méthode TssRisAM :

La Figure 4-3 représente l'accélération non corrigé du séisme qui a secoué la ville d'IZMIT en Turquie le 17 aout 1999. Cet enregistrement est obtenu à partir de la base de données des mouvements sismiques européens (ESMDB). La Figure 4-4 représente le déplacement obtenu par double intégration directe. Il est clair que ce déplacement est irréaliste. Il dépasse les 15 m.

Pour le corriger, on applique l'approche TssRisAM sachant que la fréquence de coupure est de 0.22 Hz, en utilisant le filtre BUTTERWORTH d'ordre 4, tandis que la partie corrigée concerne 10% du signal. La Figure 4-5 représente la variation en fonction du temps de l'accélération corrigée. On observe qu'il n'y a presque aucun changement de l'accélération non corrigée introduit par cette correction. La valeur maximale de l'accélération non corrigée est égale à 2.21m/s² et après correction elle vaut 2.22 m/s²

La Figure 4-6 représente le déplacement obtenu par double intégration de l'accélération corrigée. On remarque que l'évolution temporelle du déplacement est devenue réaliste.

Afin d'effectuer une analyse comparative, la série temporelle des accélérations et déplacements traités par (Imperial College, London, 1998-2001) et obtenus à partir de la base de données (ESMDB) sont présentés par les Figure 4-7 et Figure 4-8. Le processus de correction dans ce cas comprend une correction linéaire de la ligne de base des séries temporelles d'accélération et de vitesse, ainsi que le filtrage de l'accélération à l'aide d'un filtre passe-bande elliptique du 8^{ème} ordre (0,25-25,00 Hz). En comparant les Figure 4-6 et Figure 4-8 on voit qu'ils ont le même ordre de grandeur en termes de déplacement maximal.

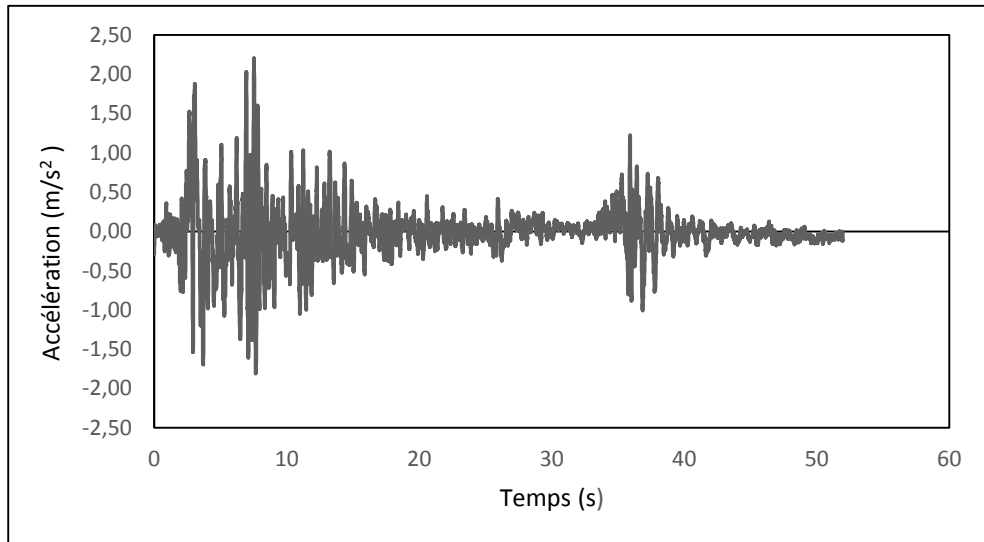


Figure 4-3: Accélération enregistrée durant le séisme d'IZMIT Turkey (1990).

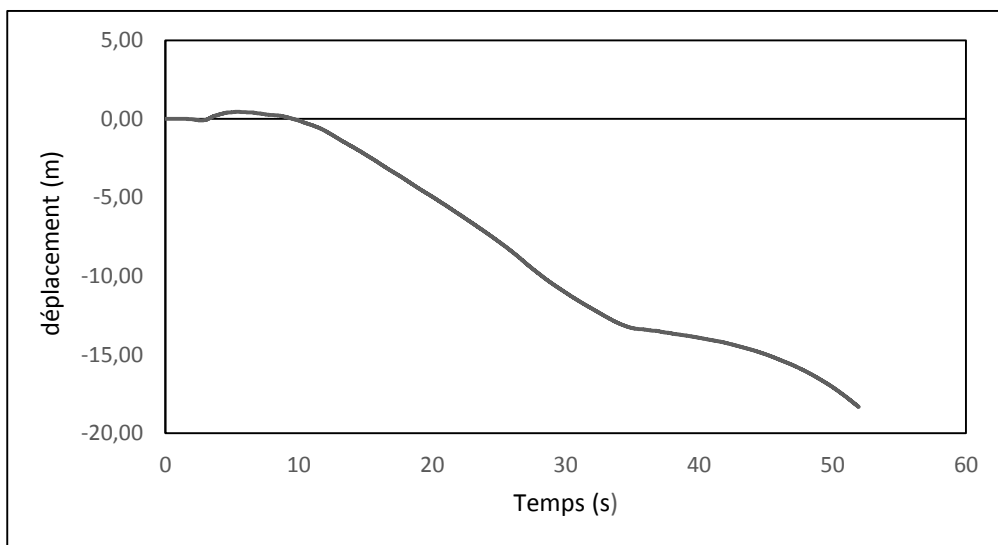


Figure 4-4: Déplacement obtenu par double intégration de l'accélération enregistrée durant le séisme d'IZMIT Turkey (1990).

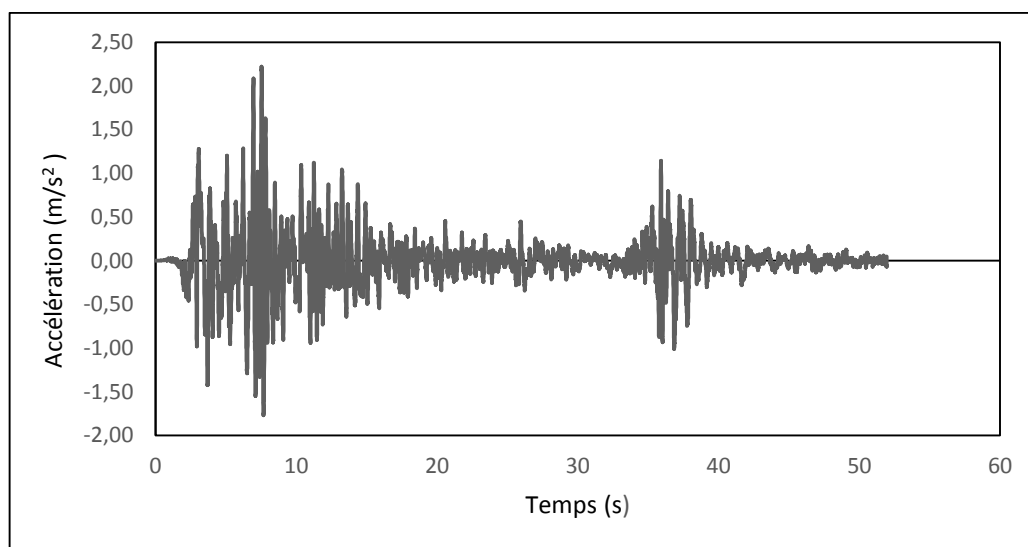


Figure 4-5: Accélération enregistrée durant le séisme d'IZMIT Turkey 1999 corrigée par l'approche TssRisAM.

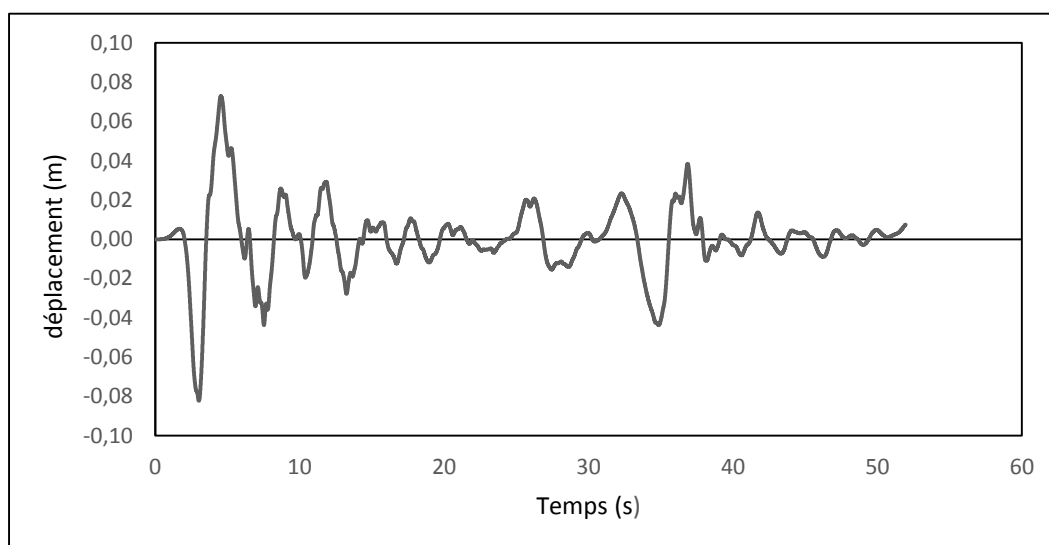


Figure 4-6: Déplacement obtenu par double intégration de l'accélération enregistrée durant le séisme d'IZMIT Turkey 1999 et corrigée par l'approche TssRisAM.

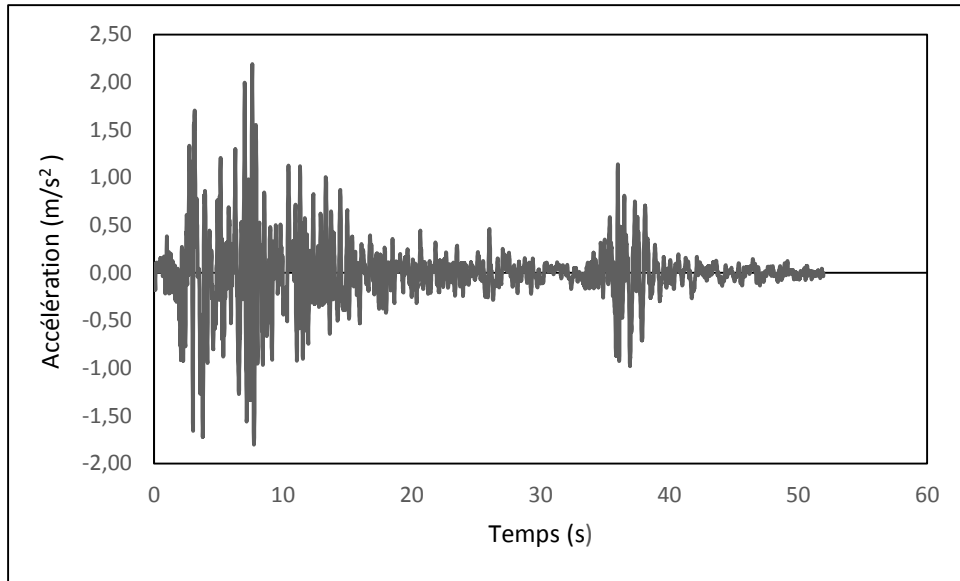


Figure 4-7: Accélération corrigée durant le séisme d'IZMIT Turkey 1999obtenue de (ESMBD).

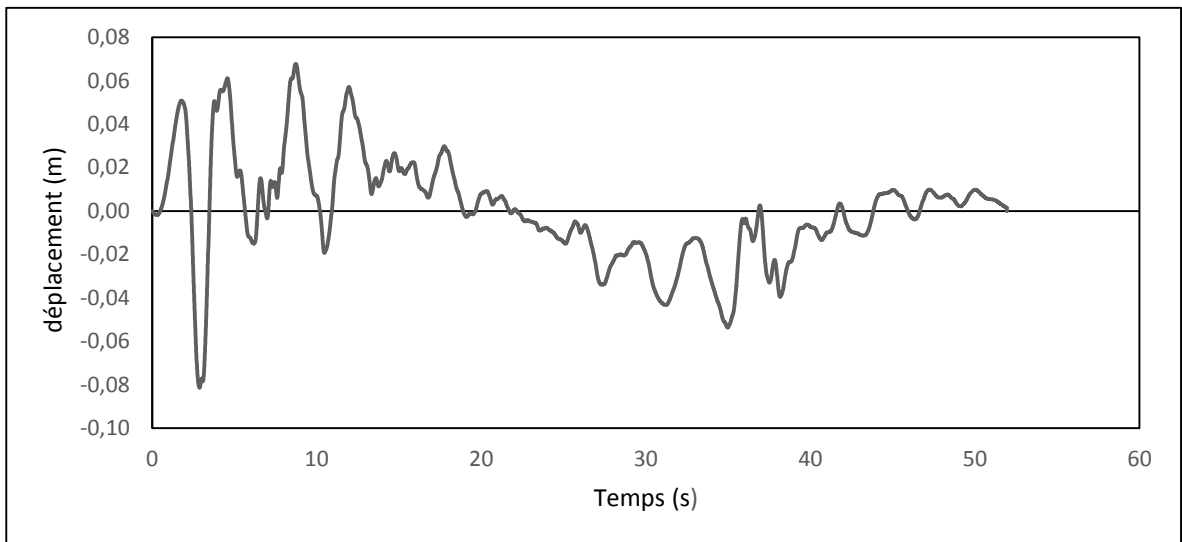


Figure 4-8: Déplacement corrigé du séisme d'IZMIT Turkey 1999 obtenue de (ESMBD)

4.4 Effet de la correction des signaux sismique sur la réponse dynamique

Il est connu que la conception parasismique n'est plus basée obligatoirement sur les signaux sismiques présentés sous forme d'accélération, dans plusieurs cas l'input sismique doit être sous forme des vitesses ou/et des déplacements. On peut citer par exemple le cas de l'analyse non linéaire des structures étendues tels que les ponts et les barrages où le mouvement sismique variable dans l'espace doit être considéré et appliqué sous forme de déplacements (Zerva et al,2009).

En effet dans cette partie nous allons effectuer une analyse temporelle par le logiciel Sap2000 en considérant les deux cas d'input en accélérations et en déplacements corrigés afin d'analyser les effets de la correction sur la réponse dynamique linéaire. Cette analyse est effectuée pour le cas du bâtiment présenté au chapitre 1 et vérifié en chapitre 3. On effectue donc cinq cas d'analyses temporelles sous le séisme d'IZMIT, Turquie, 1999

- Cas1: accélération non corrigée.
- Cas2: accélération corrigée par TssRisAM .
- Cas3: accélération obtenue d'ESMBD.
- Cas4: déplacement calculé par double intégration de l'accélération corrigée par TTssRisAM .
- Cas5: déplacement calculé par double intégration de l'accélération de ESMBD.

Les Figure 4-9 et Figure 4-10 présentent respectivement pour le poteau le plus sollicité de la structure les variations des moments fléchissant et des efforts tranchants maximums au niveau de tous les étages du bâtiment, obtenus à travers les cinq cas d'analyses sismiques effectués sous le séisme d'Izmit de Turquie 1999. A partir de ces figures on remarque que les moments fléchissant et les efforts tranchants dans tous les cas présentent la même allure ils atteignent leurs maximums à la base du bâtiment puis ils diminuent. En comparant les résultats des cinq cas on observe quelques différences jusqu'au niveau 7 où ils deviennent semblables. Sous accélérations imposées, on note que le cas 1 et 3 donnent exactement les mêmes valeurs par ailleurs le cas 2 donne des valeurs plus importantes surtout au niveau de la base où la différence atteint pour les moments 40 kN.m et 20 kN pour les efforts tranchants. Ceci montre que la correction par TssRisAM peut avoir un effet sur les résultats. Les moments sous accélérations et déplacements corrigés par TssRisAM (Cas2 et Cas4) sont identiques ce qui montre la compatibilité entre ces deux séries temporelles. Ces résultats sont très proches de ceux calculés sous déplacement obtenus à partir d'ESMBD (Cas5). Ainsi, on déduit que même si le traitement des signaux obtenus par ESMBD n'a pas d'effet sur les accélérations il affecte en revanche les déplacements.

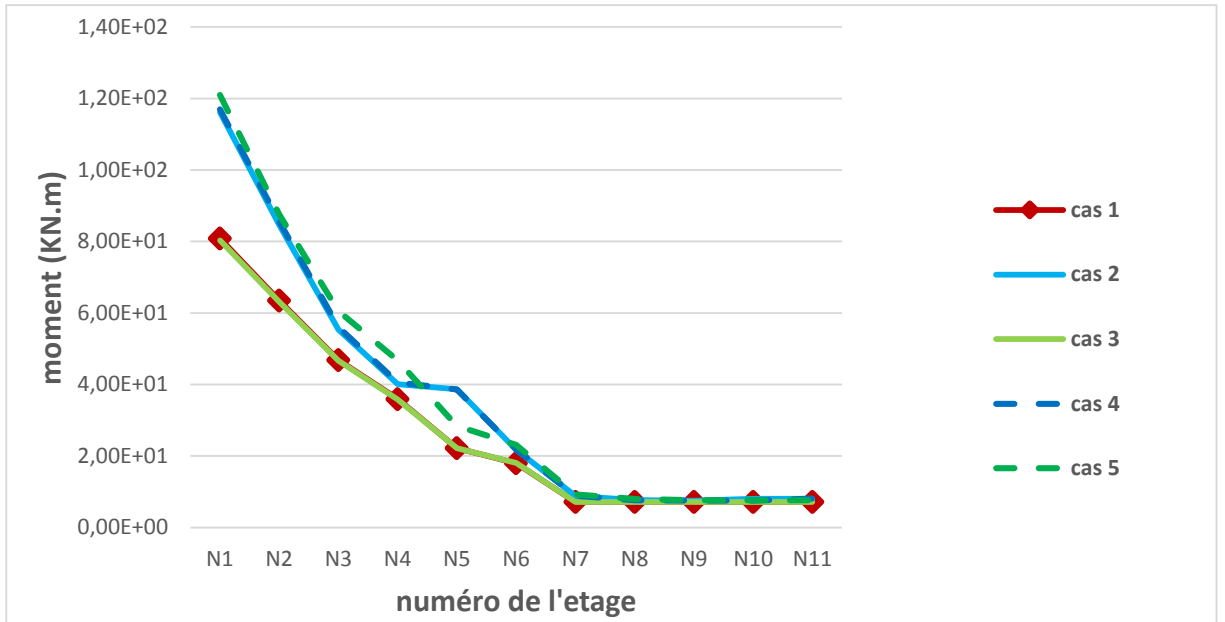


Figure 4-9: Diagrammes des moments fléchissant obtenus par les cinq cas d'analyses sous le séisme d'IZMIT Turquie 1999.

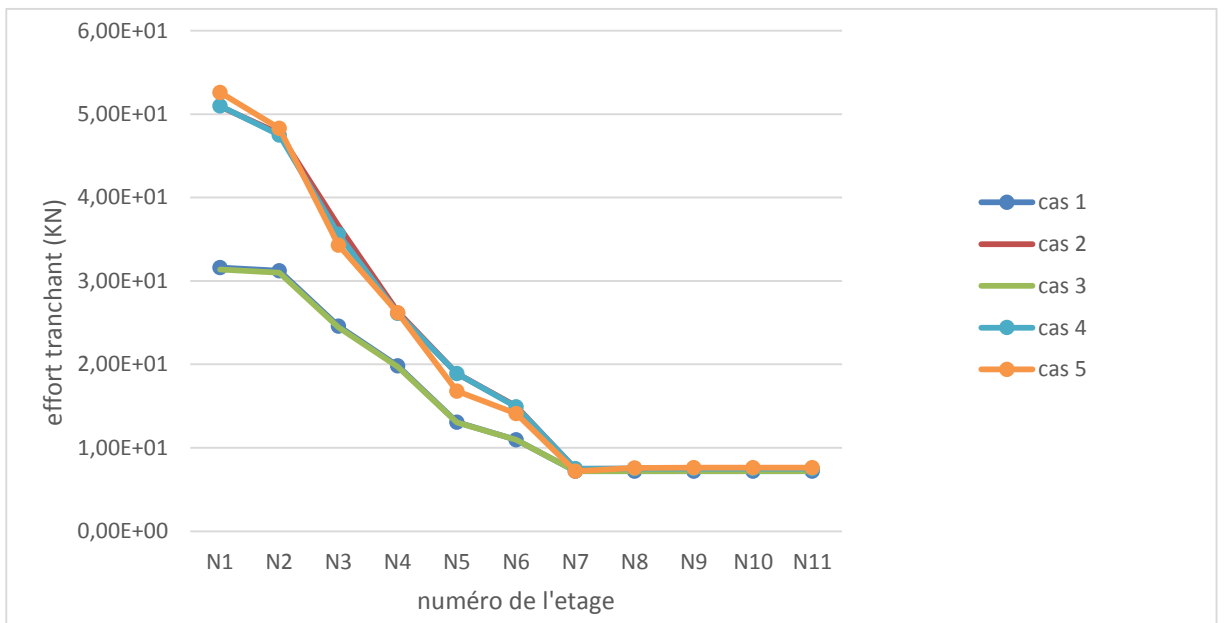


Figure 4-10: Diagrammes des efforts tranchants obtenus par les cinq cas d'analyses sous le séisme d'IZMIT Turquie 1999.

Le tableau suivant représente les déplacements maximums obtenus au niveau de la structure en effectuant les cinq types d'analyses citées précédemment sous le séisme d'Izmit Turquie 1999. On observe à travers ce tableau que les déplacements maximums de la structure ont le même ordre de grandeur. Le cas 2 donne la valeur la plus élevée et

Chapitre 4 : Effets du traitement sismiques sur la réponse dynamique

sous les cas 4 et 5, où l'input est sous forme de déplacement, on obtient les plus faibles valeurs.

Cas d'analyse sismique	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4	Cas 5
Déplacement maximal de la structure (m)	$4.66 \cdot 10^{-2}$	$5.16 \cdot 10^{-2}$	$4.65 \cdot 10^{-2}$	$3.39 \cdot 10^{-2}$	$3.39 \cdot 10^{-2}$

Tableau 4-1: Déplacements de la structure maximums obtenus par les cinq cas d'analyses sous le séisme d'IZMIT Turquie 1999.

Par la suite, l'effet de la correction des accélérations sismiques afin d'éliminer les erreurs dans les déplacements temporels dues à l'intégration est analysé en utilisant un autre signal sismique. Dans ce cas le mouvement sismique enregistré durant le séisme du 24 août 2016, de magnitude Mw 6, qui a eu lieu en Amatrice, Italie centrale, a été considéré. Ce signal est obtenu à partir de la base de données (Engineering Strong Motion database, <http://esm.mi.ingv.it/processing/>) notée ESM. Cette base de données fait également un traitement des signaux sismiques. Ce traitement utilise la méthode de Paolucci et al. 2011; Pacor et al. 2011 conçue pour traiter la base de données (Italian strong-motion dataset ITACA, <http://itaca.mi.ingv.it/processing/>) et testée par Boore et al. (2012).

En effet, la structure est soumise aux cinq types d'analyses suivant:

- Cas1: accélération non corrigée.
- Cas2: accélération corrigée par TssRisAM .
- Cas3: accélération obtenue de ESM.
- Cas4: déplacement calculé par double intégration de l'accélération corrigée par TssRisAM .
- Cas5: déplacement calculé par double intégration de l'accélération de ESM.

Il est à noter que le processus de correction utilisé dans la base de données ESM dans ce cas comprend une correction de la ligne de base des séries temporelles d'accélération ainsi que le filtrage de l'accélération à l'aide du filtre de BUTTERWORTH d'ordre 2 passe-bande (0,06-40,00 Hz). Par ailleurs dans la correction par la méthode TssRisAM le filtre de BUTTERWORTH d'ordre 4 a été utilisé avec une fréquence de coupure de 0.05 Hz et la durée du temps corrigé est de 10% de la durée totale.

Les variations des moments fléchissant et des efforts tranchants maximums estimés au niveau du poteau le plus sollicité pour tous les étages du bâtiment et obtenus à travers les cinq cas d'analyses sismiques effectuées sous le séisme d'Amatrice, Italie 2016 sont représentés respectivement par les Figure 4-11 et Figure 4-12. On observe à travers ces figures que toutes les courbes des efforts internes obtenus sous ces cas d'analyse sont pratiquement pareilles que ce soit pour les moments fléchissant ou bien pour les efforts tranchants. Ceci peut être expliqué par les faibles valeurs des fréquences de coupure considérées pour le filtrage.

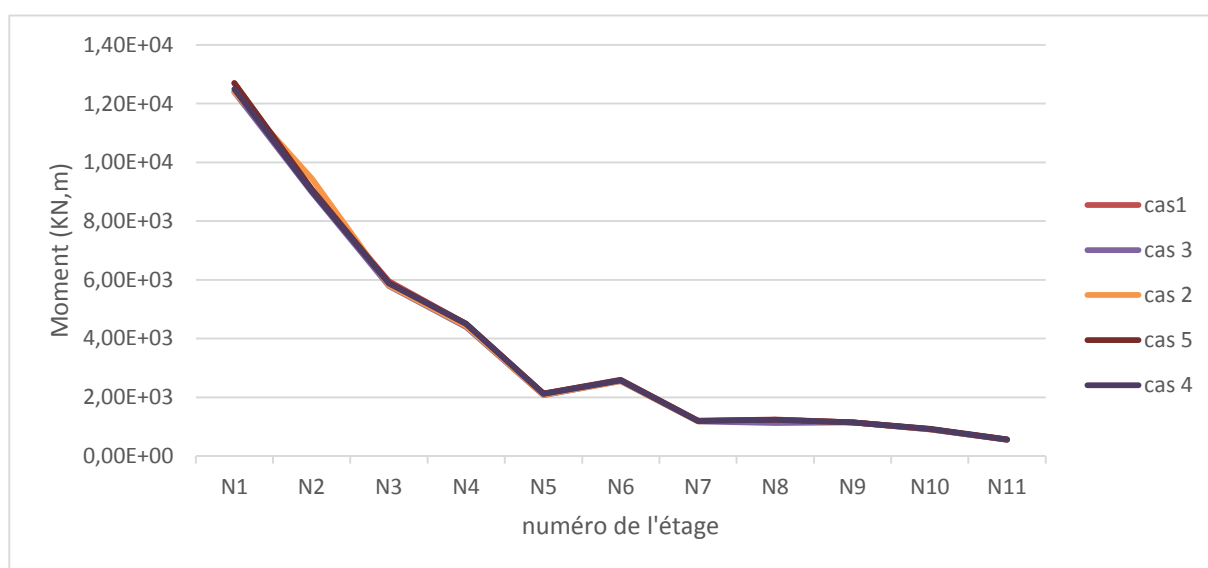


Figure 4-11: Diagrammes des moments fléchissant obtenus par les cinq cas d'analyses sous le séisme d'Amatrice Italie 2016.

Le Tableau 4-2 représente les déplacements maximums pour les cinq types d'analyses sismiques considérées. On remarque que les déplacements sont similaires.

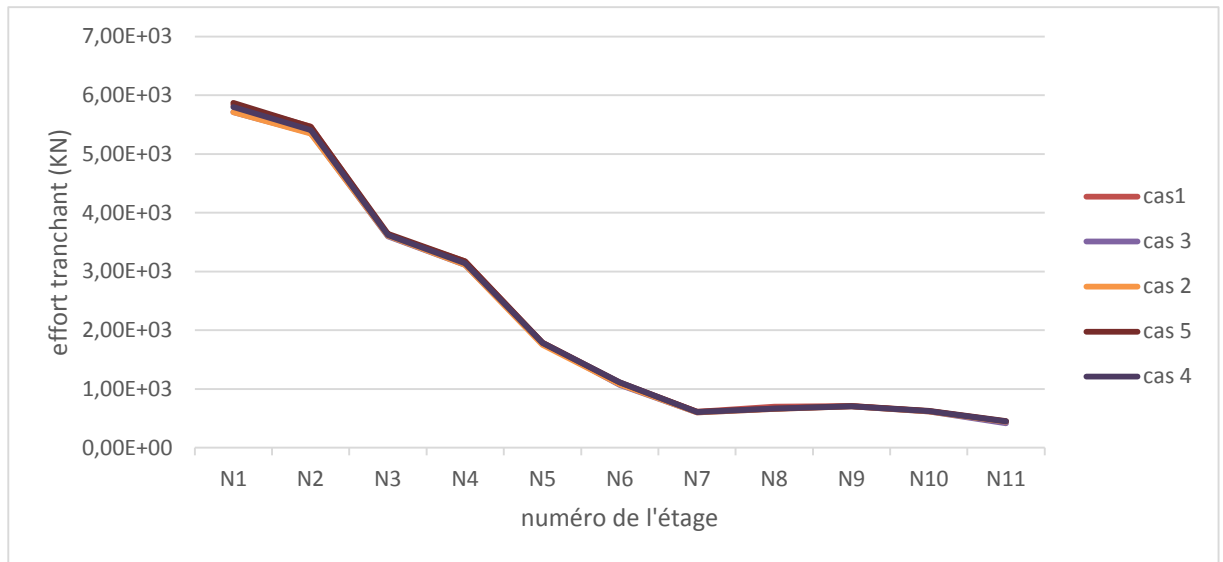


Figure 4-12: Diagrammes des efforts tranchant obtenus par les cinq cas d'analyses sous le séisme d'amatrice Italie 2016.

Cas d'analyse sismique	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4	Cas 5
Déplacement maximal de la structure (m)	$3.919 \cdot 10^{-1}$	$3.801 \cdot 10^{-1}$	$3.797 \cdot 10^{-1}$	$3.17 \cdot 10^{-2}$	$3.16 \cdot 10^{-2}$

Tableau 4-2: Déplacements de la structure maximums obtenus par les cinq cas d'analyses sous le séisme d'amatrice Italie 2016.

4.5 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté en premier lieu la méthode TssRisAM utilisée pour la correction des évolutions temporelles des accélérations sismiques dans le but de résoudre le problème d'intégrabilité et d'avoir des déplacements réalistes. Un exemple de déplacement a été traité et on a déduit que cette méthode est efficace, ceci en faisant des comparaisons avec des déplacements traités obtenus des bases de données reconnues.

Par la suite l'effet de la correction des accélérations sismiques par la méthode TssRisAM a été analysé en faisant des analyses dynamiques d'un cas de bâtiment sous accélérations non corrigée, corrigé par TssRisAM et sous déplacements calculé par double intégration de cette dernière. On a utilisé aussi des accélérations et déplacements obtenus des bases de données ESMBD et ESM. Deux exemples d'enregistrements sismiques étaient considérés. Le premier concerne le séisme d'IZMIT, Turquie de 1999, les résultats dans ce cas montrent que la correction peut influencer les résultats. Le

Chapitre 4 : Effets du traitement sismiques sur la réponse dynamique

deuxième est le séisme de d'amatrice, Italie 2016, la correction des signaux n'avait aucun effet sur les résultats dans cet exemple. Ce qui peut être dû à la faible fréquence de filtrage.

Conclusion générale

L'objectif de ce travail est l'analyse 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 où nous avons conclu que les valeurs erronées des vitesses et des déplacements sont dues principalement aux valeurs initiales non nulles ainsi qu'aux bruits qui affectent les signaux sismiques et provoquent des distorsions dans les signaux.

Il existe plusieurs méthodes de correction des signaux sismiques, les méthodes les plus utilisées reposent sur le principe de correction de la ligne de base combiné au filtrage. L'approche TssRisAM est aussi une méthode qui permet de résoudre le problème d'intégrabilité, ceci en corrigeant juste quelques premières valeurs de l'accélération sismique pour imposer des conditions initiales nulles, cette approche conduit à des déplacements et vitesses raisonnables.

Afin d'étudier l'effet du traitement des signaux sismiques sur la réponse dynamique des structures nous avons choisi comme application un bâtiment R+10 situé à Tlemcen. En premier lieu un pré dimensionnement a été fait. Ensuite, nous avons modalisé cette structure par le logiciel SAP2000 et nous avons effectué les différentes vérifications du modèle surtout par rapport à la distribution des voiles. Par la suite nous avons réalisé un calcul dynamique spectral qui nous a permis de vérifier et justifier la sécurité de la structure par rapport aux exigences du RPA 99 version (2003).

L'effet de la correction des accélérations sismiques par la méthode TssRisAM a été analysé en faisant des analyses dynamiques de ce bâtiment sous accélérations non corrigées, corrigées par TssRisAM et sous déplacements calculés par double intégration de cette dernière.

Nous avons utilisé aussi des accélérations et déplacements obtenus des bases de données ESMBD et ESM. Deux exemples d'enregistrements sismiques étaient considérés. Le premier concerne le séisme d'IZMIT, Turquie de 1999, les résultats dans ce cas montrent que la correction peut influencer les résultats.

Conclusion Générale

Le deuxième est le séisme de d'amatrice, Italie2016, la correction des signaux n'avait aucun effet sur les résultats dans cet exemple. Ce qui peut être dû à la faible fréquence de filtrage.

Référence biographique

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-BAEL 91 révisé 99.

Benmansour, N. (2013), “Effet de la variabilité spatiale du mouvement sismique sur le comportement dynamique des ponts”, Thèse de Doctorat, Université Abou BekrBelkaid, 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., Stephens, C. D., & Joyner, W. B. (2002). Comments on baseline correction of digital strong-motion data: Examples from the 1999 Hector Mine, California, earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 92(4), 1543-1560

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, I. (2014) “Traitement des signaux sismiques réels en vue d’améliorer leurs intégrabilités”, Thèse de magister, Université Abou BekrBelkaid, Tlemcen, Algérie.

Chiu, H. C. (1997). Stable baseline correction of digital strong-motion data. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 87(4), 932-944.

Converse, A., & Brady, A. G. (1992). *BAP: basic strong-motion accelerogram processing software, version 1.0* (p. 174). Virginia: US Department of the Interior, US Geological Survey.

Drragh ,B., Silva W. & Gregor N., (2004). Strong motion record processing procedures for the PEER center, in: Presented at the Proceedings of COSMOS Workshop on StrongmotionRecord Processing, Richmond, California, pp. 1–12.

MTP. (2010). *Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art*. Alger: Ministère des Travaux Publics.

Pacor, F., Paolucci, R., Luzi, L., Sabetta, F., Spinelli, A., Gorini, A., Nicoletti M, Marcucci S, Filippi V... & Dolce, M. (2011). Overview of the Italian strong motion database ITACA 1.0. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 9(6), 1723-1739.

Park, K. T., Kim, S. H., Park, H. S., & Lee, K. W. (2005). The determination of bridge displacement using measured acceleration. *Engineering Structures*, 27(3), 371-378.

Paolucci R, Pacor F, Puglia R, Ameri G, Cauzzi C, Massa M (2011) Record processing in ITACA, the new Italian strong-motion database. In: Akkar S, Gu'ulkan P, van Eck T (eds) Chapter 8 of the book earthquake data in engineering seismology. Geotechnical, geological, and earthquake engineering, vol 14, Springer, Netherlands.

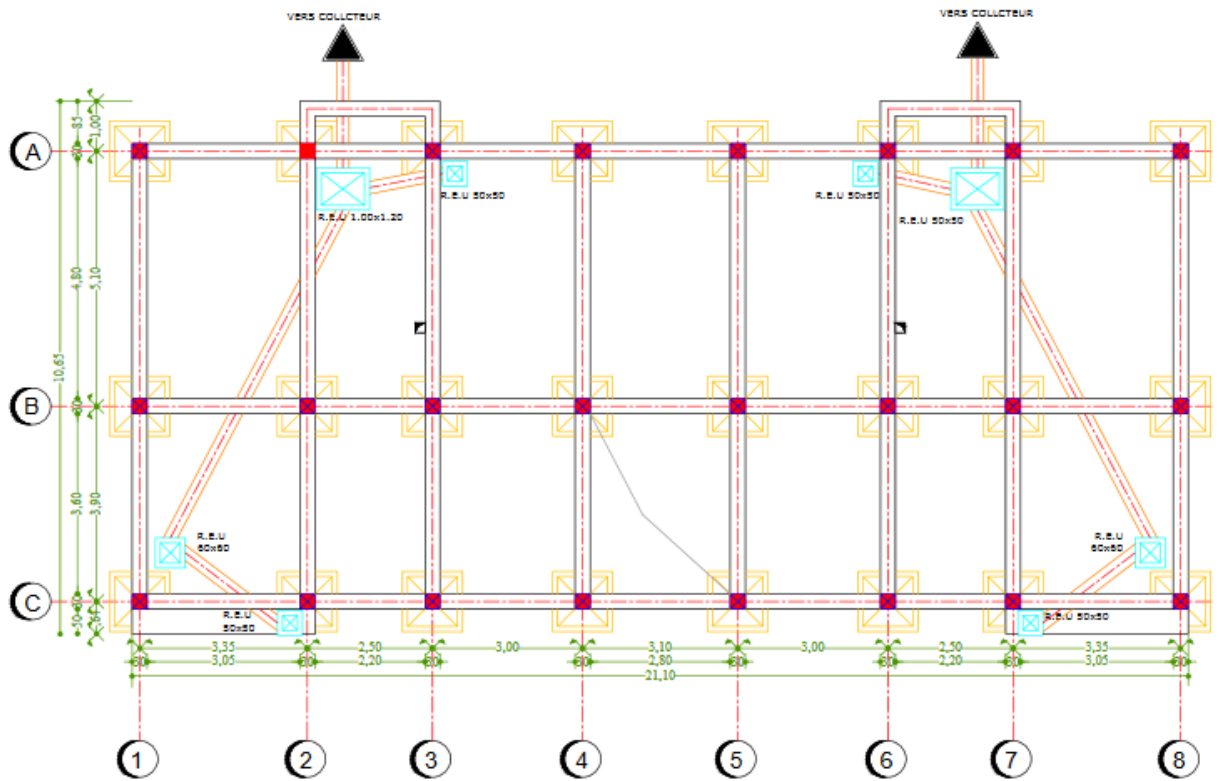
RPA 99 version (2003), Règlements Parasismique Algérien, document technique réglementaire DTR B.C 2-48, Modificatifs et compléments aux RPA 99, révision 2003.

Trifunac, M. D. & Lee, V. W., (1990). Automatic digitization and processing of accelerograms using PC. University of Southern California Faculty Research and Publications, 90-03

Wang, R., Schurr, B., Milkereit, C., Shao, Z., & Jin, M. (2011). An improved automatic scheme for empirical baseline correction of digital strong-motion records. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 101(5), 2029-2044.

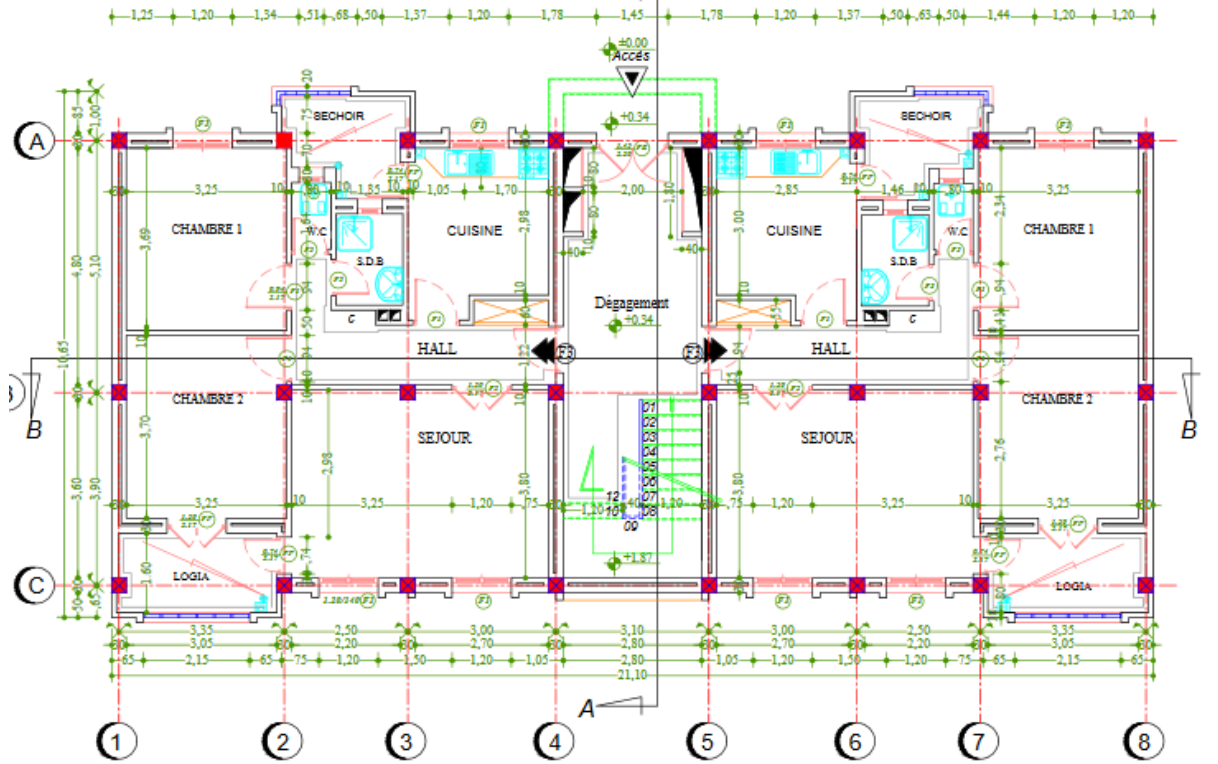
Zerva, A. (2009). *Spatial variation of seismic ground motions: modeling and engineering applications*. CRC Press, Group, Taylor & Francis.

Annexes

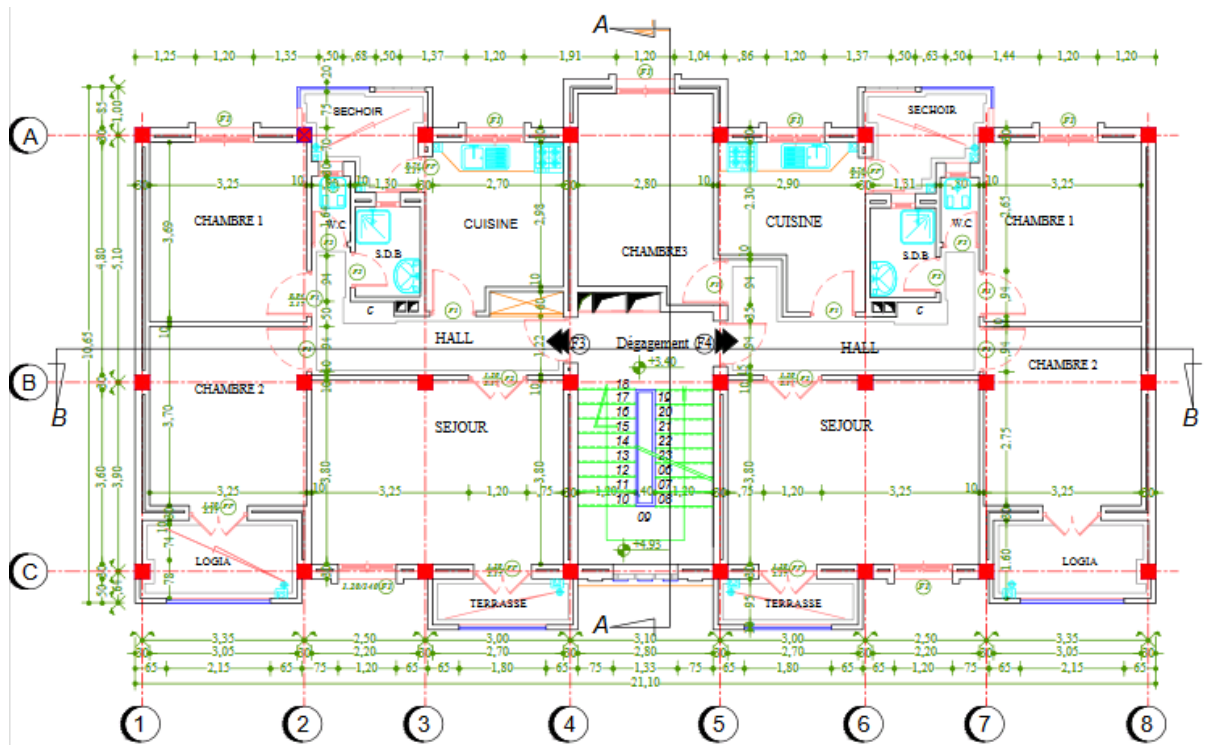


PLAN FONDATION- ech:1/50

Annexe

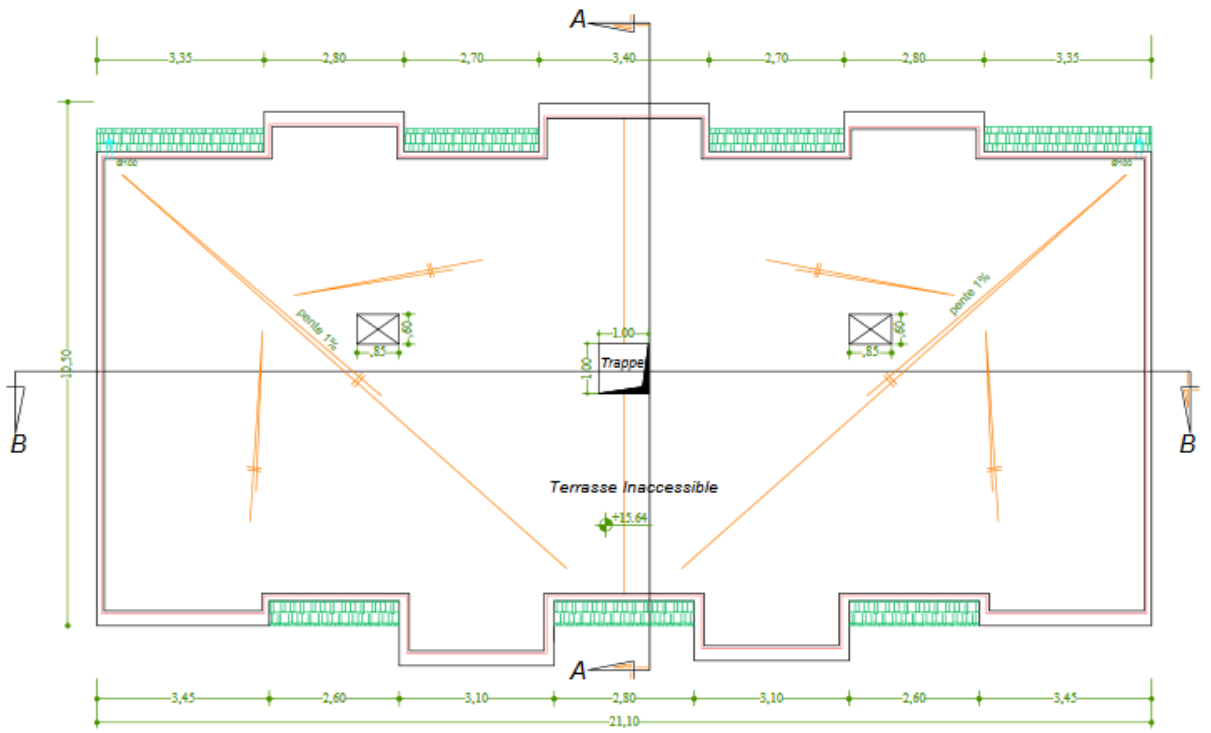


PLAN DU R.D.C ech:1/50



PLAN D'ETAGE COURANT

Annexe



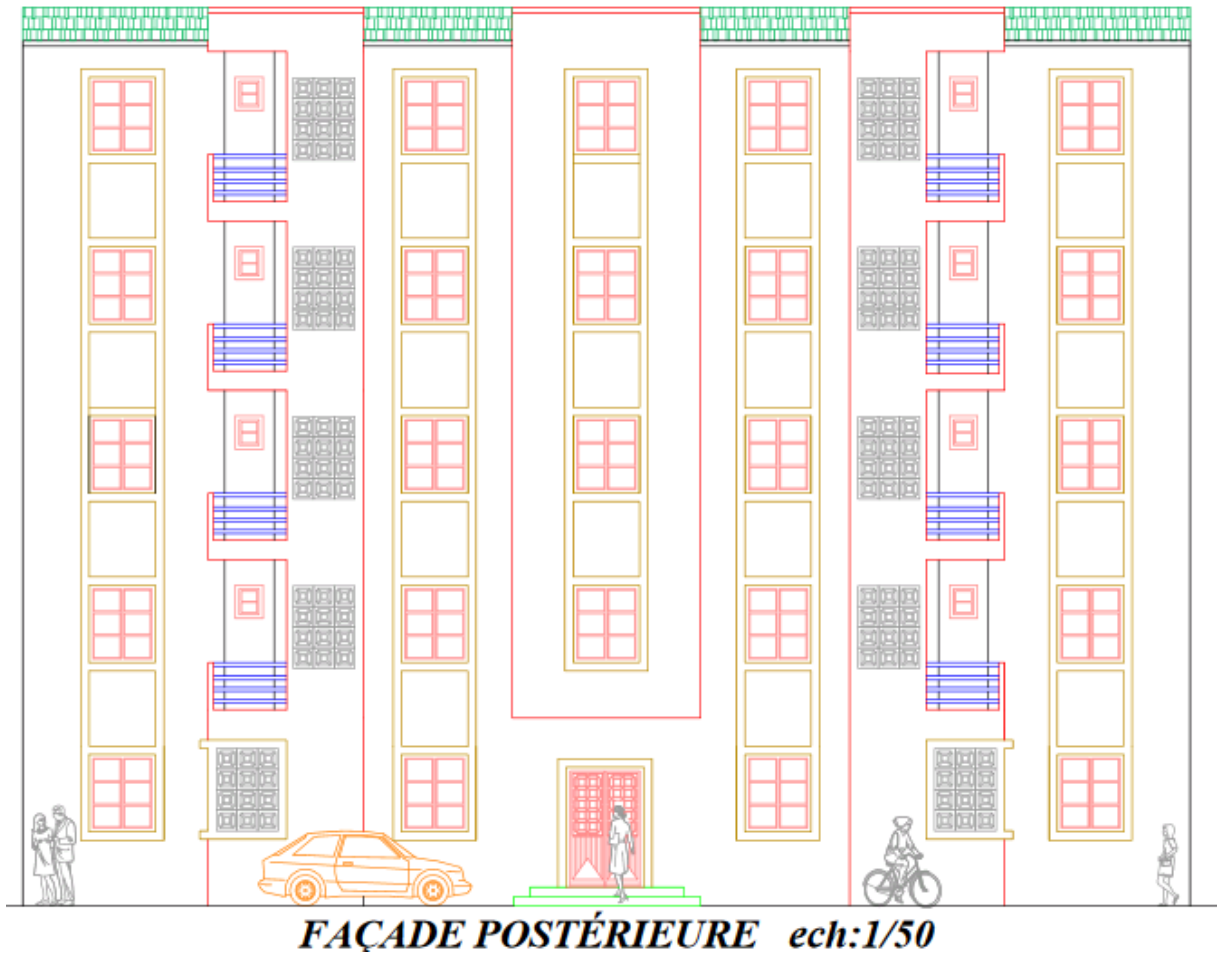
PLAN TERRASSE ech: 1/50

Annexe

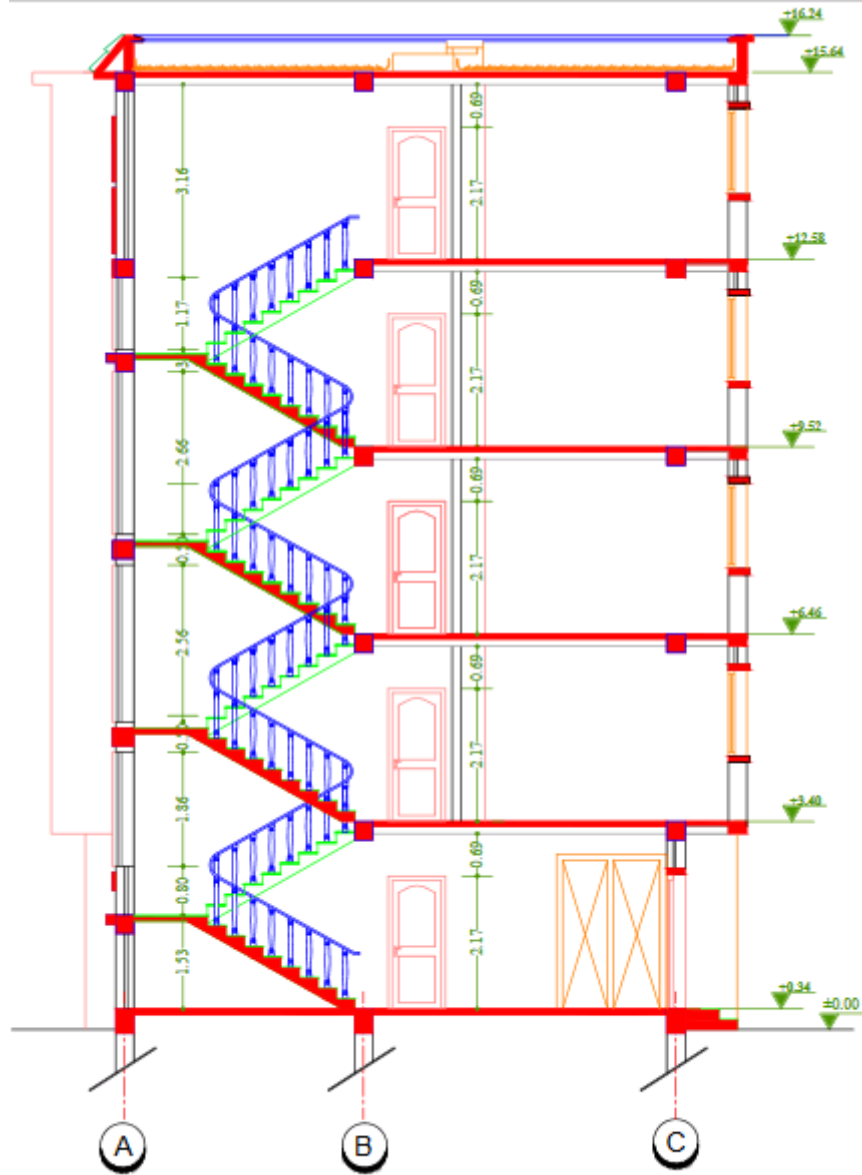


FAÇADE PRINCIPALE ech:1/50

Annexe

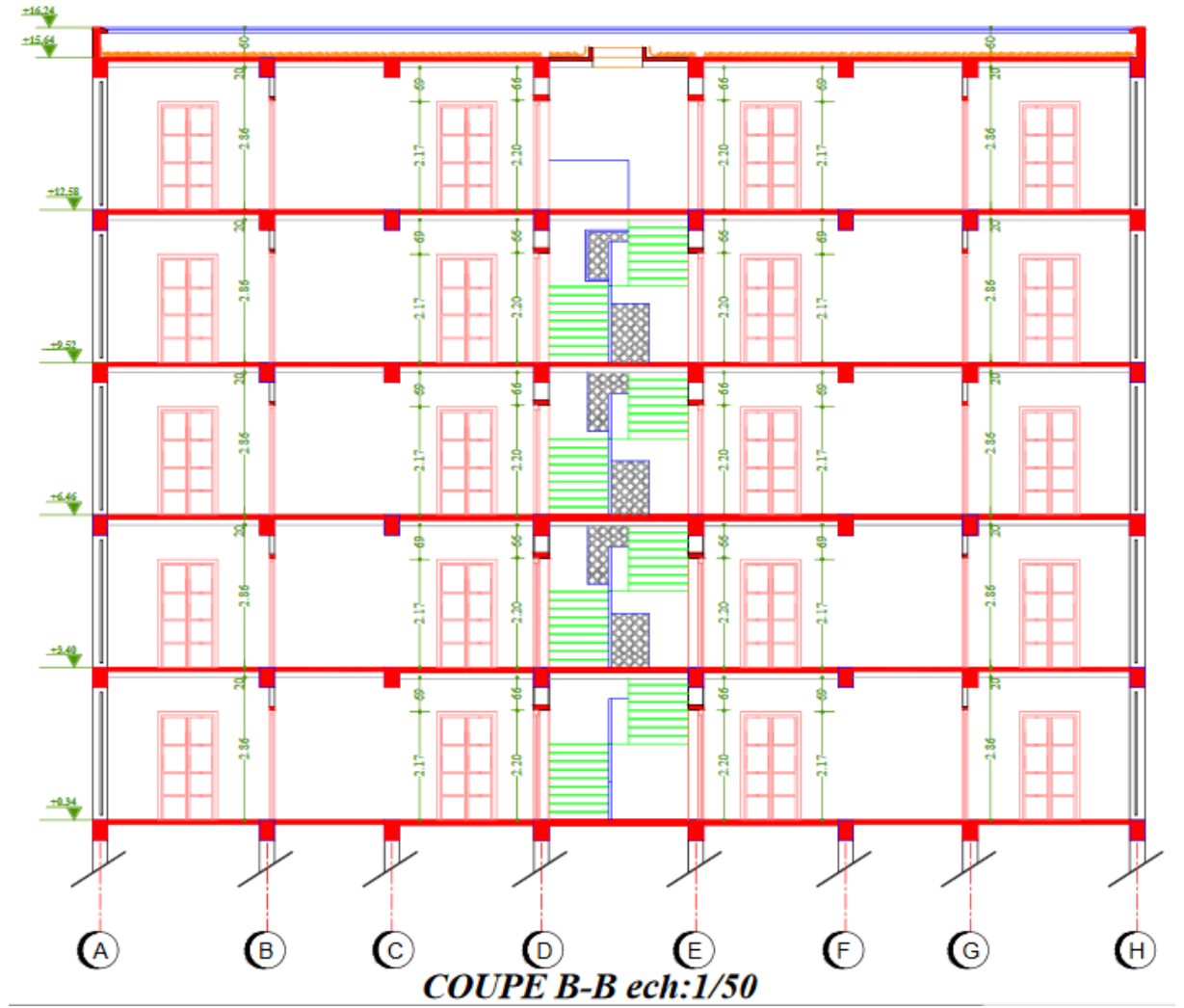


Annexe



COUPE A-A ech:1/50

Annexe



26/11/2020 m&m