

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Projet de fin D'études

Présenté à l'Université de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie civil

Groupe : Master 2 Structures

Présenté par :

DOGHMANE Yazid

Encadré par :

Dr. MADI Rafik

Thème :

Mise en conformité avec le RPA d'un bâtiment R+5

Juillet 2019

SOMMAIRE

Introduction générale	1
Chapitre 1: Constructions avant l'apparition du RPA	
1. Introduction	3
1.1 Ville de Guelma.....	3
1.2 Les Constructions avant le RPA	5
1.3 Naissance du PS69.....	6
Chapitre 2 : Les différents codes parasismiques algériens	
1. Règlement parasismique algérien RPA81 :	15
1.1. Domaine d'application.....	15
1.2. Action Sismique	15
2. Règlement parasismique Algérien version 1988 (RPA 88).	30
2.1. Points principaux du RPA 88	30
3. Présentation de RPA99.....	30
3.1. Généralités	30
3.2. Règles générales de conception.....	31
3.3. Critères de classification	31
3.4. Règles de calcul	34
3.5. Justification de la sécurité	35
3.6. Prescriptions complémentaires et éléments non-structuraux	35
3.7. Fondations et murs de soutènement.....	37
4. Présentation de l'addenda :	37
Chapitre 3 : Etude d'un bâtiment existant en portiques autostables	
1. Introduction.....	48
2. Présentation du bâtiment.....	48
3. Diagnostic.....	49
3.1. Résistance du béton.....	49
3.2. Etude sismique.....	49
3.3. Résultat dynamique	52
3.4. Calcul avec une valeur théorique du béton $f_{c28}=25$ MPA.....	60
4. Conclusion.....	60

Chapitre 4: Mise en conformité du bâtiment

1.Introduction	61
2. Réparation des éléments structuraux.....	61
2.1. Chemisage	61
3.Méthode dynamique modale spectrale	64
3.1.Résultat dynamique :.....	64
4.Details de reparation et de renforcement	72
4.1. Poteaux	72
4.2. Poutres	73
4.3. Ajout desVoiles.....	74
5.Comparaison	78
Conclusion générale	81
Bibliographie	82
Annexes	83

LISTE DES FIGURES

Numéro	Titre	Page
Figure 1.1	Localisation de la commune dans la wilaya de Guelma	5
Figure 1.2	Zones sismiques en Algérie en 1954	7
Figure 3.1	Plan et photos du bâtiment existant	48
Figure 2.2	Fissurations du béton	49
Figure 3.3	Valeur des modes	58
Figure 3.4	Valeurs des déplacements	58
Figure 3.5	Déplacement horizontal	59
Figure 3.6	Déplacements du bâtiment	59
Figure 3.7	Valeurs des modes	60
Figure 3.8	Valeurs des déplacements	60
Figure 4.1	Détails du renforcement au niveau des poteaux	62
Figure 4.2	Système du contreventement du bâtiment	63
Figure 4.3	Valeurs des modes	70
Figure 4.4	Valeurs des déplacements	70
Figure 4.5	Déplacements horizontales	71
Figure 4.6	Déplacements du bâtiment	71
Figure 4.7	Details de renforcement de poteaux	72
Figures 4.8	Détails de soudure	73
Figure 4.9	Détails de renforcement de la section	74
Figures 4.10	Détails de la mise en place	75

Figure 4.11	Phase finale de la mise en place	76
Figure 4.12	Détails d'ajout des voiles selon une coupe longitudinale	77
Figure 4.13	Détails d'ajout des voiles selon une coupe transversale	78
Figure A.1	Plan niveau RDC	84
Figure A.2	Plan niveau EC +3.06m	84
Figure A.3	Plan niveau 4 EC +15,30m	85
Figure A.4	Plan niveau terrasse accessible +18.36m	85
Figure A.5	Plan Duplex niveau 21.42m	86
Figure A.6	Plan niveau fondation -1.50m	86
Figure B.1	Modélisation bâtiment version 99 Vue 3D	88
Figure B.2	Modélisation bâtiment version 99 Vue XY	88
Figure B.3	Modélisation bâtiment version 99 Vue YZ	89
Figure B.4	Modélisation bâtiment version 99 Vue XZ	89
Figure B.5	Modélisation bâtiment version 2003 Vue 3D	90
Figure B.6	Modélisation bâtiment version 2003 Vue XY	90
Figure B.7	Modélisation bâtiment version 2003 Vue YZ	91
Figure B.8	Modélisation bâtiment version 2003 Vue XZ	91

LISTE DES TABLEAUX

Numéro	Titre	Page
Tableau 1.1	Coefficients sismiques pour le calcul statique dans la conception des bâtiments en zone sismique	11
Tableau 1.2	Coefficients sismiques pour le calcul statique dans la conception des bâtiments en zone sismique	11
Tableau 2.1	Valeurs de B correspondantes	17
Tableau 2.2	Valeurs de pénalité Pq	21
Tableau 2.3	Valeurs de Cp	26
Tableau 2.4	Facteur de force horizontale Cp Pour I, I éléments secondaires.	27
Tableau 2.5	Comparaison entre RPA99 et Addenda	38

REMERCIEMENTS

Mes premiers remerciements vont pour le bon dieu, le tout puissant, qui nous a donné la santé, la force, la patience et la sagesse d'arriver à ce stade dans nos études.

Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à mon Directeur de mémoire Mr MADI Rafik.

Je le remercie de m'avoir encadré, orienté, aidé et conseillé.

J'adresse mes sincères remerciements à tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé mes réflexions et ont accepté à me rencontrer et répondre à mes questions durant mes recherches.

Je remercie mes très chers parents, qui ont toujours été là pour moi,

Je remercie les architectes El AGGOUN Mohammed Amin et ARAISSIA Oualid et l'ingénieur en génie civil KHAROUBI Abderrahmen pour leur grande aide.

Je tiens à remercier mes très cher amis leur soutien inconditionnel et leur encouragement.

DEDICACE :

Je dédie ce travail à mes très chers parents et ma famille, qui ont toujours été là pour moi,

« Vous avez tout sacrifié pour vos enfants n'épargnant ni santé ni efforts. Vous m'avez donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. Je suis redevable d'une éducation dont je suis fier ».

ملخص

ان الهدف من هذا العمل هو اعادة تهيئة بواسطة قانون الزلازل الجزائري عمارة مكونة من طابق ارضي + 5 طوابق تمت بنايتها في ولاية قالمة التي تعتبر من المناطق المتوسطة من ناحية النشاط الزلزالي، مقاومة البناية تم تدعيمها بواسطة نظام تدعيم مختلط (أعمدة وعارضات + جدران) مسلحة.

تم التصميم وفقا لقوانين ومعايير المطبقة في الجزائر (RPA99 Version 2003, CBA93, BAEL91)

الدراسة الميكانيكية تمت بواسطة برنامج Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

الكلمات المفتاحية

الخرسانة المسلحة، نظام تدعيم مختلط، نموذج، الدراسة الميكانيكية

Résumé

Le But de ce travail est la mise en conformité avec RPA d'un bâtiment R+5 à usage d'habitation, implanté à Guelma qui est une ville de moyenne sismicité.

La résistance du bâtiment à était renforcée par un système de contreventement mixte (Portiques + voiles).

La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA 99 version 2003 CBA93, BAEL91). L'étude dynamique a été faite sur le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

Mots Clés

Béton armé, contreventement mixte, modélisation, étude dynamique.

Abstract

The Goal of this work is the compliance with RPA of a structure of reinforced concrete building with R+5, established in Guelma which is classified like a zone with a medium seismicity.

The resistance of the building is ensured by a mixed system of wind-bracing (gantries + veils).

The design was made according to payments' of construction in force (RPA99 version 2003, CBA93, BAEL91). The dynamic study was made on software Autodesk Robot Analysis 2020

Keywords

Reinforced concrete, mixed brace system, modeling, dynamic analysis.

Introduction générale

Introduction générale

La mise en conformité signifie la remise en état fonctionnelle d'un ouvrage qui a subi des désordres simples ou complexes, cette opération de réhabilitation peut être manifestée dans les anciens ouvrages et aussi pour les corrections des erreurs dans les nouveaux chantiers.

Habituellement les constructions de l'époque coloniale sont considérées durables, pourtant des désordres peuvent survenir durant leur durée de vie. Dans notre pays, les études menées dans le domaine de la réhabilitation concernent les cas simples de l'étanchéité ou de la peinture des façades, or dans le monde développé, il existe plusieurs organismes et revues spécialisées sur les cas liés aux séismes.

Notre projet est la réhabilitation d'un ancien bâtiment résidentiel de six (06) étages, construit depuis 1999 non achevé et fait partie d'un quartier résidentiel en chantier au centre-ville de Guelma, cité Guehdour Tahar.

Le premier chapitre est employé aux revues bibliographiques sur les bâtiments de la période coloniale, nous avons présenté brièvement l'historique de la ville de Guelma puis on a donné des exemples simples qui mettent bien en lumière les différentes typologies et techniques de construction dans la période coloniale et avant l'apparition du règlement parasismique algérien.

Dans le deuxième chapitre on a fait une sur l'historique et l'évolution du code parasismique algérien et ses différentes versions.

Dans le troisième chapitre nous avons recentré nos objectifs sur l'étude du bâtiment existant en portiques auto stables avec un état de lieu, diagnostic (Photo, ferrailage des éléments, résistance du béton pour les éléments porteurs) ; Et une étude dynamique approfondie.

D'autre part, nous avons décidé de bien développer les étapes de modélisation par logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 pour bien comprendre comment fonctionnent les calculs statiques linéaires, ainsi que d'acquérir une idée du comportement d'un bâtiment face à un séisme.

Dans le quatrième chapitre nous nous sommes focalisés sur la mise en conformité du bâtiment visé en réparant des éléments de faible résistance et mise en conformité avec le RPA par ajout des voiles de contreventement, des détails de réparation et de renforcement, et enfin comme le précédent chapitre une étude dynamique.

On a terminé notre travail par une comparaison des résultats entre l'ancien bâtiment et sa version réhabilitée.

Nous savons maintenant que pour déterminer les techniques et les opérations de réhabilitation, il faut d'abord définir un programme bien détaillé des différents travaux et chaque fois retourner à l'étude du diagnostic et le modèle de modélisation pour bien définir les zones les plus sollicitées et connaître la solution efficace.

Problématique

L'Algérie dispose d'un patrimoine bâti d'une richesse exceptionnelle, mais sa sauvegarde reste problématique. Il présente aujourd'hui un état de dégradation avancé dont la cause est multiple à savoir l'indifférence, la négligence, le manque d'entretien, la corruption, les transformations incontrôlées (illicites)...

Le patrimoine de notre pays présente des signes inquiétant de vieillissement qui nécessite une intervention urgente.

Les différentes opérations de réhabilitation menées jusqu'à présent restent très limitées vu l'absence de spécialistes dans le domaine et d'outils permettant de bien mener ces opérations comme le plan d'action efficace.

La connaissance du système constructif de la construction, des matériaux utilisés, la typologie, l'environnement avoisinant sont des éléments indispensables lors d'une opération de diagnostic d'un édifice.

Objectif

- Ce projet a pour but de remettre en état fonctionnelle un ancien bâtiment situé au centre-ville de Guelma,
- La maîtrise de l'outil de modélisation par logiciel Robot Structural Analysis Professional 2020.
- Ce projet nous intéresse pour le prendre comme un projet de fin d'études et pour ouvrir une porte à la recherche dans ce domaine.

Chapitre I : constructions avant l'apparition du RPA

1. Introduction

L'ensemble des immeubles de la période coloniale présente un impact très profond sur notre vécu, notre perception de la ville, ainsi que sur notre façon de concevoir l'architecture. Pour cela il faut bien protéger et sauvegarder notre patrimoine, celui-ci peut être atteint à travers des opérations de réhabilitation qui ne doivent pas être de simple remise en état d'un bâti mais de la prise en charge de ses occupants afin de leur procurer un confort et un bien-être. La réussite d'une opération de réhabilitation nécessite la cohésion entre les aspects sociaux et techniques.

Dans ce chapitre de revue bibliographique on commence par l'historique coloniale de la ville de Guelma, puis on passe aux bâtiments de la période coloniale pour donner un aperçu général sur les typologies et les techniques de construction des anciens bâtiments de la colonisation française en Algérie, puis on terminera par une présentation des pathologies les plus remarquables sur ses bâtiments.

1.1 Ville de Guelma

Guelma (en arabe قالمة, en berbère ⵍⵓⵎⵎⴰ), appelée autrefois Calama ou encore Malaca, est une commune de la wilaya de Guelma, dont elle est le chef-lieu, située à 60 km au sud-ouest d'Annaba, à 110 km à l'est de Constantine, à 60 km de la mer Méditerranée et à 150 km de la frontière tunisienne³.

Préhistoire

La région était habitée et possède une nécropole, les Vestiges de Roknia composée de plus de 3000 doimens.

De l'époque romaine au XIXe siècle

La ville numide s'appelait Malacca et fut importante sous le règne de Massinissa. Des inscriptions libyques trouvées à Guelma prouvent que la région a été civilisée bien avant l'arrivée des Carthaginois ou des Romains; des mentions latines attestent que Guelma portait déjà le nom de « Calama », bien que ce nom soit probablement d'origine phénicienne. L'histoire de Guelma est riche en évènements, et son territoire est parsemé de sites.

Salluste rapporte les récits des batailles que Jugurtha y livra en 110 av. J.-C. aux troupes romaines; il aurait vaincu, non loin de la ville de Guelma, précisément dans la mystérieuse Suthul, le général romain Postinius Albinus. L'antique Calama devint un centre urbain important au cours du 1er siècle de notre ère. Calama est élevée au rang de municipes sous l'empereur Trajan et patronnée par Vibia Aurelia Sabina, dernière fille de Marc Aurèle, et sœur fictive de l'empereur Septime Sévère lorsque ce dernier se proclama fils adoptif de Marc Aurèle (fin du IIe siècle)^{5,6}.

Calama fut avec Setifis (Sétif) et Hippo-Reggius (Annaba), un des greniers de Rome au cours des II^e et III^e siècles apr. J.-C., attestant sa prospérité sous la période des Sévères.

Au cours de l'époque chrétienne (IV^e et V^e siècles), Calama a eu comme évêque Possidius qui était aussi biographe de saint Augustin et appartenait à la province ecclésiastique de Numidie. D'ailleurs Saint-Augustin et Donatus évoquent la prospérité de cette ville. Dès l'invasion des Vandales qui détruisit la ville, Possidius alla se réfugier à Hippo-Reggius et Calama tomba au pouvoir de Genséric. Après la reconquête de l'Afrique du Nord par les Byzantins, Solomon, général de Justinien, y fit construire une forteresse entre 539 et 544.

Vint ensuite l'époque de la civilisation arabo-musulmane, Calama est appelée désormais « Guelma ». Selon Ibn Khaldoun, des tribus arabes, en particulier les Banu Hilal, s'étaient déjà installées au cours du IX^e siècle dans cette région attractive.

L'époque ottomane, quant à elle, n'a pas connu de changements radicaux dans le paysage socioculturel de la ville. Cependant, elle a laissé aussi des traces, ne serait-ce que par quelques noms de famille qu'on retrouve aujourd'hui.

Période française de 1870 à 1962

Guelma est conquise en 1834 par les Français. Le maréchal Bertrand Clauzel, frappé par l'importance stratégique du site, y établit un camp permanent en 1836. C'est l'origine de la ville actuelle qui, dès lors, accueille plusieurs générations de colons et de pieds-noirs.

La résistance guelmoise face à l'empire colonial français finit par payer le prix fort : le 8 mai 1945, le sous-préfet Achiary fait tirer sur la manifestation nationaliste fêtant la victoire contre le nazisme. Suit une répression menée par un bataillon d'infanterie amené de Sidi-Bel-Abbès et surtout par une milice armée par le sous-préfet.

Un colloque international sur cette tragédie se tient chaque année à l'Université du 8 mai 1945

Depuis l'Indépendance en 1962

Guelma est wilaya depuis 1974, et ville universitaire depuis 1986 avec l'Université du 8 mai 1945.

Les caractéristiques géographiques

Géographie physique

- Superficie (km²) : **44,74 km²**

- Nombre de communes : **34**

- Nombre de daïras : **10**

-Nom des daïras :Guelma, Khezarra, GuelaatBouSbâa ,Héliopolis, Oued Zenati, Ain Makhlouf, Hammam Debagh, Bouchegouf, Hammam N'Bails, Ain Hessaïnia.

- Relief : La Wilaya de Guelma constitue un point de rencontre entre les pôles industriels du Nord (Annaba et Skikda) et les centres d'échanges au Sud (Oum El Bouaghi et Tébessa). Elle occupe une position médiane entre le Nord du pays, les hauts plateaux et le Sud. La géographie de la Wilaya se caractérise par un relief diversifié dont on retient essentiellement une importante couverture forestière et le passage de la Seybouse qui constitue le principal cours d'eau.



Figure 3.1 Localisation de la commune dans la wilaya de Guelma.

La zone climatique

-Température minimale moyenne (°C) : **12.1**

-Température moyenne (°C) : **18.1**

-Température maximale moyenne (°C) : **24**

- Précipitations (mm) : **533.6**

Donc le Climat est subhumide, chaud en été, froid en hiver, la pluviométrie est d'environ 450 à 550 mm/an.

1.2 Les Constructions avant le RPA

Avant l'élaboration des règles RPA, nos ingénieurs utilisaient les règles parasismiques Françaises connues sous le diminutif de "PS69" mais avant cela, ça a commencé avec :

Règlementation parasismique des séismes d'Alger 1716 à de Boumerdes 2003 en Algérie

Historiquement les premières mesures parasismiques sont celles prises par le Dey Ali CHAOUCH d'Alger, après le séisme d'Alger de 1716.

D'après les désordres constatés, ces mesures parasismiques concernent :

Structure en maçonnerie porteuse

Structure flexible : Type arcade

Planchers constitués par des poutres en bois en saillie des murs sur lesquels elles sont posées.

Les baies

Renforts en bois pour les encorbellements

-Points à retenir :

Pas de calcul

Pas de zonage sismique

Pas de coefficients et paramètres sismiques

Distinction entre type de contreventement.

Raidisseurs au droit des ouvertures : les baies

Disposition constructive pour les éléments qui seront appelés « secondaires » : Ces renforts souvent appelés jambages contribuent sous l'action sismique de réduire l'effet dynamique local sous le séisme vertical.

1.3 Naissance du PS69

1.3.1 Les recommandations AS55

Les premières « recommandations » parasismiques dites « Recommandations AS55 », après les mesures du Dey, ont été établies après la 1954 de Chlef du nom de la rivière Chellif (ex El Asnam après Orléansville et historiquement Castellum Tinginitum) à l'époque romaine.

Les recommandations AS55 (Mai 1955) a été appliquées pour la construction après le séisme.

1.3.2 Recommandations Générales Relatives à L'établissement Des Projets

Conception générale des bâtiments

- Réduire autant que possible la hauteur du bâtiment et spécialement le rapport hauteur/largeur (La plus petite distance entre les murs extérieurs)

Le rapport ne doit pas dépasser :

2.5 : Pour la zone A

2.0 : Pour la zone B

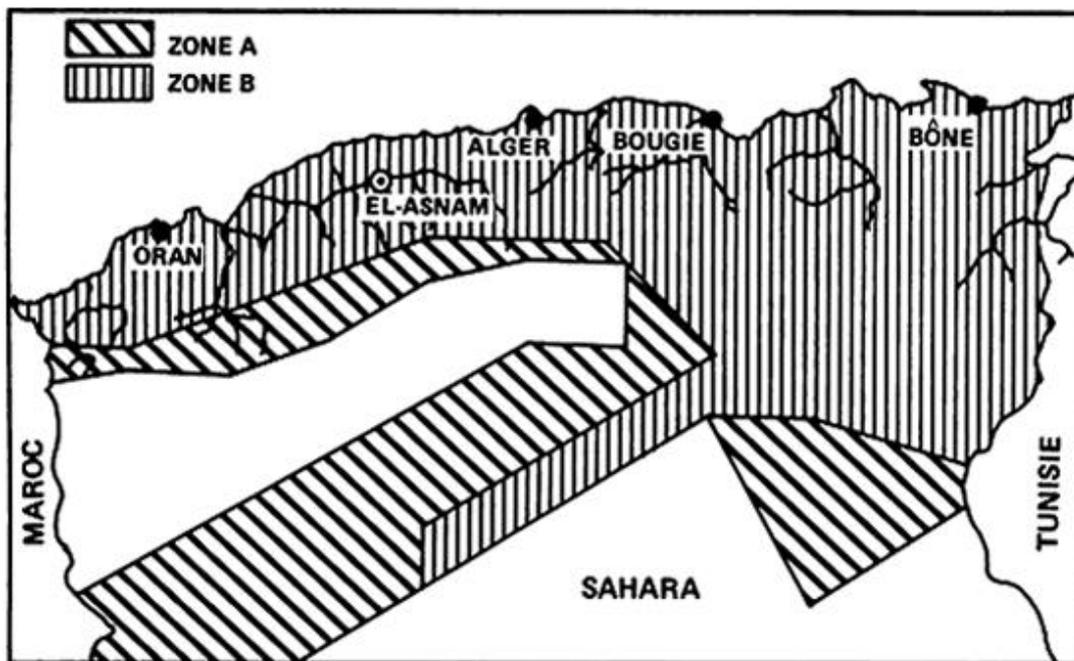


Figure 1.2 : Zones sismiques en Algérie en 1954

- Eviter les structures mal équilibrées en hauteur ou en inertie

Pour les formes en plan en T ou en L, éviter les grandes ailes

Eviter les grandes baies ou ouvertures

- Prévoir autant que possible un sous-sol général ou des fondations profondes massives ou armées qui ancrent la construction dans le sol.

- Eviter les voutes sans tirants et, en général, les ouvrages ou parties d'ouvrages dont la stabilité est incompatible avec les faibles mouvements d'appui.

- Eviter les encorbellements, les corniches présentant des saillies importantes et, d'une manière générale, tous les éléments de construction mal liés à l'ossature.
- En plafond ou en toiture, éviter l'emploi d'éléments mal accrochés, même s'ils sont de petits modules.
- Prévoir des dégagements de façon à permettre une issue rapide en cas de séisme. Chaque volée d'escaliers constituera un ensemble aussi rigide que possible bien lié aux paliers et à l'ossature.

Fondations

- Choisir de préférence un terrain compact, éviter les sols gorgés d'eau, les remblais, les éboulis, les alluvions peu épais ou très récentes.
- Etablir des fondations profondes soigneusement chaînées et engagées dans le sol résistant, notamment en vue de s'opposer aux efforts de soulèvement dus au séisme.
- Eviter toutes fondations hétérogènes.
- Réaliser une liaison très résistante entre les fondations et la superstructure.
- Superstructure :
 - Réduire les charges verticales dans les parties supérieures et abaisser le plus possible le centre de gravité de la construction.

Eviter notamment les terrasses et toitures lourdes.

- Dans les constructions à ossature, réaliser des nœuds rigides et surtout assurer l'indéformabilité de l'ensemble par des contreventements efficaces dans tous les sens, par exemple, au moyen de murs de refend suffisamment rapprochés et d'allèges rigides, ces éléments étant liés entre eux et à l'ossature par des armatures soigneusement ancrées.

Les dispositions de ferrailage des nœuds d'ossature en béton armé devront permettre un bétonnage correct.

Dans les poteaux, les recouvrements des barres en attente devront être au moins égaux à 50 fois le diamètre de ces barres, et seront réalisés sans crochet.

- Assurer des liaisons efficaces entre les diverses parties de la construction au moyen de chaînages (en béton armé ou en acier) horizontaux et verticaux et obliques pouvant résister à des forces de traction, de cisaillement et à ceux résultant d'effets éventuels de torsion d'ensemble.

Les pièces en béton armé soumise à un effort tranchant, à l'exception des dalles pleines et des semelles de fondations, seront toujours munies d'armatures transversales dont l'espacement sera au plus égal à la hauteur utile des pièces.

- Veillez notamment à assurer ces liaisons dans le cas d'emploi d'éléments préfabriqués. les planchers comportant un seul cours de nervures parallèles sans hourdis en béton armé coulé sur place. Assurer les liaisons efficaces entre les nervures et ce hourdis.

- Dans les constructions en maçonnerie, il est fortement recommandé d'encadrer les panneaux de maçonnerie par des chaînages horizontaux et verticaux dont la distance (entre les éléments parallèles) ne sera pas normalement supérieure 5,00 mètres.

En l'absence de chaînages, et si la maçonnerie assise horizontalement, on pourra dans certaines parties de la construction se contenter de prévoir des armatures de liaison dans les joints des maçonneries, à condition que ces armatures soient soigneusement ancrées dans les éléments verticaux d'ossature ou dans des murs orthogonaux. Ces armatures seront disposées dans les joints horizontaux épais (3 à 4 cm d'épaisseur), distants au plus de 50cm, leur section sera de l'ordre de 1cm^2 dans chaque joint.

Les maçonneries devront être hourdées au mortier de ciment ; confectionné avec des sables propres et exempts d'éléments de grosseur inférieure à 0.4mm.

Les matériaux de maçonnerie seront abondamment arrosés immédiatement avant mise en œuvre.

Eviter les piliers isolés et les trumeaux en maçonnerie de faibles dimensions transversales.

-Prévoir autour des ouvertures des encadrements armés liés à l'ossature ou aux chaînages.

- Prendre des précautions supplémentaires dans les immeubles d'angle (notamment en ce qui concerne les contreventements) et dans les surélévations et transformations, où l'on devra vérifier la stabilité des parties anciennes et des parties nouvelles.

-Eviter la transmission sur des surfaces réduites d'efforts importants résultant des accélérations aussi bien horizontales que verticales (effets de « poinçon » ou de « béliet » aux abouts de fermes, de poutres, etc.)

- Prévoir des tampons élastiques dans les joints de dilatation entre les bâtiments d'inertie identique ou similaire. Séparer, au contraire, par de larges joints, les blocs d'inerties nettement différentes.

- Prévoir des conduites de gaz et d'eau peu fragiles et des canalisations électriques soigneusement protégées.

- Dans le planning des travaux, d'éviter des décalages importants entre l'exécution de l'ossature ou des murs porteurs et celle des remplissages de façades et des cloisons intérieures qui contribuent efficacement au contreventement de la construction.

1.3.3 Règles de calcul

Le calcul des contraintes sera d'abord effectué sous l'effet des charges, des surcharges de service et des surcharges climatiques, conformément aux prescriptions des règles en vigueur à l'époque de la construction (Règles BA45 et CM46). Ensuite, les effets sismiques doivent être calculés comme suit :

– Efforts dus aux séismes :

Les forces d'inertie développées dans la construction par suite de mouvements sismiques du sol peuvent avoir une direction quelconque. On se contentera d'envisager simultanément ou successivement les effets d'une composante horizontale et ceux d'une composante verticale définis ci-après :

- **Composante horizontale.**

Pour un élément déterminé de la construction, cette composante de direction horizontale quelconque, appliquée au de centre de gravité du dit élément, sera égale à :

$$\sigma P$$

σ est un « coefficient sismique » égal au produit de :

$$\sigma = \sigma_1 \sigma_2 \sigma_3 \text{ (voir tableaux A1 et A2)}$$

Coefficient σ_1

σ_1 est un coefficient de zone qui, jusqu'à 10 mètres de hauteur au-dessus du sol ; sera pris égal à :

$$\sigma_1 = 0.035 \text{ pour la zone A (1)}$$

$$\sigma_1 = 0.070 \text{ pour la zone B (1)}$$

Nota : Ces valeurs correspondent aux coefficients de base suivants :

$$0.05 \text{ pour la zone A}$$

$$0.10 \text{ pour la zone B}$$

Nota (1) : Frappés d'un terme réducteur de 0.7 qui tient compte du fait que les effets sismiques, dont l'intensité est très rapidement variable dans le temps, seront assimilés dans les calculs à des forces statiques susceptibles d'agir pendant une durée notable.

Au-delà de 10 mètres de hauteur au-dessus du sol, les valeurs ci-dessus précisées de σ_1 seront majorées de 2% par mètre de hauteur.

Soit, par exemple, pour une hauteur de 16 mètres :

$$\sigma_1 = 0.07(1 + 0.02(16 - 10)) = 0.0784 : \text{ Pour la zone B}$$

Tableau1.1 : coefficients sismiques pour le calcul statique dans la conception des bâtiments en zone sismique

ZONE A	H(m)/Sol	Sol moyen		Sol rocher		Sol saturé	
		FP	FS	FP	FS	FP	FS
σ_1/H	≤ 10.00	0.0350	0.0437	0.0262	0.0328	0.0437	0.0547
	≤ 20.00	0.0420	0.0420	0.0315	0.0394	0.0552	0.0656
	≤ 30.00	0.0490	0.0612	0.0367	0.0459	0.0612	0.0765
	≤ 40.00	0.0560	0.0700	0.0420	0.0525	0.0700	0.0875
σ_1/V	Toute H	0.0700	0.0875	0.0525	0.0656	0.0875	0.1094

Tableau1.2 : coefficients sismiques pour le calcul statique dans la conception des bâtiments en zone sismique

ZONE B	H(m)/Sol	Sol moyen		Sol rocher		Sol saturé	
		FP	FS	FP	FS	FP	FS
σ_1/H	≤ 10.00	0.0700	0.0875	0.0525	0.0656	0.0875	0.1094
	≤ 20.00	0.0840	0.1050	0.0630	0.0787	0.1050	0.1312
	≤ 30.00	0.0980	0.1225	0.0735	0.0919	0.1225	0.1531
	≤ 40.00	0.1120	0.1400	0.0840	0.0525	0.1400	0.1750
σ_1/V	Toute H	0.1400	0.1750	0.1050	0.1050	0.1750	0.2188

Avec :

FP : Fondations profondes

FS : Fondations superficielles

Coefficient σ_2

C'est un « coefficient de terrain » dépendant des conditions de fondations. Ce coefficient, qui sera égal à 1.00 dans les cas courants de fondations, pourra varier entre les deux valeurs extrêmes :

0.75 : Pour les constructions fondées sur le rocher

1.25 : Pour les constructions fondées sur des terrains meubles gorgés d'eau

Coefficient σ_3

C'est un « coefficient de profondeur de fondations » qui sera pris égal à 1 dans le cas où la construction comporte un sous-sol général ou des fondations profondes massives ou armées et à 1.25 dans le cas contraire

P est égal à :

- 1) Pour les bâtiments d'habitation, aux charges permanentes seules correspondant à l'élément considéré
- 2) Pour les bâtiments industriels, les magasins de stockage et entrepôts, à la somme des charges permanentes et de la moitié des surcharges appliquées directement sur l'élément considéré
- 3) Pour les réservoirs et silos, à la somme des charges permanentes, et de la totalité des surcharges appliquées sur le directement sur l'élément considéré.

Composante verticale

La composante verticale est égale à : $\pm 2\sigma P$

Ou σ et P sont définis ci-dessus

Etant entendu que pour σ_1 on adoptera la valeur précédemment fixée jusqu'à 10 mètres au-dessus du sol, majoration au-delà.

- Dans le cas de construction comportant des planchers, on conduira les vérifications en appliquant les forces horizontales au niveau de chaque plancher et dans l'évaluation de P, on mettra en compte les charges permanentes et, éventuellement, la fraction de surcharge définie ci-dessus correspondant au plancher considéré.
- Pour les structures isolées (Cheminées d'usines, réservoirs, murs de clôture, etc.) le coefficient ci-dessus défini doit être doublé.
- Pour les souches de cheminées à partir du dernier étage et pour les parties de construction en encorbellement par rapport aux façades et aux pignons des bâtiments (Saillie de balcons, corniches), le coefficient sismique ci-dessus sera multiplié par 3.
- Pour les balcons, la vérification devra être faite pour les garde-corps et pour l'ensemble du balcon.

Contraintes admissibles

Les contraintes doivent être calculées pour l'effet simultané de :

Charges permanentes

Surcharges d'exploitation

Charges sismique (Charges climatiques exclues)

- Dans certaines vérifications, il pourra être plus défavorable d'admettre que les surcharges ou certaines d'entre elles sont nulles et il faudra tenir compte du fait que les forces d'inerties d'origine sismique peuvent avoir une direction ascendante.
- Pour les éléments, on vérifiera par une méthode de calcul de rupture basée sur des études expérimentales suffisamment probantes que, pour les sollicitations définies ci-dessus, la résistance des ouvrages ou partie d'ouvrages est au moins égale à la résistance de rupture.

Provisoirement, à défaut de méthodes réglementaire de calcul à la rupture on pourra utiliser les méthodes classiques c'est-à-dire en phase élastique.

Le calcul sera alors conduit en portant les contraintes admissibles dans ces conditions aux valeurs maxima suivantes :

- Pour l'acier des ossatures métallique ou des armatures de béton armé, à la limite élastique conventionnelle.
- Pour le béton des pièces fléchies des ossatures en béton armé, aux 8/10 de la contrainte à la rupture à la compression simple, contrainte mesurée à 90 jours cubes de 14,1 cm ou 20 cm d'arête (La résistance à la traction du béton supposée nulle).
- Pour le béton des pièces dont les sections sont entièrement comprimées dans les ossatures en béton armé aux 6/10 de la contrainte de rupture à la compression mesurée comme ci-dessus
- Pour les maçonneries armées et le béton non armé, au triple de la contrainte normalement admissible.
- Pour les sols constitués par un rocher franc, au triple de la contrainte normalement admissible.
- Pour les sols meubles gorgés d'eau, à la contrainte normalement admissible.
- Pour les terrains ne rentrant pas dans les deux catégories précédentes, au double de la contrainte normalement admissible.
- Les panneaux de remplissage pourront être pris en compte dans les justifications relatives à la stabilité des constructions si les dits panneaux sont complètement ceinturés par les éléments d'ossature, ou s'ils sont constitués par de la maçonnerie traitée comme il est indiqué en 1.3.5

Ces règlements ont été révisée en 1969, où plus des règles générales sismiques inspiré de la modernité la réglementation française "PS 69" ont été appliquées.

Chapitre II : les différents codes parasismiques algériens

1. Règlement parasismique algérien RPA81 :

1.1. Domaine d'application

Le présent règlement est applicable à toutes les catégories de construction courantes de configuration simple et régulière. Il n'est pas directement applicable aux ouvrages importants, tels que ponts, barrages, pipelines, grands réservoirs de stockage ou réseau de distribution d'électricité ; bâtiments de grande hauteur.

Méthode dynamique directe

Il est possible d'utiliser une méthode dynamique plus exacte basée sur l'utilisation d'accélérogrammes ou des spectres de réponse adaptés au site de la construction.

Toute méthode d'analyse dynamique approuvée peut être utilisée. Ce type d'analyse est obligatoire si la structure présente une dissymétrie dans son plan ou des irrégularités dans son élévation qui dépassent les tolérances fixées dans ce règlement de même que pour les sols à hauts risques sismiques. La forme du premier mode de vibration, fonction de la distribution des masses et des rigidités, peut fournir une période de la structure et une distribution de forces horizontales qui représentent mieux que la réponse dynamique réelle que les valeurs simplifiées indiquées dans le présent règlement.

1.2. Action sismique

1.2.1. Force sismique minimum (formule de base)

Tout bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux de la structure, conformément à la formule :

$$V = ADBQW$$

1.2.1.1. Coefficient d'accélération des zones A

Le coefficient d'accélération de zone A. dépend du groupe d'usage de la structure défini en annexe n° 1 et de la zone sismique.

Les groupes d'usage sont classés ainsi :

- groupe d'usage 1 : ouvrages importants nécessaires aux besoins vitaux ;
- groupe d'usage 2 : ouvrages commerciaux courants, résidentiels et industriels (ceux ne figurant pas dans les groupes 1 et 3)
- groupe d'usage 3 : ouvrages relativement peu importants.

1.2.1.2. Facteur d'amplification dynamique moyen D

La valeur de D sera déterminée d'après le type de sol en fonction de la période T du bâtiment, comme indiqué sur la figure 4.

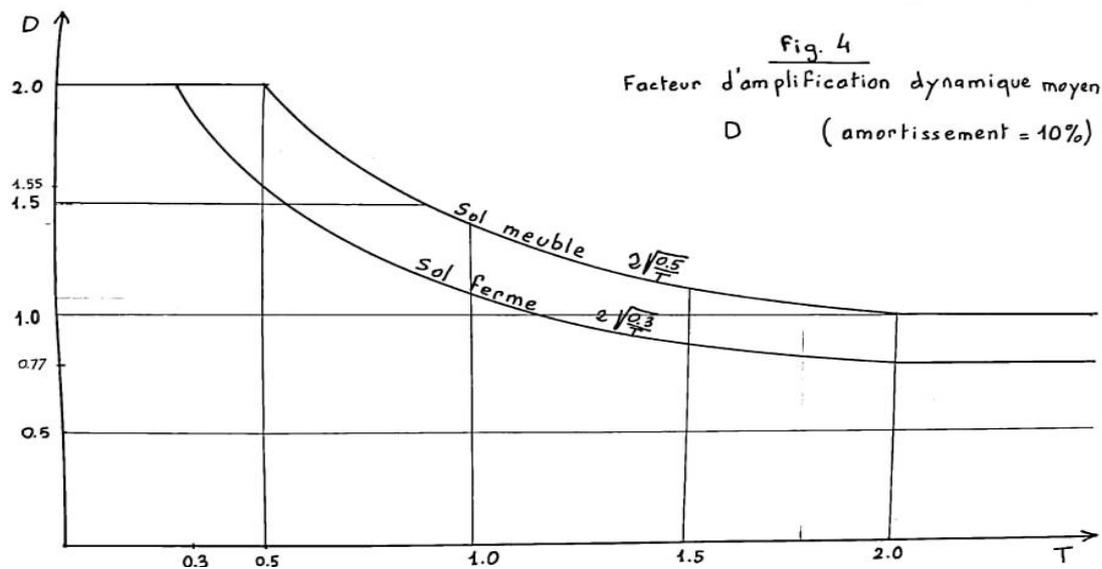
Les sols sont classés suivant la vitesse moyenne de l'onde de cisaillement.

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

G est le module de cisaillement instantané initial

P est la masse volumique du sol sous la fondation

Vs est la vitesse de l'onde de cisaillement.



Détermination de la période T

La valeur de T peut être déterminée par la formule suivante où H (hauteur du bâtiment) et L (dimension du bâtiment dans le sens de l'action sismique) sont exprimés en mètres.

$$T = \frac{0,09H}{\sqrt{L}}$$

A l'exception des bâtiments dans lesquels le système de contreventement est une ossature autostable capable de reprendre à 100% les forces horizontales, et si cette ossature n'est ni

enfermée, ni contigue a d'autre éléments plus rigides tendant à éviter qu'elle reprenne la totalité des efforts horizontaux, alors, la période T peut être déterminée par la formule :

T= 0.10 N

N : Nombres d'étages du bâtiment.

La période T pourra également être établie en utilisant les propriétés structurales, ainsi que les caractéristiques déformation des éléments participant à la résistance, à p .de d'une analyse détaillée.

Par exemple, la formule suivante peut être utilisée pour ce calcul :

$$T = 2 \sqrt{\frac{1}{g} \frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}{\sum_{i=1}^n f_i \delta_i}}$$

où la valeur de f_i représente toute force latérale distribuée approximativement d'après les critères des formules (3-7) ou de toute autre distribution rationnelle.

Les flèches élastiques, δ_i seront calculées en utilisant les forces latérales appliquées F_i .

La valeur du facteur D obtenu pour la valeur de T calculée d'après la formule analytique ci-dessus, ne devra pas être inférieure à 80 % de celle obtenue en utilisant les formules empiriques.

1.2.1.3. Facteur de comportement de la structure B.

Le facteur B de comportement de la structure dépend de son type et de la nature de ses contreventements. Les valeurs de B correspondantes sont données dans le tableau 2.1

Tableau 2.1 : Valeurs de B correspondantes

Catégorie	Type de Structures	B
1	Ossature en béton armé contreventée par voile avec interaction portiques voile.....	1/5
2	Ossature métallique autostable.....	1/5
3	Portique autostable en béton armé (exclue en zone III).....	1/4

4	Ossature béton armé ou métallique contreventée par voiles ou palées.....	1/4
5	Structure voiles porteurs.....	1/3
6	Structure murs porteurs chaînés.....	2/3
7	Châteaux d'eau sur pilotis.....	2/3
8	Autres structures.....	1/2

Définitions des catégories

CATEGORIE 1 : Ossature en béton armé contreventée par voiles avec Justification d'interaction portiques-voiles :

Les voiles de contreventement doivent reprendre au As 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

Les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales, les sollicitations résultant de l'interaction portiques-voiles.

CATEGORIE 2 : Ossatures métalliques autostables

C'est une ossature constituée uniquement de poutres et poteaux capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales. Les éléments de remplissage ne devront en aucune façon gêner le comportement de la structure sinon prendre $B = 1/4$.

CATEGORIE 3 : Portiques autostables

C'est une ossature constituée uniquement de poutres et poteaux capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.

Cette catégorie n'est pas admise en zone III. Pour cette catégorie, les éléments de remplissage ne doivent pas gérer les déformations des portiques, sinon utiliser le coefficient $B = 1/3$.

CATEGORIE 4: Ossature en béton armé ou métallique contreventée par voiles ou palées

Les voiles aux palées de contreventement doivent reprendre 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.

CATEGORIE 5: Structure à voiles porteurs

C'est une structure constituée de voiles porteurs uniquement, ou de voiles et de portiques ; dans ce dernier cas, les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

CATEGORIE 6 : Structure murs porteurs chaînés

C'est une structure similaire à celle de la catégorie 4 dont les éléments verticaux sont des murs en maçonnerie convenablement chaînée. Cette catégorie n'est admise que pour les bâtiments de moins de trois étages en zone III.

CATEGORIE 7 : Châteaux d'eau sur pilotis

Réservoirs surélevés reposant sur quatre supports, ou davantage, entretoisés transversalement.

CATEGORIE 8 : Autres structures

- Structures régulières pour lesquelles le premier mode est prédominant et dont la modélisation est simple (châteaux d'eau, cheminée, silos, réservoirs...).
- Structures n'ayant pas de possibilité de dissipation d'énergie et de redistribution des efforts (châteaux d'eau, passages couverts, certains systèmes préfabriqués) ;
- Pour les châteaux d'eau et réservoirs d'une capacité supérieure à 5 000 m³ en zone II et III, une étude hydrodynamique est nécessaire.

1.2.1.4. Facteur de qualité Q

Le facteur de qualité du système de contreventement a une structure donnée été fonction de l'hyperstaticité et de sa surabondance du système, de ses symétries en plan, de sa régularité en élévation et de la qualité du contrôle pendant, la construction. La valeur Q devra être déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Ou P_q est la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité q. Les critères, ainsi que les valeurs P_q correspondantes sont données dans le tableau 3. Les définitions des critères permettant d'attribuer une valeur $P_q = 0$ sont données ci-dessous :

Conciliions minimales des files porteuses

Chaque file de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées devra avoir les caractéristiques décrites ci-après à tous les niveaux :

- **Systèmes de portiques** : au moins trois travées dont le rapport de portée n'excède pas 1,5. Les travées de portiques peuvent comporter des voiles de contreventement ;

- **Systèmes de murs** : au moins un trumeau, ayant un rapport hauteur d'étage sur largeur, inférieure ou égale à 0,67, ou bien au moins deux trumeaux ayant un rapport hauteur d'étage sur largeur, intérieure ou égale à 1,0. C. trumeaux doivent s'élever sur toute la hauteur de l'étage et ne doivent avoir aucune ouverture ou perforation qui puissent réduire considérablement leur résistance ou leur rigidité.

Surabondance en plan.

Chaque étage devra avoir, en plan, ou moins quatre files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales. Appliquées. Ces files de contreventement seront réparties selon une symétrie raisonnable et avec un M_e de la portée maximum sur la portée minimum ne dépassant 1,5.

Symétrie en Plan.

L'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité à l'étage considéré ne devra pas dépasser 15 % de la dimension effective du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction des forces latérales appliquées.

Régularité en élévation.

A chaque étage, la rigidité totale en translation et la rigidité totale en torsion ne doivent pas varier de plus de 15 % **par** rapport aux rigidités en translation et torsion des étages qui lui sont adjacents. De plus, les valeurs de ces rigidités doivent rester constantes ou généralement décroître dans les étages supérieurs.

Contrôle de la quantité des matériaux.

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

Contrôle de la qualité de la construction.

L'ingénieur responsable de l'étude assure contractuellement une mission d'inspection des travaux de gros œuvre. Cette mission d'inspection doit comprendre une supervision des essais effectués par l'entreprise.

Tableau 2.2 : valeurs de pénalité P_q

q	Critère	Valeur P_q	
		Critère observé	Critère non observé
1	Conditions minimales des files porteuses	0	0.1
2	Surabondance en plan	0	0.1
3	Symétrie en plan	0	0.1
4	Régularité en élévation	0	0.1
5	Contrôle de qualité des matériaux	0	0.1
6	Contrôle de qualité de la construction	0	0.1

2.2.1.5. Poids de la structure W.

La valeur de W comprend totalité des charges permanentes (poids propre de la Structure. Poids des remplissages et des revêtements, poids des équipements fixes, etc.).

Pour les entrepôts ou hangars, un minimum de 25 % de la charge d'exploitation doit être incluse dans la valeur de W.

Pour les salles et magasins accessibles au public, ainsi que pour les planchers à forte surcharge, il faut prendre en considération 50 % des surcharges d'exploitation.

Pour les bâtiments dont la surcharge peut être de longue durée : tels que réservoirs, silos et ouvrages similaires, on prendra la totalité de la surcharge.

Dans tous les cas, W doit être calculé avec grand soin pour que la valeur obtenue corresponde A la réalité.

1.2.2. Base de calcul des éléments structuraux.

Les combinaisons de forces sismiques et des charges verticales spécifiées sont données ci-dessous. Les éléments structuraux doivent être dimensionnés pour ces combinaisons de charges sur la base des règlements de béton et de charpente métallique en vigueur.

$$G + Q + E \quad (3-6A)$$

$$0,8 G \pm E \quad (3-6B)$$

Exception : Les poteaux dans les ossatures autostables doivent être conçus pour $G + Q + 1,2E$ plutôt que pour la combinaison (3-6A) G

Où : G = charge permanente

Q= charge d'exploitation non pondérée

E= effets des séismes, évalués par la formule $V=ABDQW$

1.2.3. Distribution des forces latérales

La force latérale totale V doit être distribuée sur hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure doit être déterminée par la formule suivante où T est en secondes.

La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas 0,25 V.

F_t peut être prise égale à zéro quand la valeur T est plus petite ou égale à 0,7 secondes

. La partie restante de l'effort horizontal total V doit être distribuée sur la hauteur de la structure, suivant la formule :

$$F_k = \frac{(V - F_t) w_k h_k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i}$$

F_k étant l'effort horizontal au niveau k

A chaque niveau désigné par K, la force F_k doit être répartie sur la surface du bâtiment en accord avec la distribution des masses à ce niveau.

1.2.4. Distribution de l'effort tranchant

Pour les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides, l'effort tranchant total dans chaque plan horizontal sera distribué aux différents éléments de contreventement proportionnellement à leurs rigidités. Les éléments rigides qui sont supposés ne pas faire partie du système de contreventement peuvent être incorporés dans les constructions à condition que leur effet sur le comportement du système structural ait été considéré et pris en compte dans le calcul.

1.2.5. Moments de torsion horizontaux

L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion horizontale due à l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité doit être pris en compte. Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau
- excentricité théorique résultant des plans.

1.2.6. Action sismique dans les éléments structuraux

1.2.6.1. Compatibilité des déformations

Tous les éléments d'ossature qui ne font pas partie du système de contreventement doivent être vérifiés et reconnus être capables de supporter les charges verticales en même temps que les moments résultants dus à $(1,0/B)$ fois les distorsions dues aux forces latérales spécifiées. La rigidité des autres éléments doit être considérée selon g 3.3.4

1.2.6.2. Eléments rigides adjacents

Les ossatures tridimensionnelles ductiles ou non peuvent être enfermées ou contiguës à des éléments plus rigides qui tendraient à empêcher l'ossature de reprendre les forces latérales, s'il peut être prouvé que l'action ou la rupture de ces éléments plus rigides n'altèrent pas la capacité de l'ossature à résister aux forces verticales et latérales.

1.2.6.3 Palées triangulées

Toutes les barres des palées triangulées doivent être calculées pour résister à 1,25 fois la force déterminée à la section 3.3.3. Les assemblages doivent être calculés pour permettre de développer les forces maximales dans les barres ou doivent être calculés sur la base de 1.20 fois les forces ci-dessus.

1.2.6.4. Voiles de contreventement

Les voiles de contreventement en béton armé pour toutes les structures doivent être conformes aux exigences du chapitre 4 des recommandations.

1.2.6.5. Ossature au-dessous du niveau de base pour les bâtiments de la catégorie 3 du tableau 2

Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre les niveaux de fondations (semelles, radier...) et le niveau de base en zones II et III.

Dans le cas de blocs séparés par des joints de tassements, ce voile doit ceinturer chaque bloc.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- épaisseur > 15 cm ;
- Armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures de section > 0,20 % de la section transversale totale de béton avec recouvrements > 50 équerres de renforcement dans les angles ;
- Armatures longitudinales de peau de section, > 2 cm² par face et par mètre linéaire de hauteur.

Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Dans le cas des dallages sur terre plein, on pourra dispenser du voile périphérique à condition de dimensionner les poteaux suivant les prescriptions prévues pour les poteaux d'élançement mécanique inférieur à 15 dans les paragraphes 4.2.2.1. Et 4.2.3.1

1.2.6.5. Modifications structurales

Des modifications structurales mineures peuvent être effectuées dans des bâtiments existants et dans d'autres structures, mais la résistance aux forces latérales ne doit pas être inférieure à la résistance qui existait avant que ces modifications ne soient faites, moins que le bâtiment ainsi modifié ne satisfasse à ses recommandations.

1.2.6.6. Diaphragmes

Les diaphragmes ou contreventements horizontaux des planchers et des toitures doivent être calculés pour résister aux forces sismiques déterminées par la formule

$$F_{pk} = \frac{F_1 + \sum_{i=k}^n F_i}{\sum_{i=k}^n W_i} W_k$$

w = poids du diaphragme et des éléments du niveau k comprenant 25 % au minimum de surcharges d'exploitation dans le cas d'installations servant le dépôt de hangar.

La force Fpk déterminée par la formule (3-9A) sera limitée supérieurement à la valeur correspondant à 0,40 Z I Wk (cf.3.3.9.).

Dans le cas où le diaphragme est nécessaire pour la transmission des forces sismiques, à partir des éléments verticaux résistants situés en dessous et dus à des décrochements dans le positionnement des éléments ou dus à des changements de rigidité dans les éléments verticaux, ces forces doivent être ajoutées à celles déterminées par la formule (3-9A).

Cependant, la force sismique exercée sur les diaphragmes ne sera en aucun cas inférieure à celle déterminée par la formule :

$$F_{pk} = 0,20 Z I W_k$$

Les diaphragmes supportant des murs de béton ou de maçonnerie doivent avoir des chaînages transversaux reliant les chaînages de rive pour assurer la distribution des forces d'ancrage, spécifiées dans la section 3.3.10.1. Dans les diaphragmes, des chaînages intermédiaires peuvent être prévus pour la formation de sous-diaphragme afin de transmettre des forces d'ancrage aux chaînages transversaux.

Les déformations des diaphragmes seront considérées dans le calcul des murs supportés latéralement

1.2.7 Forces horizontales dans les éléments des structures secondaires.

Ces éléments ainsi que leur ancrage au système structural principal doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule :

$$F = Z I C_p W_p \quad , (3-9 C)$$

La valeur de Z est obtenue en faisant le rapport de la valeur du coefficient A pour le groupe d'usage du bâtiment sur la valeur du coefficient A dans une zone III pour le même groupe d'usage.

La valeur du coefficient I doit être déterminée par le rapport de la valeur du coefficient A pour le groupe d'usage du bâtiment sur la valeur du coefficient A pour le groupe d'usage 2.

Les valeurs de C_p sont indiquées dans le tableau 2.3.

Les produits ZI qui dépendent de la zone et du groupe d'usage du bâtiment sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2.3 : Valeurs de C_p

	I	II	III
1	0.51	1.19	1.4
2	0.32	0.6	1.0
3	0.21	0.44	0.6

Exception :

1. La valeur de I pour les attaches des panneaux extérieurs doit être égale à 1 comme donnée dans le paragraphe 3.3.10.3.4.
2. La valeur de I pour les éléments des ouvrages nécessaires à la sauvegarde des vies immédiatement après un tremblement de terre doit être prise égale à la valeur correspondant au groupe d'usage 1.

La distribution de ces forces doit être faite comme pour les forces de gravité se rapportant à ces éléments. Pour les forces applicables sur les diaphragmes et dans les attaches des panneaux extérieurs, se référer au paragraphe 3.3.10.3.

Tableau 2.4 : Facteur de force horizontale C_p Pour I, I éléments secondaires.

Partie ou position de l'immeuble	Direction horizontale de la force	Valeur de C_p (1)
Eléments en console : a) Parapets b) Cheminées (Console)	Normale aux surfaces planes N'importe quelle surface	0.8
Tous les autres murs, cloisons et éléments	Normales aux surfaces planes	

similaires.		0.3
Décorations extérieurs et intérieurs, garnitures	N'importe quelle direction	0.8
<p>Quand reliés à, faisant partie ou logés dans un bâtiment</p> <p>a) Appentis, ancrages et supports pour citernes y compris leur contenu, cheminées</p> <p>Accolée aux bâtiments ;</p> <p>b) Etagères de rangement, plafonds suspendus (3) ;</p> <p>c) Tout équipement ou machine.</p>	N'importe quelle direction	(2) (4) 0.3
Attaches pour éléments de structures préfabriqué autre que les murs, avec la force appliquée au centre de gravité de l'assemblage	N'importe quelle direction	(4) 0.3

(1) la valeur de C_p peut être réduite à deux tiers de la valeur indiquée pour éléments auto stables uniquement au niveau du sol.

(2) Pour les équipements et machines flexible ou mont. de façon flexible, I. valeurs appropriées de C_p doivent être déterminées en tenant compte fois des propriétés dynamiques de l'équipement, des machines, et de l'immeuble ou structure dans lequel ils seront installés, mais les valeurs de C_p ne doivent pas inférieure. À celles citées précédemment

La conception et le calcul des équipements, des machines et de leurs ancrages est une partie intégrante de la conception et des spécifications de tels équipements à machines.

Les équipements et machines qui se trouvent dans des ouvrages essentiels d'importance vitale et qui doivent rester fonctionnels après un important tremblement de terre doivent être calculés et conçus dans le détail en tenant compte de l'effet des déplacements relatifs.

(3) Le poids du plafond doit inclure le poids de toutes les fixations d'éclairage et autres équipements ou cloisons fixées latéralement sur le Plafond. Afin de déterminer les forces latérales, un poids de plafond d'au moins 10 kg/m² doit être utilisé.

(4) La force doit être reprise par un ancrage réel et non pas par frottement.

1.2.8. Exigences particulières

1.2.8.1. Ancrage des murs en béton ou en maçonnerie

Les murs en béton ou en maçonnerie devront être ancrés à tout plancher ou toitures susceptibles d'assurer un support latéral. L'ancrage devra assurer une liaison directe mécanique entre les murs et les planchers ou toits capables de résister à la plus grande des deux forces formées par le système des forces horizontales spécifiées dans ces recommandations ou par une force minimale de 300 kg par mètre linéaire de mur. Les murs seront calculés pour résister à la flexion entre ancrages, là où l'espacement des ancrages sera supérieur à un mètre.

1.2.8.2. Semelles, têtes de pieux et puits

Les semelles isolées ou filantes, les têtes de pieux et puits de tout bâtiment ou structure seront liés par des longrines dont chacune pourra supporter en traction ou en compression une force horizontale minimale égale à la fraction de la plus grande charge verticale indiquée dans 4.2.3.3., à moins qu'il ne soit possible de montrer qu'une action équivalente peut être assurée par d'autres méthodes approuvées.

Pour les cas particuliers de fondation sur pieux dans des sols meubles, la souplesse latérale de la fondation devra être évaluée et utilisée dans le calcul de la période de la construction, la forme de la distribution de la force sismique, et le choix du coefficient de la force sismique correspond à la condition du sol meuble. De plus, les effets de torsion et de flexion doivent être étudiés si des variations importantes existent dans la rigidité latérale.

En général, ces exigences de liaison de la fondation sont indispensables du fait qu'un grand nombre de structures n'ont pas un type d'infrastructure de sous-sol rigide à mur porteurs, et du fait de l'existence des conditions de sol peu porteurs ou mal préparés.

1.2.8.3. Eléments extérieurs.

Les habillages extérieurs en maçonnerie des éléments structuraux sont interdits en zones III et II, sauf dispositions particulières.

Les panneaux de murs préfabriqués non-porteurs et à faible résistance au cisaillement, ou autres éléments similaires qui sont attachés ou qui ferment la structure, devront être calculés pour résister aux forces déterminées à partir de la formule (3-9C) et s'accommoder de mouvements de la structure provoqués par des forces latérales ou des chargements de température.

Les panneaux en béton et autres éléments similaires liés au moyen d'assemblages et liaisons mécaniques devront respecter les règles suivantes :

- les assemblages et joints de panneaux devront autoriser le plus grand des mouvements engendrés par un déplacement relatif des étages au moins égal au déplacement relatif d'étage causé par le vent extrême ou $1/B$ fois celui causé par les forces sismiques de calcul, le mouvement relatif 0 considéré n'étant pas inférieur à 2 cm.
- les assemblages qui permettent les mouvements dans le plan des panneaux dus aux déplacements relatifs des étages devront être des assemblages coulissants correctement conçus utilisant des trous oblongs ou surdimensionnés ou pourront être des assemblages permettant le mouvement par flexion des pièces métalliques ou de tout autre assemblage permettant une capacité équivalente de glissement et de déformation.
- les pièces d'assemblage devront avoir une ductilité et une capacité de rotation suffisante afin d'éviter la fracture du béton ou les ruptures fragiles au droit ou près des cordons de soudure. Les pièces d'assemblage devront être calculées pour résister à $1,33$ fois la force déterminée par la formule (3-9C). Les éléments des assemblages encastrés dans le béton devront être attachés ou ancrés aux armatures ou sinon se terminer de façon à transmettre effectivement les forces à ces armatures ;
- la valeur du coefficient I sera égale à $1,0$ pour la totalité de l'assemblage.

Ces normes ont été rendues applicables par arrêté n° 61 portant approbation du règlement parasismique Algérien version 1988 (RPA 88).

2. Règlement parasismique Algérien version 1988 (RPA 88).

Le séisme de Chlef du 10 Octobre 1980, donna naissance document technique réglementaire DTR B-C 2-48 nommé « Règles parasismiques Algériennes RPA 88 »

2.1. Points principaux du RPA 88

1988 : Révision RPA 83 : RPA 88

Le RPA88 contient presque les mêmes informations que le RPA81 seul quelques articles qui ont été révisés et ne concernent pas le coté dynamique des structures

3. Présentation du RPA99

Le document technique « DTR BC 2-48 » portant sur les règles parasismiques algériennes RPA 99 se situe dans la continuité des documents précédents RPA 81 version 1983 et RPA 88 dont il garde la philosophie originelle. L'objet du RPA 99 est de fixer des règles de conception et de calcul de constructions en zones sismiques. Ces règles ont pour objectif d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié et ce en fonction des différents paramètres (zone d'implantation, catégorie de l'ouvrage ... etc.) Le RPA 99 s'étale sur dix chapitres et une annexe et se présente comme suit :

3.1. Généralités

3.1.1. Définition des objectives

Comme nous l'avons mentionné plus haut l'objectif du présent document est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des actions sismiques.

3.1.2. Domaine d'application

Où sont mentionnées les constructions pour lesquelles les règles sont applicables (toutes les constructions courantes) et sont désignées les ouvrages pour lesquels les règles ne sont pas directement applicables (qui font cas de règles et de recommandations spécifiques).

3.1.3. Conditions d'application

Où sont rapportées les conditions d'application des règles du RPA 99.

3.2. Règles générales de conception

Ce chapitre définit plusieurs aspects essentiels relatifs à la conception parasismique, ayant un rôle primordial dans la vulnérabilité des constructions face aux actions sismiques.

3.2.1. CHOIX DU SITE ET IMPLANTATION DES OUVRAGES

Ce paragraphe attire une attention particulière aux conditions défavorables ou pénalisantes desquelles un site peut dépendre. Aussi il indique les cas où l'étude et la reconnaissance du sol sont obligatoires. En outre, ce paragraphe définit quelques cas de constructions à éviter et apporte des recommandations lors de l'implantation des ouvrages.

3.2.2. INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUE ET FONDATIONS

Ce paragraphe définit et rappelle le rôle de l'infrastructure et des fondations et souligne l'exclusion des fondations sur remblais sauf justification spéciales.

3.2.3. SUPERSTRUCTURE, MATERIAUX ET PROCÉDES DE CONSTRUCTIONS

Sont définis et énumérés dans ce paragraphe les différents facteurs qui peuvent influencer le comportement sismique d'un ouvrage (régularité en plan et en élévation, joints, matériaux, systèmes structurels, ductilité, éléments non structuraux.)

3.2.4. MODELISATION DES STRUCTURES ET METHODES DE CALCULS

Le RPA 99 incite les utilisateurs du règlement à avoir recours à des méthodes de calcul linéaires équivalentes, utilisant des modèles plastiques de la structure où l'action sismique est introduite sous forme de spectre de réponse. La modélisation doit reproduire au mieux le comportement réel de la structure.

3.3. Critères de classification

Ce chapitre expose un ensemble de classifications nécessaires à la définition de la situation sismique étudiée et au choix de la méthode et des paramètres de calcul des forces sismiques.

3.3.1. CLASSIFICATION DES ZONES SISMIQUES

Ce paragraphe fait état de quatre zones sismiques croissantes, qui partagent la carte algérienne et définit chacune d'elles.

3.3.2. CLASSIFICATIONS DES OUVRAGES SELON LEUR IMPORTANCE

Cette classification, qui s'étale sur quatre groupes classés en ordre décroissant, est basée sur la situation et l'importance de l'ouvrage en question qui permet de protéger les individus d'abord, puis les biens économiques et culturels de la communauté.

3.3.3. CLASSIFICATION DES SITES

Où sont classés les sites en quatre catégories, selon les propriétés mécaniques du sol qui les constitue. En cas d'absence d'essais ou d'études appropriées, il est permis d'utiliser le spectre S3.

3.3.4. CLASSIFICATION DES SYSTEMES DE CONTREVENTEMENT

Elle se traduit, dans les règles de calcul, par l'attribution, pour chacune des catégories, une valeur numérique du coefficient de comportement de la structure R qui est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, type de construction, possibilité de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine pseudo- plastique.

Le RPA 99 définit dix-sept types de systèmes de contreventement :

Structures en béton armé :

- 1. a- Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide (les éléments de remplissages ne doivent en aucun cas gêner les déformations des portiques.)
- 1. b- Portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide.
- 2- Systèmes de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.
- 3- Structures à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé.
- 4. a- Systèmes de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques- voiles.
- 4.b- Systèmes de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.
- 5- Systèmes fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes
- 6- Systèmes à pendule inverse.

Structures en acier :

- 7- Ossatures contreventées par portiques auto stables ductiles.
- 8- Ossatures contreventées par portiques auto stables ordinaires.
- 9- Ossatures contreventées par palées triangulées concentriques : on en distingue deux types :
 - 9. A - Palées triangulées en X.
 - 9. B - Palées triangulées en V.
- 10. A - Systèmes d'ossature contreventée par des cadres ductiles et palées en X.
- 10. B - Systèmes d'ossature contreventée par des cadres ductiles et palées en V.
- 11- Portiques fonctionnant en console verticale (système à faible degré d'hyperstaticité.)

Structures en maçonnerie :

- 12- Structures en maçonnerie porteuse chaînée (la seule tolérée par le RPA).

Autres structures :

- 13- Structures à ossature métallique avec contreventement par diaphragme.
- 14- Structures à ossature métallique avec contreventement par voiles en béton armé.
- 15- Structures à ossature métallique avec contreventement mixte composé d'un noyau en béton armé et de palets et / ou portiques métalliques périphériques.
- 16- Structures à ossature métallique avec contreventement par voiles en béton armé.
- 17- Systèmes comportant des transparences (étages souples.)

CLASSIFICATION DES OUVRAGES SELON LEUR IMPORTANCE

Ce paragraphe définit deux autres critères de classification des ouvrages : la régularité en plan et la régularité en élévation.

3.4. Règles de calcul

Dans ce chapitre, on se charge de définir les critères de choix de la méthode de calcul et la description des deux méthodes retenues par le RPA 99 : la méthode statique équivalente et les méthodes dynamiques. La méthode statique équivalente exige des conditions d'application. Par contre, les méthodes dynamiques sont applicables dans tous les cas, en particulier dans les cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

3.4.1. METHODE STATIQUE EQUIVALENTE

Le principe de la méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. La modélisation se traduit par un model plan dans les deux directions avec des masses concentrées au niveau du centre de gravité de chaque plancher. Seul le mode de vibration fondamental de la structure est pris en considération dans le calcul de la force sismique. Dans le but de définir les paramètres intervenant dans le calcul de la force sismique, on rappelle la formule à partir de laquelle est calculée cette dernière :

$$V = (A D Q W) / R$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, dépendant de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment ;

D : Facteur d'amplification dynamique qui est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction (μ), et de la période fondamentale de la structure (**T**) ;

R : Coefficient de comportement global de la structure qui est fonction du type de contreventement ;

Q : Facteur de qualité qui dépend de ce qui suit : - La redondance et la géométrie des éléments qui constituent la structure ;

- La régularité en plan et en élévation ;

- La qualité de contrôle de la construction.

W : Le poids total de la structure.

3.4.2. METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE

Le principe de cette méthode est de rechercher pour chaque mode, le maximum d'effets engendrés par la force sismique, représentées par un spectre de réponse. Les effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. A la fin de ce chapitre, le RPA 99 apporte des prescriptions communes aux deux méthodes énoncées ci-dessus, notamment concernant la stabilité au renversement, la composante verticale de l'action sismique et le calcul des déplacements (déplacement du niveau considéré et déplacement relatif d'un niveau par rapport à un autre.)

3.5. Justification de la sécurité

Ce chapitre définit une série de conditions à satisfaire par les constructions qui relèvent du domaine d'application du RPA 99 pour être réputées parasismiques. Mais d'abord il définit les combinaisons d'actions à prendre en considération dans la détermination des sollicitations et des déformations de calcul. Ces conditions concernent la résistance au feu, la ductilité, l'équilibre d'ensemble, la stabilité des fondations, les joints sismiques, les déformations et la stabilité de forme.

3.6. Prescriptions complémentaires et éléments non-structuraux

Dans ce chapitre (qui n'a subi aucun changement depuis le RPA 88) on apporte des prescriptions complémentaires qu'on peut résumer en la compatibilité des déplacements (vérifier les éléments d'ossature ne faisant pas partie du contreventement, aux charges verticales et aux moments résultants), les éléments rigides adjacents et les diaphragmes (calculs et prescriptions.) Mais aussi, il est apporté dans ce paragraphe la définition des éléments non structuraux, les exigences concernant le comportement lié à ces éléments dans le but d'écarter le danger pour la sécurité des personnes, l'estimation de la force horizontale agissant sur les éléments non structuraux (qui est fonction du coefficient d'accélération de zone A et du poids de l'élément considéré) et des indications concernant les éléments extérieurs (habillage extérieur, panneaux préfabriqués non porteurs, panneaux en béton ...etc.)

3.6.1. Structures en béton armé

Ce a été révisé et a fait l'objet d'une rédaction plus complète visant à lever les ambiguïtés d'interprétation relevées par les utilisateurs des anciennes versions. On a aussi introduit de nouvelles prescriptions à même de renforcer la ductilité et /ou la sécurité. L'objet de ce chapitre est de souligner les prescriptions et indications nécessaires au dimensionnement des structures ou éléments en béton armé coulé en place, ainsi que les dispositions constructives les concernant. Il est à noter toutefois que ces prescriptions sont additionnelles à celles contenues dans le **CBA** lorsque les ouvrages se situent en zone sismique.

Cette partie du **RPA 99** apporte d'abord des définitions générales (éléments principaux et secondaires, zones critiques, confinement, effort normal réduit, pièces comprimées- pièces fléchies), mais nécessaires pour le développement des spécifications concernant le béton et les aciers des éléments principaux. On abordera par la suite la conception et la vérification des éléments calculés pour passer ensuite aux spécifications concernant les poteaux et les poutres (coffrage, ferrailage...etc.) ainsi que des spécifications concernant les nœuds poteaux poutres (dispositions constructives, dimensionnement des nœuds vis à vis des moments fléchissant). Le chapitre en question consacre aussi un paragraphe concernant les murs et les voiles de contreventement (coffrage, contrainte limite de cisaillement dans les linteaux et trumeaux, ferrailage des linteaux et des trumeaux... etc.) et apporte enfin des dispositions propres aux dalles, aux diaphragmes et aux éléments secondaires.

3.6.2. Charpentes en acier

Cette partie du RPA 99 cadre et définit l'utilisation de la charpente en acier dans les structures sujettes aux évènements sismiques. De ce fait, les structures en question devront répondre aux conditions énoncées dans ce règlement et celles prescrites par les règlements en vigueur. Il va de soi que si l'effort le plus prépondérant dans les calculs de la structure est le vent, le dimensionnement du système sera déterminé sur la base des combinaisons incluant le vent. Toutefois, les dispositions constructives prescrites par le **RPA** restent applicables.

On traite dans ce chapitre les portiques auto stables ductiles, qui devront satisfaire, outre les normes en vigueur, les critères de ductilité, les conditions de variations des limites d'élasticité et les conditions de soudabilité. Aussi, pour éviter l'apparition des rotules plastiques pendant les déformations inélastiques des portiques, des rapports « largeur » sur « épaisseur » sont indiqués par le règlement (rapports qui doivent être suffisamment faibles pour prévenir les voilements locaux prématurés.) Enfin, le présent paragraphe apporte des spécifications concernant les assemblages dans les portiques auto stables ductiles. Ce chapitre décrit aussi les cadres auto stables ordinaires et les palées triangulées concentriques en X et en V et les spécificités concernant les assemblages de ces derniers.

3.6.3. Construction en maçonnerie porteuse chaînée

L'objet de ce chapitre est de traiter les constructions en maçonnerie porteuse chaînée, le seul système toléré en zone sismique et fait état des :

- Principes architecturaux et les concepts structuraux : où il est mentionné qu'il faut assurer une liaison suffisante des murs entre eux et les planchers et, en parallèle, réaliser une liaison solide des éléments secondaires. Dans le même élan, ce paragraphe apporte des spécifications concernant les dimensions en plan, la hauteur et le nombre de niveaux des ouvrages concernés (en fonction des zones sismiques) et aussi, des spécifications concernant les la répartition des murs et des ouvertures.

- Matériaux utilisés et des spécifications les concernant ;

3.7. Fondations et murs de soutènement

Ce nouveau chapitre a été ajouté et ne figurait pas dans le RPA88. Il traite des fondations (sollicitations des points d'appuis, voiles périphériques, dispositions constructives, vérification de la capacité portante, vérification de la stabilité au renversement), de la liquéfaction des sols, de la stabilité des pentes et des murs de soutènement.

4. Présentation de l'Addenda :

L'important séisme qu'a touché notre pays le 21 mai 2003, nous a rappelé que la prévention contre une telle catastrophe naturelle se situe dans l'application stricte de toutes les prescriptions, les règles et les normes régissant le domaine de construction. En effet, les différentes pathologies et dommages occasionnés aux ouvrages dans les wilayas de BOUMERDES et d'Alger, ont révélé des défaillances dans plusieurs constructions réalisées ou en cours de réalisation.

De ce fait, le Groupe Technique Spécialisé (GTS), créé par décision du ministre de l'habitat et de l'urbanisme, a été chargé de procéder à la révision « court terme » du RPA 99. A ce titre, le GTS a intégré dans ses réflexions les premiers enseignements tirés du dernier séisme et ce, à travers l'analyse des dommages et de désordres observés sur le terrain, notamment les pathologies ayant affectées les structures en portiques auto-stables en béton armé qui restent mal réalisés, en particulier au niveau des zones nodales (zones critiques).

Il va sans dire que cette révision et ces nouvelles prescriptions, ainsi que les règles restantes inchangées, sont vaines si leur application n'est pas effective et rigoureusement suivie par les différents intervenants dans l'acte de bâtir. Ces efforts sont d'autant plus vains si, au préalable, on ne veille pas à la qualité des matériaux des produits de constructions, à la qualité d'exécution des travaux, à la qualité du suivi des travaux de réalisation et du contrôle technique de construction conformément aux exigences réglementaires requises en particulier, et aux règles de l'art en général.

La révision « court terme » du **RPA 99**, intitulé « **ADDENDA AU RPA 99** », porte essentiellement sur deux volets :

- Révision du zonage sismique du RPA 99 (et donc des valeurs du coefficient d'accélération de zone **A** qui s'y rattachent) ;
- Nouvelles prescriptions, plus restrictives pour le système de portiques auto stables en béton armé et concerne les chapitres et les paragraphes suivants :

Chapitre I :

- 1.3- Domaine d'application

Chapitre II :

- 2.2- Reconnaissance et étude de sol
- 2.3- Implantation des ouvrages

Chapitre III :

- 3.1- Classification des zones
- 3.3.3- Cas d'absence d'essais
- 3.4 – Classification des systèmes de contreventement

Chapitre IV :

- 4.2.3- Calcul de la force sismique

Chapitre VII :

- 7.2.1- Béton
- 7.4.1- Coffrage

Annexe 01

Afin de montrer de façon efficace le contenu des révisions apportées au RPA 99, nous illustrerons le tableau suivant, qui affiche les articles du RPA 99 revus par le GTS.

4.1. Comparaison

Tableau 2.5 : Comparaison entre RPA99 et Addenda

RPA 99 <i>(Articles avant révision)</i>	Addenda <i>(Articles après révision)</i>
Chapitre I Artc 1.3- Domaine d'application : « Les présentes règles sont applicables	Chapitre I Artc 1.3- Domaine d'application : Exclure du domaine d'application les

quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Zone 0 : Sismicité négligeable ;

Zone I : Sismicité faible ;

Zone II : Sismicité moyenne ;

Zone III : Sismicité élevée.

La figure 3.1 représente la carte des zones sismiques...etc. »

Artc 3.3.3- **Cas d'absence d'essais** :

« en cas d'absence d'essais ou d'étude de site approprié, il est permis d'utiliser le spectre **S3** »

Artc 3.4- **Classification des systèmes de contreventement** :

A- Structure en béton armé :

1.a- Portique auto stable en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide :

« C'est une ossature constituée uniquement

Par ailleurs, les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser sept (07) niveaux ou (23 m) en zone I, cinq niveaux ou (17 m) en zone II et deux (02) niveaux ou (08 m) en zone III. »

cinq (05) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Zone 0 : Sismicité négligeable ;

Zone I : Sismicité faible ;

Zone II- a / II- b : Sismicité moyenne ;

Zone III : Sismicité élevée. »

Nouvelle carte de zonage sismique

Artc 3.3.3- **Cas d'absence d'essais** :

Cet article a été supprimé

Artc 3.4- **Classification des systèmes de contreventement** :

A- Structure en béton armé :

1.a- Portique auto stable en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide :

Le dernier paragraphe a été révisé comme suit :

«Par ailleurs, les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser cinq (05) niveaux ou (17 m) en zone I, quatre(04) niveaux ou (14 m) en zone II- a, et trois (03) niveaux ou (11 m) en zone II- b etIII. »

1.b- Portique auto stable en béton armé avec remplissage en maçonnerie

rigide :

« C'est une ossature constituée uniquement ...etc.

Les bâtiments concernés ne doivent pas, par ailleurs, dépasser six (06) niveaux ou (20 m) en zone I et II, et deux niveaux ou (08 m) en zone III »

1.b- Portique auto stable en béton armé avec remplissage en maçonnerie

rigide :

Le dernier paragraphe a été révisé comme suit :

« Les bâtiments concernés ne doivent pas, par ailleurs, dépasser (05) niveaux ou (17 m), (04) niveaux ou (14 m) en zone II- a, trois niveaux ou (11 m) en zone II- b et deux niveaux ou (8 m) en zone III.»

un paragraphe a été inséré à la fin de ces deux systèmes

« Remarque importante pour les systèmes 1- a et 1- b :

Dans le cas où le rez- de- chassée est, au niveau de la programmation ou de la conception initiale, destiné à un usage commercial ou autres services, avec des densités de cloisonnement moindres et/ ou des hauteurs plus élevées par rapport aux niveaux supérieurs, créant ainsi des « étages souples», il est demandé à ce que le contreventement du bâtiment soit assuré par un autre système comportant des voiles disposés dans deux directions orthogonales ou équivalentes (avec des systèmes mixtes, portiquesvoiles ou des noyaux en béton armé par

<p>12- Structures en maçonnerie porteuse chaînée :</p> <p>« Ce système concerne des structures porteuses réalisées en ...etc.</p> <p>Les bâtiments concernés par ce type constructifs sont limités à trois (03) niveaux en zone sismique III, quatre (04) niveaux en zone II et cinq (05) niveaux en zone I. »</p> <p>17- Système comportant des transparences :</p> <p>« Les exemples les plus parlants sont les niveaux de réception ou les lobbies des grands hôtels (rareté des cloisons ou parfois hauteur de niveau plus importante que celle des étages courants) où des étages non cloisonnés pour des raisons fonctionnelles (salles informatiques, d'équipements spéciaux ...etc.)</p> <p>Ces systèmes sont en générale à éviter,</p>	<p>exemple)</p> <p>Il est à rappeler que l'<i>étage souple</i> est celui dont la rigidité latérale est inférieure à 70% de celle de l'étage situé immédiatement au-dessus, ou inférieure à 80% de la rigidité latérale moyenne des trois étages situés immédiatement au-dessus »</p> <p>12- Structures en maçonnerie porteuse chaînée :</p> <p>Le dernier paragraphe a été révisé comme suit :</p> <p>« Les bâtiments concernés par ce type constructifs sont limités à trois (03) niveaux ou (11 m) en zone sismique II- b et III, quatre (04) niveaux ou (14 m) en zone II-a et cinq (05) niveaux ou (17 m) en zone I. »</p> <p>17- Système comportant des transparences :</p> <p>Ce point est désormais rédigé comme suit :</p> <p>« Les exemples les plus parlants sont les niveaux de réception ou lobbies des grands hôtels (rareté des cloisons et/ ou parfois hauteur de niveau plus importante que celle des étages courants) ou des étages non cloisonnés pour des raisons fonctionnelles (salles informatiques, salles d'équipements</p>
---	---

sinon, outre la pénalisation par un coefficient de comportement adéquat, il y a lieu de prendre toutes les dispositions à même d'atténuer les effets défavorables prévisibles.»

spéciaux...etc.)
Ces systèmes sont en général à éviter, sinon, et nonobstant les mesures préconisées précédemment pour les systèmes (1-a) et (1-b) pour les cas spécifiques de rez-de-chassée (changement de système de contreventement), il y a lieu de prendre toutes les dispositions à même d'atténuer les effets défavorables prévisibles. Dans ce cadre, des mesures de rigidification pourraient être adoptées pour faire disparaître ou atténuer le phénomène (voir la définition de l'étage souple donnée précédemment en remarque aux systèmes (1-a) et (1-b). »

Chapitre IV

Artc 4.2.3- Calcul de la force

sismique :

Tableau 4.1: coefficient d'accélération de zone A :

Groupe	Zone I	Zone II	Zone III
1.A	0.12	0.25	0.35
1.B	0.10	0.20	0.30
2	0.08	0.15	0.25
3	0.05	0.10	0.15

Chapitre IV

Artc 4.2.3- Calcul de la force

sismique :

Tableau 4.1: coefficient d'accélération de zone A :

Groupe	Zone I	Zone II a	Zone II b	Zone III
1.A	0.15	0.25	0.30	0.40
1.B	0.12	0.20	0.35	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Chapitre VII

Artc 7.2.1- **Béton :**

« Pour les éléments principaux, le béton doit avoir une résistance f_{C28} au moins égale à 20 MPA et au plus égale à 45 MPA.

Les valeurs des modules d'élasticité doivent être conformes à celles fixées par le **CBA**. »

Artc 7.4.1- **Coffrage :**

« Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes (voir fig- 7.1) :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25$ cm en zone I et II ;
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30$ cm en zone III ;
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$;
- $1 / 4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$.

Pour les poteaux circulaires, le diamètre D devra satisfaire les conditions suivantes :

- $D \geq 25$ cm en zone I ;

Chapitre VII

Artc 7.2.1- **Béton :**

« Pour les éléments principaux, le béton mis en oeuvre doit avoir une résistance f_{C28} au moins égale à 20 MPA et au plus égale à 45 MPA.

Les valeurs des modules d'élasticité doivent être conformes à celles fixées par le **CBA**. »

Artc 7.4.1- **Coffrage :**

Il a été ajouté au début de l'article le paragraphe suivant :

« Les poteaux doivent être coulés sur toute la hauteur (h_e) en une seule fois et lesdès de calage sont interdits.

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes (voir fig- 7.1) :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25$ cm en zone I et II- a ;
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30$ cm en zone II- b et III ;
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$;
- $1 / 4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$.

Pour les poteaux circulaires, le diamètre D devra satisfaire les conditions suivantes :

- $D \geq 25$ cm en zone I ;

- $D \geq 30$ cm en zone II ;
- $D \geq 35$ cm en zone III ;
- $D \geq h_e / 15$. »

Artc 7.4.2- Ferrailage :

7.4.2.1- ferrailage longitudinal :

« Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, ...etc. »

Classification des systèmes de contreventement :

1.a- Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide :

« C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations verticales et horizontales.

- $D \geq 30$ cm en zone II-a ;
- $D \geq 35$ cm en zone II- b et III ;
- $D \geq h_e / 15$. »

Il a été ajouté à la fin de l'article :

« Pour conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives, des sections comparables à celles des poteaux centraux. »

Artc 7.4.2- Ferrailage :

7.4.2.1- ferrailage longitudinal :

« Les armatures longitudinales doivent ...0,8 % en zone II- B et III.

• Le pourcentage maximal sera de :

☒ 4 % en zone courante ;

☒ 6 % en zone de recouvrement. »

Le reste inchangé.

D'une manière générale, remplacer zone III du **RPA 99** par zone II- b et III.

Classification des systèmes de contreventement :

1.a- Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide :

Le dernier paragraphe a été révisé comme suit :

« Par ailleurs, les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser cinq niveaux

<p>Pour cette catégorie, les éléments de remplissage ne doivent pas gêner les déformations des portiques (cloisons désolidarisées ou cloisons légères dont les liaisons ne gênent pas le déplacement des portiques) Par ailleurs les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser 7 niveaux ou 23m en zone I, 5 niveaux ou 17m en zone II et 2 niveaux ou 8 m en zone III. »</p> <p>1.b- Portiques auto-stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide : « C'est une ossature constituée uniquement...etc. Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser 6 niveaux ou 20m en zone I et II et 2 niveaux ou 8m en zone III. »</p>	<p>ou 17m en zone I, quatre niveaux ou 14m en zone II- a et trois niveaux ou 11m en zone II- b et III »</p> <p>1.b- Portiques auto-stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide : <i>Le dernier paragraphe a été révisé comme suit :</i> « Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser cinq niveaux ou 17m en zone I, quatre niveaux ou 14m en zone II- a trois niveaux ou 11 m en zone II- b et deux niveaux ou 8 m en zone III. »</p>
---	--

Chapitre III : étude d'un bâtiment existant en portiques autostables

1. Introduction

Cet avant-projet présente le travail dominant dans un projet de réhabilitation car il donne un aperçu général sur la gravité des désordres et la nature des travaux que nous voulons exprimer pour le projet, ce travail constitue donc aussi en quelque sorte une aide à la modélisation du bâtiment par logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020 pour connaître les zones les plus exposées à la rupture en cas de fortes secousses.

2. Présentation du bâtiment

Notre bâtiment est un ancien bâtiment résidentiel de six (06) étages, construit depuis 1999 non achevé et fait partie d'un quartier résidentiel en chantier au centre-ville de Guelma, cité Guehdour Tahar

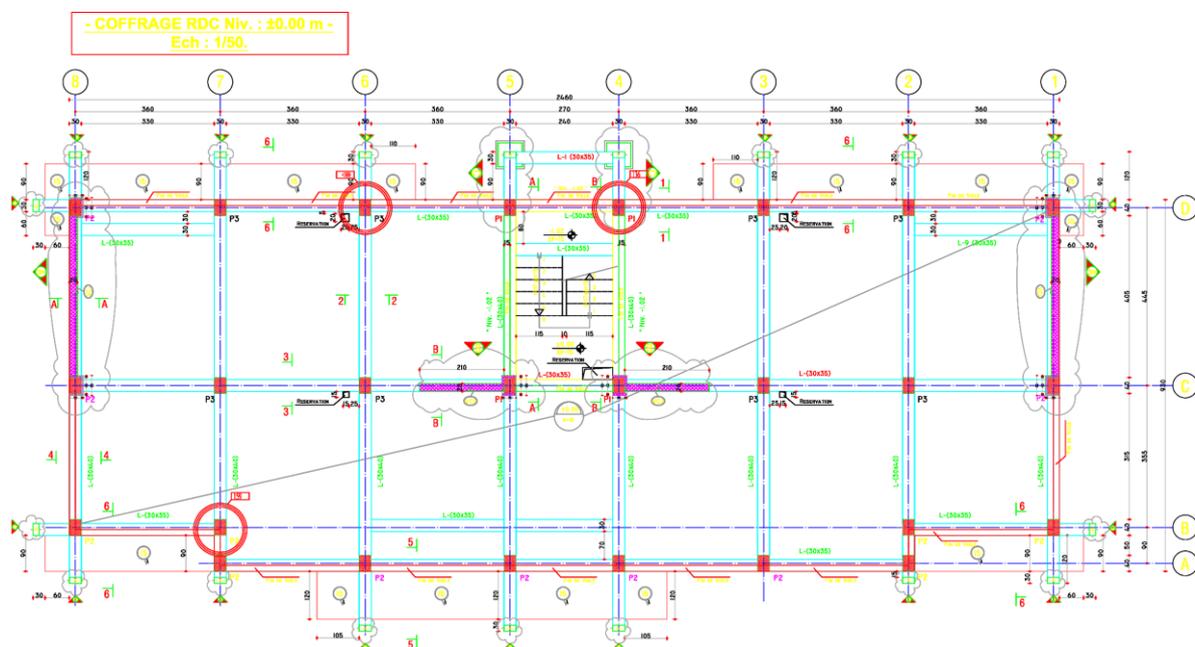


Figure 3.1 : Plan et photos du bâtiment existant

3. Diagnostic

3.1. Résistance du béton

D'après les différents tests effectués nous avons trouvé une résistance médiocre du béton estimée à 8-13 MPA ce qui engendre des fissurations dus à la compression comme nous montre les photos suivantes :



Figure 4.2 Fissurations du béton

Ferraillage des éléments

Nous avons des poteaux de 30x30 avec un ferraillage de 4HA12+4HA14

3.2. Etude sismique

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci nous oblige de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

3.2.1. Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique à pour but de calculer les forces sismiques ; calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

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

3.2.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

1. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
2. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en 1, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous les groupes

Zone IIa :

- Groupe d'usage 3.
- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone IIb et III :

- Groupe d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

3.2.3. Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale

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

3.2.4. Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul

et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Remarque :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation situé à Guelma (**Zone IIb**), il sera classé au **groupe d'usage 2**.

3.2.5. Classification du site

D'après l'article 3.3 (RPA99version2003), les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- **Catégorie S1 (site rocheux).**
- **Catégorie S2 (site ferme).**
- **Catégorie S3 (site meuble).**
- **Catégorie S4 (site très meuble).**

Notre structure se situe dans un site meuble (S3)

3.2.6. Méthode dynamique modale spectrale

Principe :

Le principe de cette méthode consiste à rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

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

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Coefficient de correction

d'amortissement

η_Q : Facteur de qualité.

W : Poids de la structure. T1 , T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

R : Coefficient de comportement $\eta = 72 \text{ } \xi \geq 0.7$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4.2 (RPA99/version

2003) Dans notre cas $\xi = 10\%$

3.3. Résultat dynamique

NOTE DE CALCULS / LISTE DE CAS DE CHARGE :

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

Date: 06/06/19

Caractéristiques de l'analyse de l'exemple:

Type de structure: Coque

Coordonnées du centre géométrique de la structure:

X = 12.150 (m)

Y = 3.400 (m)

Z = 10.200 (m)

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

X = 12.062 (m)

Y = 3.798 (m)

Z = 9.562 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure:

$I_x = 64699060.766 \text{ (kg}\cdot\text{m}^2)$

$I_y = 117652803.366 \text{ (kg}\cdot\text{m}^2)$

$I_z = 80823800.374 \text{ (kg}\cdot\text{m}^2)$

Masse = 1264075.708 (kg)

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

X = 12.044 (m)

Y = 3.796 (m)

Z = 9.561 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

$I_x = 184813105.565 \text{ (kg}\cdot\text{m}^2)$

$I_y = 338104855.551 \text{ (kg}\cdot\text{m}^2)$

$I_z = 232528991.285 \text{ (kg}\cdot\text{m}^2)$

Masse = 3614211.398 (kg)

Description de la structure

Nombre de noeuds: 3810
Nombre de barres: 803
Eléments finis linéiques: 1962
Eléments finis surfaciques: 3365
Eléments finis volumiques: 0
Liaisons rigides: 0
Relâchements: 0
Relâchements unilatéraux : 0
Relâchements non-linéaires: 0
Compatibilités: 0
Compatibilités élastiques: 0
Compatibilités non-linéaires: 0
Appuis: 28
Appuis élastiques: 0
Appuis unilatéraux: 0
Appuis non-linéaires: 0
Rotules non-linéaires: 0
Cas: 20
Combinaisons: 14

Resumé de l'analyse

Méthode de solution - Multiprocesseur

Nbre de degrés de liberté stat.: 22692

Largeur de la bande

avant/après optimisation: 0 0

Durée des calculs [s]

Durée max agrégation + décomp.: 4

Durée max itér. sur sous-espace: 0

Durée max solution prb. nonlin.: 0

Durée totale: 13

Espace disque et mémoire utilisés [o]

Espace totale du disque utilisé: 66257760

Espace pour fichier TMP solveur: 0

Espace pour itérat. s/sous-esp.: 4720144

Mémoire: 18660520

Elém. diagon. de la matrice de rigidité

Min/Max après décomposition: 9.787992e-11 4.152502e+11

Précision: -6

Liste de cas de charges/types de calculs

Cas 1 : PP

Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 1.90731e+15 (kG*m)

Précision : 2.31572e-01

Cas 2 : G

Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 4.30853e+02 (kG*m)

Précision : 1.34097e-06

Cas 3 : Q

Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 1.39441e+02 (kG*m)

Précision : 2.59499e-06

Cas 4 : Modale

Type d'analyse: Modale

Excentricité de masse ex = 5.000 (%) ey = 5.000 (%)

Données:

Mode d'analyse : Modal

Méthode : Itération sur le sous-espace

Type de matrices de masses : Concentrée sans rotations

Nombre de modes : 10

Nombre d'itérations : 40

Tolérance : 1.00000e-04

Amortissement : 0.070

Limites: 0.000

Coefficient des masses participantes : 0.000

Cas 5 : Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_X

Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 1.000

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 13 : G+Q+1.2EX
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 14 : G+Q-1.2EX
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 15 : G+Q+1.2EY
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 16 : G+Q-1.2EY
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 17 : 0.8G+EX
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 18 : 0.8G-EX
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 19 : 0.8G+EY
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 20 : 0.8G-EY
Type d'analyse: Combinaison linéaire
Coefficient de comportement R :

3.3.1. Valeurs du coefficient de comportement R

RPA (99 ver 03) Tableau 4.3 : Portiques auto stables sans remplissages en maçonnerie rigide

=> R= 5

3.3.2. Coefficient d'accélération de zone A :

Le coefficient d'accélération A est choisi suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

3.3.3. Coefficient d'accélération de zone A.

RPA (99 version 2003) Tableau 4.1. : Dans notre cas A=0.15

3.3.4. Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q=1+\sum Pq$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non. Donc **Q=1.25**

RPA (99 version 2003) Tableau 4.4.: valeurs des pénalités Pq

3. Régularité en plan
4. Contrôle de la qualité des matériaux
5. Contrôle de la qualité de l'exécution

3.3.5. Coefficient de Correction d'amortissement :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0.7$$

3.3.6. Estimation empirique de la période fondamentale :

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = C_T h_N^{\left(\frac{3}{4}\right)}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au Dernier niveau (N).

C_T : coefficient fonction du system de contreventement

$$h_N = 21.42$$

$$C_T = 0.075$$

$$T = 0.075 (21.42)^{3/4} \Rightarrow T = 0,74s$$

$$R=5$$

$$C_T = 0.075$$

$$T_2 = 0.5s \text{ Pour S3}$$

Comme $T_2 < T < 3s$ Alors :

$$D = \left\{ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \right\} \Leftrightarrow T_2 \leq T \leq 3s$$

$$\text{Donc : } D = 1.347$$

3.3.7. Nombre de modes à considérer :

D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) :

Pour les structures représentées, par des modèles plans dans deux directions

orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux

directions de l'excitation doit être tel que :

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

Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chacune des directions considérées.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
4/ 1	1,16	0,86	68,67	0,01	0,00	68,67	0,01	0,00	3846379,85	3846379,85	3846379,85
4/ 2	1,63	0,61	68,70	62,27	0,00	0,04	62,26	0,00	3846379,85	3846379,85	3846379,85
4/ 3	2,30	0,43	68,82	63,98	0,00	0,11	1,70	0,00	3846379,85	3846379,85	3846379,85
4/ 4	3,92	0,25	79,90	63,98	0,00	11,09	0,00	0,00	3846379,85	3846379,85	3846379,85
4/ 5	4,29	0,23	79,92	64,01	0,11	0,02	0,04	0,11	3846379,85	3846379,85	3846379,85
4/ 6	4,87	0,21	79,92	64,08	0,12	0,00	0,07	0,01	3846379,85	3846379,85	3846379,85
4/ 7	5,16	0,19	79,92	69,25	0,13	0,00	5,17	0,01	3846379,85	3846379,85	3846379,85
4/ 8	5,44	0,18	82,38	69,28	0,13	2,45	0,02	0,00	3846379,85	3846379,85	3846379,85
4/ 9	6,13	0,16	82,38	73,37	0,15	0,00	4,10	0,02	3846379,85	3846379,85	3846379,85
4/ 10	6,93	0,14	82,38	73,37	0,16	0,00	0,00	0,00	3846379,85	3846379,85	3846379,85
4/ 11	7,14	0,14	82,38	82,18	0,16	0,00	8,81	0,00	3846379,85	3846379,85	3846379,85
4/ 12	7,81	0,13	82,38	82,32	0,16	0,00	0,14	0,00	3846379,85	3846379,85	3846379,85
4/ 13	8,19	0,12	82,38	82,33	5,05	0,00	0,01	4,89	3846379,85	3846379,85	3846379,85
4/ 14	8,47	0,12	82,38	82,33	11,33	0,00	0,00	6,29	3846379,85	3846379,85	3846379,85
4/ 15	8,59	0,12	82,97	82,36	11,50	0,58	0,03	0,17	3846379,85	3846379,85	3846379,85
4/ 16	8,61	0,12	84,21	82,40	11,51	1,24	0,04	0,00	3846379,85	3846379,85	3846379,85
4/ 17	8,64	0,12	84,21	82,41	11,60	0,00	0,00	0,09	3846379,85	3846379,85	3846379,85
4/ 18	8,74	0,11	85,26	82,42	11,60	1,05	0,02	0,00	3846379,85	3846379,85	3846379,85
4/ 19	8,81	0,11	87,02	82,62	11,60	1,75	0,20	0,00	3846379,85	3846379,85	3846379,85
4/ 20	8,97	0,11	87,02	82,62	45,38	0,00	0,00	33,78	3846379,85	3846379,85	3846379,85

Figure 3.3 Valeur des modes

3.3.8. Déplacements

Noeud/Cas	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
2/ 7 (C)	-0,0	-0,0	-0,1	-0,000	0,000	0,000
2/ 8 (C)	-0,0	-0,0	-0,1	-0,000	0,000	0,000
2/ 9 (C)	3,5	0,7	0,1	0,001	0,006	0,001
2/ 10 (C)	-3,5	-0,7	-0,2	-0,001	-0,005	-0,001
2/ 11 (C)	1,0	3,7	0,0	0,006	0,002	0,002
2/ 12 (C)	-1,0	-3,8	-0,2	-0,006	-0,001	-0,002
2/ 13 (C)	4,2	0,8	0,1	0,001	0,007	0,001
2/ 14 (C)	-4,2	-0,9	-0,3	-0,001	-0,007	-0,001
2/ 15 (C)	-1,2	-4,5	-0,2	-0,007	-0,002	-0,003
2/ 16 (C)	-1,2	-4,5	-0,2	-0,007	-0,002	-0,003
2/ 17 (C)	3,5	0,7	0,1	0,001	0,006	0,001
2/ 18 (C)	-3,5	-0,7	-0,2	-0,001	-0,006	-0,001
2/ 19 (C)	1,0	3,7	0,1	0,006	0,002	0,002
2/ 20 (C)	-1,0	-3,8	-0,2	-0,006	-0,001	-0,002

Figure 3.4 Valeurs des déplacements

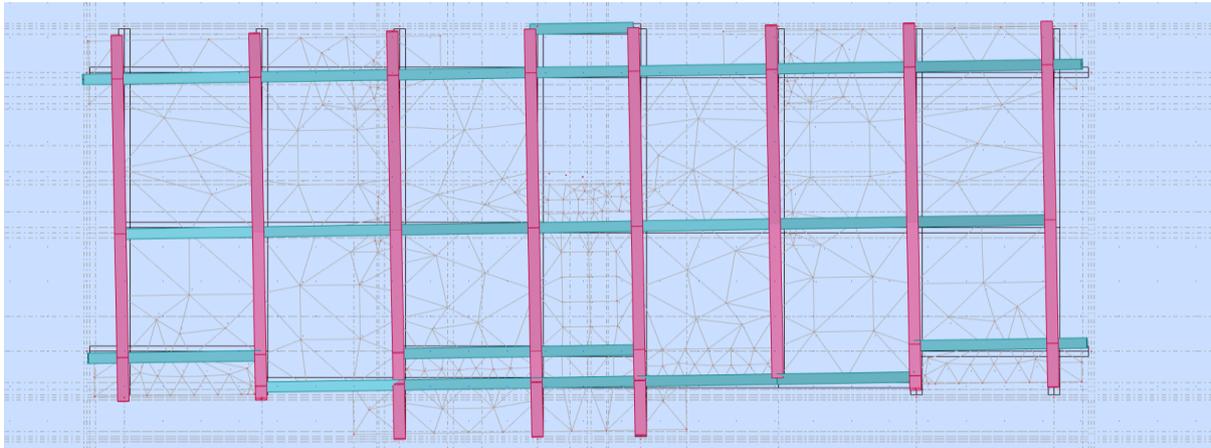


Figure 3.5 Déplacement horizontal

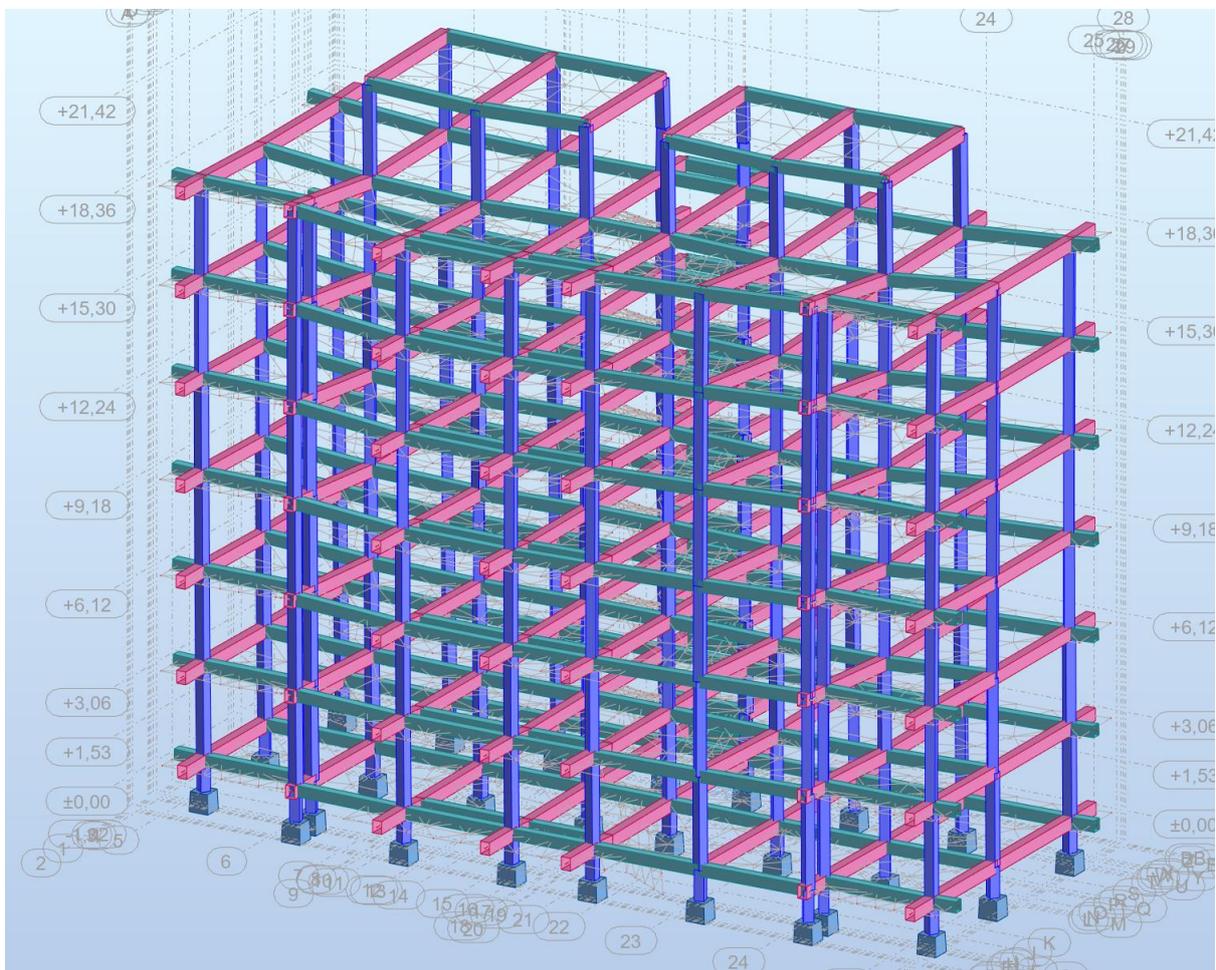


Figure 3.6 Déplacements du bâtiment

La période de la structure est de $0.74s > 0.7s$ Non Vérifiée.

3.4. Calcul avec une valeur théorique du béton $f_{c28}=25$ MPA

3.4.1. Nombre de modes à considérer

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
4/ 1	1,16	0,86	68,67	0,01	0,00	68,67	0,01	0,00	3846379,85	3846379,85	3846379,85
4/ 2	1,63	0,61	68,70	62,27	0,00	0,04	62,26	0,00	3846379,85	3846379,85	3846379,85
4/ 3	2,30	0,43	68,82	63,98	0,00	0,11	1,70	0,00	3846379,85	3846379,85	3846379,85
4/ 4	3,92	0,25	79,90	63,98	0,00	11,09	0,00	0,00	3846379,85	3846379,85	3846379,85
4/ 5	4,29	0,23	79,92	64,01	0,11	0,02	0,04	0,11	3846379,85	3846379,85	3846379,85
4/ 6	4,87	0,21	79,92	64,08	0,12	0,00	0,07	0,01	3846379,85	3846379,85	3846379,85
4/ 7	5,16	0,19	79,92	69,25	0,13	0,00	5,17	0,01	3846379,85	3846379,85	3846379,85
4/ 8	5,44	0,18	82,38	69,28	0,13	2,45	0,02	0,00	3846379,85	3846379,85	3846379,85
4/ 9	6,13	0,16	82,38	73,37	0,15	0,00	4,10	0,02	3846379,85	3846379,85	3846379,85
4/ 10	6,93	0,14	82,38	73,37	0,16	0,00	0,00	0,00	3846379,85	3846379,85	3846379,85
4/ 11	7,14	0,14	82,38	82,18	0,16	0,00	8,81	0,00	3846379,85	3846379,85	3846379,85
4/ 12	7,81	0,13	82,38	82,32	0,16	0,00	0,14	0,00	3846379,85	3846379,85	3846379,85
4/ 13	8,19	0,12	82,38	82,33	5,05	0,00	0,01	4,89	3846379,85	3846379,85	3846379,85
4/ 14	8,47	0,12	82,38	82,33	11,33	0,00	0,00	6,29	3846379,85	3846379,85	3846379,85
4/ 15	8,59	0,12	82,97	82,36	11,50	0,58	0,03	0,17	3846379,85	3846379,85	3846379,85
4/ 16	8,61	0,12	84,21	82,40	11,51	1,24	0,04	0,00	3846379,85	3846379,85	3846379,85
4/ 17	8,64	0,12	84,21	82,41	11,60	0,00	0,00	0,09	3846379,85	3846379,85	3846379,85
4/ 18	8,74	0,11	85,26	82,42	11,60	1,05	0,02	0,00	3846379,85	3846379,85	3846379,85
4/ 19	8,81	0,11	87,02	82,62	11,60	1,75	0,20	0,00	3846379,85	3846379,85	3846379,85
4/ 20	8,97	0,11	87,02	82,62	45,38	0,00	0,00	33,78	3846379,85	3846379,85	3846379,85

Figure 3.7 Valeurs des modes

3.4.2. Déplacements

Noeud/Cas	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
2/ 7 (C)	-0,0	-0,0	-0,1	-0,000	0,000	0,000
2/ 8 (C)	-0,0	-0,0	-0,1	-0,000	0,000	0,000
2/ 9 (C)	3,5	0,7	0,1	0,001	0,006	0,001
2/ 10 (C)	-3,5	-0,7	-0,2	-0,001	-0,005	-0,001
2/ 11 (C)	1,0	3,7	0,0	0,006	0,002	0,002
2/ 12 (C)	-1,0	-3,8	-0,2	-0,006	-0,001	-0,002
2/ 13 (C)	4,2	0,8	0,1	0,001	0,007	0,001
2/ 14 (C)	-4,2	-0,9	-0,3	-0,001	-0,007	-0,001
2/ 15 (C)	-1,2	-4,5	-0,2	-0,007	-0,002	-0,003
2/ 16 (C)	-1,2	-4,5	-0,2	-0,007	-0,002	-0,003
2/ 17 (C)	3,5	0,7	0,1	0,001	0,006	0,001
2/ 18 (C)	-3,5	-0,7	-0,2	-0,001	-0,006	-0,001
2/ 19 (C)	1,0	3,7	0,1	0,006	0,002	0,002
2/ 20 (C)	-1,0	-3,8	-0,2	-0,006	-0,001	-0,002

Figure 3.8 Valeurs des déplacements

4. Conclusion

Lors des 2 dernières études dynamiques on a trouvé les mêmes résultats donc l'ajout de voiles de contreventement sont nécessaires.

Chapitre IV : mise en conformité du bâtiment

1.Introduction

L'action du tremblement de terre sur les constructions, même si elle est dite accidentelle, est maintenant une action réglementaire dont il faut tenir compte dans la conception et le calcul des éléments structuraux pour l'obtention d'une structure parasismique.

Les éléments, pour concevoir et construire parasismique, existent tant :

- L'activité sismique d'une région, d'un pays et même du monde
- Les techniques de conception parasismique
- Les techniques et les moyens de calcul
- La réglementation de construction parasismique
- La technologie des matériaux et même les techniques avancées
- L'art inné et l'expérience ancestrale de l'homme à bâtir

2. Réparation des éléments structuraux

Le choix d'une ou des méthodes de réparation et de renforcement est défini en relation étroite avec la nature et le degré d'importance des désordres constatés lors d'un diagnostic. Ce choix est tributaire de matériaux de construction utilisés, des techniques choisies, et de critères économiques.

On peut être amené donc à procéder :

- A des remises en état d'éléments structurels présentant des défauts que l'on cherche à atténuer, pour obtenir un aspect satisfaisant tels que : l'obturation de fissures qui sont dues le plus souvent au retrait et aux variations environnementales.
- Au renforcement ou à la réparation d'éléments insuffisamment résistants, les réparations sont souvent réalisées dans les zones où les sections sont trop sollicitées et défailtantes, par contre le renforcement des éléments consiste à améliorer leurs caractéristiques mécaniques de manière à ce qu'elles offrent une meilleure solidité aussi bien en état de service qu'en état de résistance ultime.

NB : Nous avons rencontré un problème de stabilité lors de l'étude dynamique dans le chapitre 3, comme le problème l'indiquait notre structure est un instable cause de la faible résistance du béton, la section réduite des poteaux et l'absence des voiles de contreventement.

Donc on commence la réparation du bâtiment élément par élément :

2.1. Chemisage

Le procédé classique dont l'efficacité a été largement vérifié par l'expérience, consiste à chemiser l'élément en augmentant sa section par mise en œuvre d'une épaisseur de béton sur tout le périmètre de l'élément primitif. L'utilisation d'un micro-béton, auto compactable, pour remplir les interstices sans mode de vibration, peut s'avérer essentielle.

La préparation du support est très importante, il est donc nécessaire de faire des décaissés dans le béton pour améliorer la transmission des efforts, de traiter les surfaces avec une peinture primaire de résine époxy.

S'il s'agit d'un renforcement avec armatures, il faudra mettre cette armature en place et réaliser le bétonnage par coulage ou pompage.

Lorsqu'il n'est pas possible de faire un chemisage complet des éléments pour le cas des façades, il faut recourir à d'autres procédés : renforcement par plaques métalliques ou bien l'épaississement de l'élément en béton sur deux faces opposées

Les éléments de renfort doivent être ancrés dans le béton primitif : soit par boulonnage pour le cas des platines métalliques, soit par ancrage pour le cas de béton additif.

- Lors des essais on a trouvé une résistance médiocre du béton qui est d'environ 8-13 Mpa qui est causée par une des raisons suivantes :

- Mauvaise mise en œuvre : Une cause importante des désordres est la mise en œuvre due soit à la qualité des matériaux ou le non-respect des plans et règles de l'art.

- insuffisances diverses : insuffisance de contrôle de la qualité des matériaux et suivi des travaux pendant la phase de réalisation.

- Manque des études de reconnaissance géotechnique du sol qui permettent d'éviter les grands mouvements de sol induits par le séisme.

Alors que dans le chapitre spécifications concernant les matériaux -partie béton – du RPA il est écrit que le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 22 Mpa et au plus égale à 45 Mpa

2.1.1. Renforcement des poteaux

La section des poteaux s'est avérée insuffisante pour un tel bâtiment donc nous augmentons la section de $30 \times 30 \text{ cm}^2$ à $30 \times 40 \text{ cm}^2$ en remplaçant les poteaux les plus sollicités de la structure :

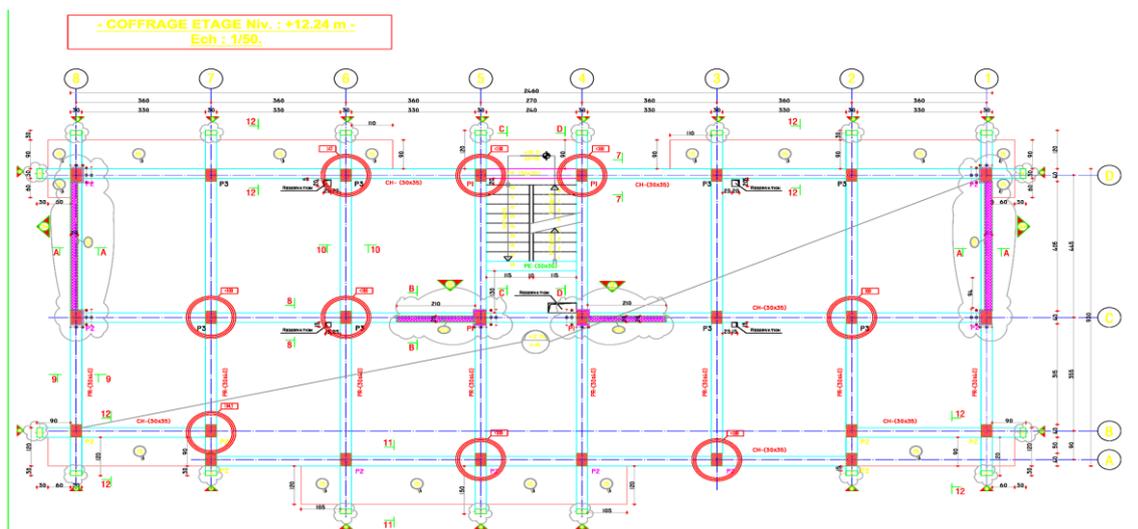


Figure 4.1 Détails du renforcement au niveau des poteaux

2.1 .2. Renforcement d'une structure en béton armé par voiles de contreventement

Il s'agit d'une structure en béton armé R+5 (figures : 11 et 12), Planchers en corps creux de 20 cm d'épaisseur. Les dimensions sont (30x40) cm pour les poutres, (30x35) pour les chaînages, (30x40) pour les poteaux et 20 cm d'épaisseur pour les voiles de contreventement. La hauteur d'étage est de 3,06 m. L'ouvrage est implanté dans une zone sismique de classe II (RPA 99, version 2003), avec un sol de type meuble. On utilise l'analyse Dynamique de logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020 :

Notre structure est contreventée par 4 voiles comme le présente la figure suivante :

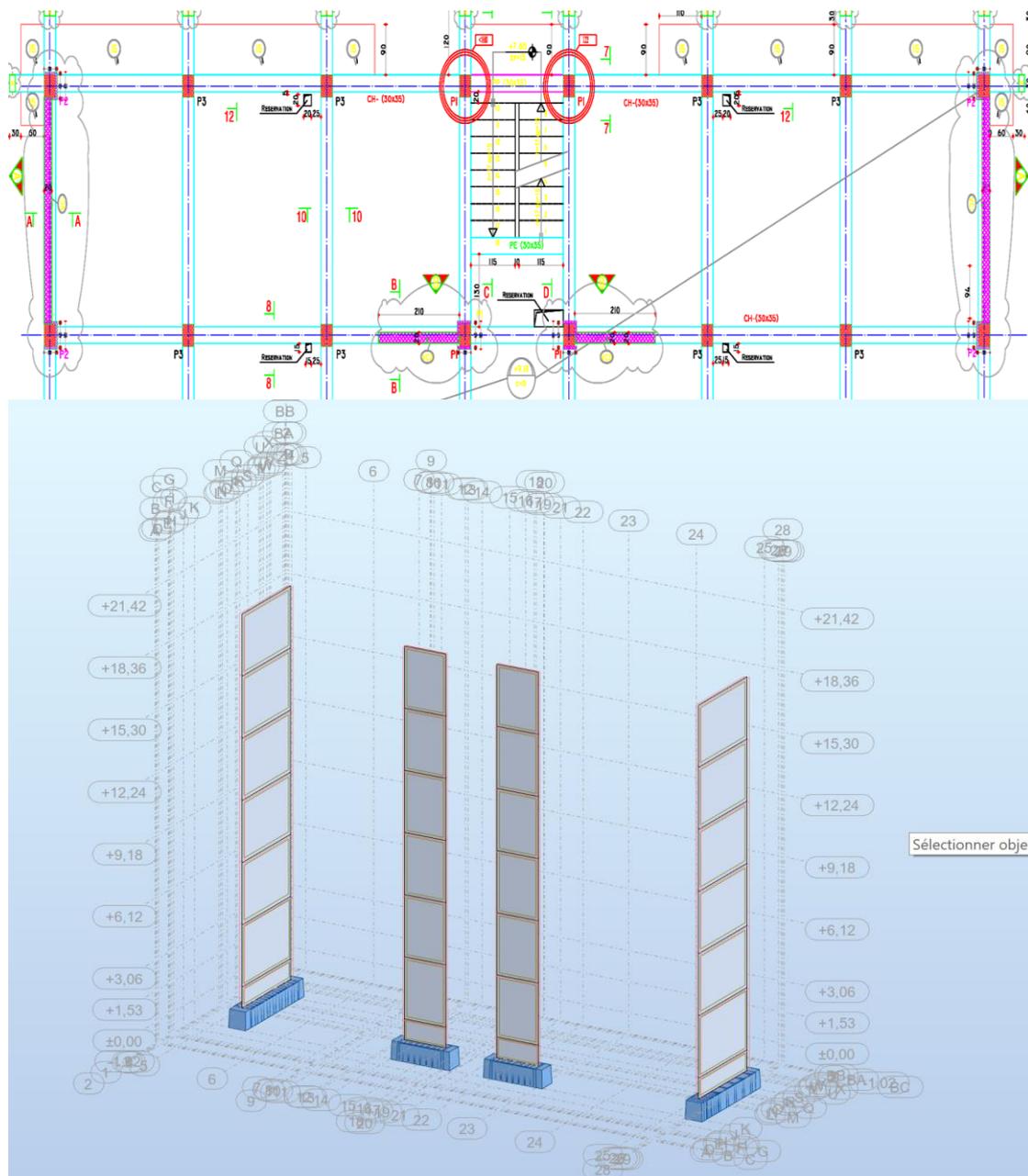


Figure 4.2 Système du contreventement du bâtiment

3. Méthode dynamique modale spectrale

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Coefficient de correction

d'amortisse Q : Facteur de qualité.

W : Poids de la structure. T1 , T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

R : Coefficient de comportement $\eta = 72\epsilon \geq 0.7$

ϵ : Pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4.2 (RPA99/version

2003) Dans notre cas $\epsilon = 10\%$

3.1. Résultat dynamique :

Type de structure : Coque

Coordonnées du centre géométrique de la structure:

X = 12.150 (m)

Y = 3.400 (m)

Z = 10.200 (m)

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

X = 12.076 (m)

Y = 3.902 (m)

Z = 9.489 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure:

$I_x = 67060503.256 \text{ (kg}\cdot\text{m}^2)$

$I_y = 130295947.036 \text{ (kg}\cdot\text{m}^2)$

$I_z = 89742212.094 \text{ (kg}\cdot\text{m}^2)$

Masse = 1353757.107 (kg)

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

X = 12.055 (m)

Y = 3.870 (m)

Z = 9.508 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

$I_x = 189629589.614 \text{ (kg}\cdot\text{m}^2)$

$I_y = 363477423.362 \text{ (kg}\cdot\text{m}^2)$

$I_z = 250768894.779 \text{ (kg}\cdot\text{m}^2)$

Masse = 3793574.196 (kg)

Description de la structure

Nombre de noeuds: 4626

Nombre de barres: 689

Éléments finis linéiques: 2029

Chapitre 4 : mise en conformité du bâtiment

Eléments finis surfaciques:	7030
Eléments finis volumiques:	0
Liaisons rigides:	0
Relâchements:	0
Relâchements unilatéraux :	0
Relâchements non-linéaires:	0
Compatibilités:	0
Compatibilités élastiques:	0
Compatibilités non-linéaires:	0
Appuis:	63
Appuis élastiques:	0
Appuis unilatéraux:	0
Appuis non-linéaires:	0
Rotules non-linéaires:	0
Cas:	20
Combinaisons:	14

Resumé de l'analyse

Méthode de solution - Multiprocesseur		
Nbre de degrés de liberté stat.:	26580	
Largeur de la bande		
avant/après optimisation:	0	0
Durée des calculs [s]		
Durée max agrégation + décomp.:	1	
Durée max itér. sur sous-espace:	4	
Durée max solution prb. nonlin.:	0	
Durée totale:	23	
Espace disque et mémoire utilisés [o]		
Espace totale du disque utilisé:	163141448	
Espace pour fichier TMP solveur:	0	
Espace pour itérat. s/sous-esp.:	6592088	
Mémoire:	21821980	
Elém. diagon. de la matrice de rigidité		
Min/Max après décomposition:	6.969520e+06	4.194837e+11
Précision:	10	

Liste de cas de charges/types de calculs

Cas 1 : **PP**
Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 5.15926e+02 (kG*m)
Précision : 4.85013e-07

Cas 2 : **G**
Type d'analyse: Statique linéaire

Chapitre 4 : mise en conformité du bâtiment

Energie potentielle : 3.00106e+02 (kG*m)
Précision : 6.69671e-07

Cas 3 : **Q**
Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 9.97605e+01 (kG*m)
Précision : 3.75753e-07

Cas 4 : **Modale**
Type d'analyse: Modale

Excentricité de masse **ex = 5.000 (%)** **ey = 5.000 (%)**

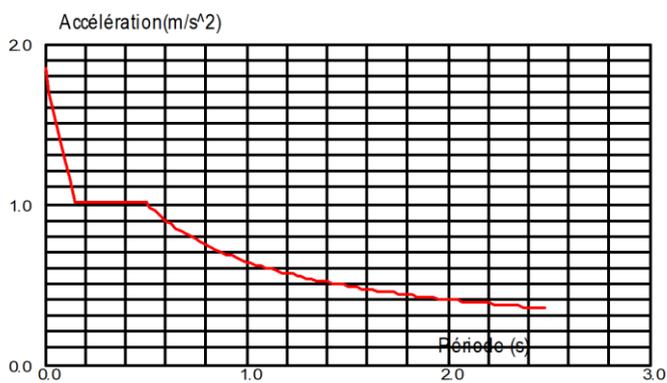
Données:

Mode d'analyse : Modal
Méthode : Itération sur le sous-espace
Type de matrices de masses : Concentrée sans rotations
Nombre de modes : 15
Nombre d'itérations : 40
Tolérance : 1.00000e-04
Amortissement : 0.070
Limites : 0.000
Coefficient des masses participantes : 0.000

Cas 5 : **Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_X**
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 1.000
Y = 0.000
Z = 0.000



Données:

Zone : IIa
Usage : 2
Assise : S3
Coefficient de qualité : 1.250
Coefficient de comportement : 5.000
Amortissement : X = 7.00 %

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\xi)]^{0.5} = 0.882$

A = 0.150

T₁ = 0.150

T₂ = 0.500

Cas 6 : **Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_Y**

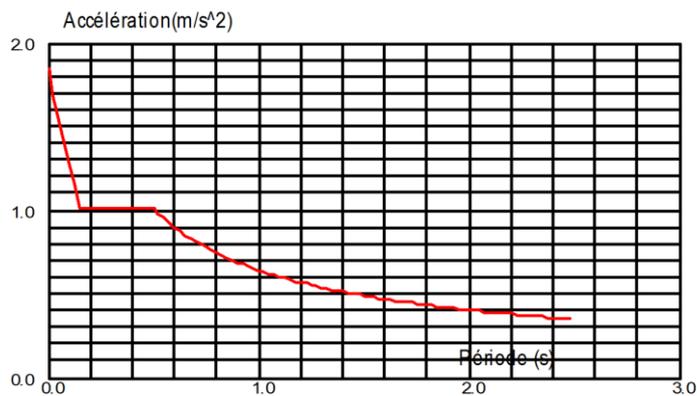
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 0.000

Y = 1.000

Z = 0.000



Données:

Zone : IIa

Usage : 2

Assise : S3

Coefficient de qualité : 1.250

Coefficient de comportement : 5.000

Amortissement : X = 7.00 %

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\xi)]^{0.5} = 0.882$

A = 0.150

T₁ = 0.150

T₂ = 0.500

Cas 7 : **1.35G+1.5Q**

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 8 : **G+Q**

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 9 : **G+Q+EX**

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 10 : **G+Q-EX**

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 11 : **G+Q+EY**

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 12 : G+Q-EY
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 13 : G+Q+1.2EX
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 14 : G+Q-1.2EX
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 15 : G+Q+1.2EY
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 16 : G+Q-1.2EY
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 17 : 0.8G+EX
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 18 : 0.8G-EX
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 19 : 0.8G+EY
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 20 : 0.8G-EY
Type d'analyse: Combinaison linéaire

3.1.1. Coefficient de comportement R

RPA (99 versions 2003) Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de

comportement R Portiques contreventés par des voiles =>R= 5

3.1.2. Coefficient d'accélération de zone A

Le coefficient d'accélération A est choisi suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

RPA (99 ver 03) Tableau 4.1. : Coefficient d'accélération de zone A.

Dans notre cas A=0.15

3.1.3. Facteur de qualité Q

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q=1+\sum Pq$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non. Donc **Q=1.25**

RPA (99 version 2003) Tableau 4.4.: valeurs des pénalités Pq

6. Régularité en plan

7. Contrôle de la qualité des matériaux

8. Contrôle de la qualité de l'exécution

3.1.4. Estimation empirique de la période fondamentale :

hN =21.42

CT =0.050

T=0.050 (21.42)^{3/4} => T = 0,49s

R=5

CT =0.050

T2= 0.5s Pour S3

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

Donc : **D=2.5 η = 2.2**

3.1.5. Nombre de modes à considérer :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
4/ 1	0,67	1,49	9,08	28,92	0,00	9,08	28,92	0,00	3448080,78	3448080,78	3448080,78
4/ 2	0,72	1,39	73,88	35,67	0,00	64,80	6,75	0,00	3448080,78	3448080,78	3448080,78
4/ 3	0,80	1,26	74,48	73,46	0,00	0,60	37,79	0,00	3448080,78	3448080,78	3448080,78
4/ 4	2,04	0,49	75,52	77,41	0,00	1,05	3,95	0,00	3448080,78	3448080,78	3448080,78
4/ 5	2,18	0,46	83,70	78,12	0,00	8,17	0,71	0,00	3448080,78	3448080,78	3448080,78
4/ 6	2,42	0,41	83,71	83,47	0,00	0,01	5,35	0,00	3448080,78	3448080,78	3448080,78
4/ 7	3,41	0,29	83,93	84,72	0,00	0,22	1,25	0,00	3448080,78	3448080,78	3448080,78
4/ 8	3,65	0,27	86,48	84,84	0,00	2,55	0,12	0,00	3448080,78	3448080,78	3448080,78
4/ 9	4,02	0,25	86,48	85,83	0,01	0,01	0,99	0,01	3448080,78	3448080,78	3448080,78
4/ 10	4,26	0,23	86,49	85,88	0,10	0,00	0,05	0,10	3448080,78	3448080,78	3448080,78
4/ 11	4,34	0,23	86,49	86,67	0,12	0,00	0,79	0,02	3448080,78	3448080,78	3448080,78
4/ 12	4,37	0,23	86,49	86,67	0,13	0,00	0,00	0,00	3448080,78	3448080,78	3448080,78
4/ 13	4,70	0,21	87,39	86,70	0,13	0,90	0,03	0,00	3448080,78	3448080,78	3448080,78
4/ 14	5,10	0,20	87,45	87,45	0,13	0,06	0,75	0,00	3448080,78	3448080,78	3448080,78
4/ 15	5,17	0,19	87,46	87,46	0,14	0,01	0,01	0,01	3448080,78	3448080,78	3448080,78
4/ 16	5,58	0,18	88,00	87,54	0,14	0,54	0,08	0,00	3448080,78	3448080,78	3448080,78
4/ 17	5,69	0,18	88,28	87,59	0,14	0,28	0,04	0,00	3448080,78	3448080,78	3448080,78
4/ 18	6,12	0,16	88,29	88,17	0,14	0,01	0,59	0,00	3448080,78	3448080,78	3448080,78
4/ 19	6,26	0,16	88,30	88,18	0,16	0,01	0,00	0,02	3448080,78	3448080,78	3448080,78
4/ 20	6,46	0,15	88,31	88,34	0,17	0,01	0,16	0,01	3448080,78	3448080,78	3448080,78

Figure 4.3 Valeurs des modes

3.1.6. Déplacements

Noeud/Cas/Mode	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
2/ 1/	-0,0	0,0	-0,0	0,000	0,000	0,000
2/ 2/	-0,0	-0,0	-0,0	-0,000	0,000	0,000
2/ 3/	-0,0	-0,0	-0,0	0,000	0,000	0,000
2/ 5/ CQC	1,2	0,0	0,1	0,000	0,003	0,000
2/ 6/ CQC	0,1	0,4	0,1	0,001	0,000	0,000
2/ 7 (C)/	-0,0	-0,0	-0,1	0,000	0,000	0,000
2/ 8 (C)/	-0,0	-0,0	-0,1	-0,000	0,000	0,000
2/ 9 (C) (CQC)/	1,2	0,0	0,0	0,000	0,003	0,000
2/ 10 (C) (CQC)/	-1,2	-0,0	-0,1	-0,000	-0,002	-0,000
2/ 11 (C) (CQC)/	0,1	0,4	0,0	0,001	0,000	0,000
2/ 12 (C) (CQC)/	-0,1	-0,4	-0,1	-0,001	-0,000	-0,000
2/ 13 (C) (CQC)/	1,4	0,0	0,0	0,000	0,003	0,000
2/ 14 (C) (CQC)/	-1,4	-0,1	-0,1	-0,000	-0,003	-0,000
2/ 15 (C) (CQC)/	-0,1	-0,5	-0,2	-0,001	-0,000	-0,000
2/ 16 (C) (CQC)/	-0,1	-0,5	-0,2	-0,001	-0,000	-0,000
2/ 17 (C) (CQC)/	1,2	0,0	0,0	0,000	0,003	0,000
2/ 18 (C) (CQC)/	-1,2	-0,0	-0,1	-0,000	-0,002	-0,000
2/ 19 (C) (CQC)/	0,1	0,4	0,0	0,001	0,000	0,000
2/ 20 (C) (CQC)/	-0,1	-0,4	-0,1	-0,001	-0,000	-0,000

Figure 4.4 Valeurs des déplacements

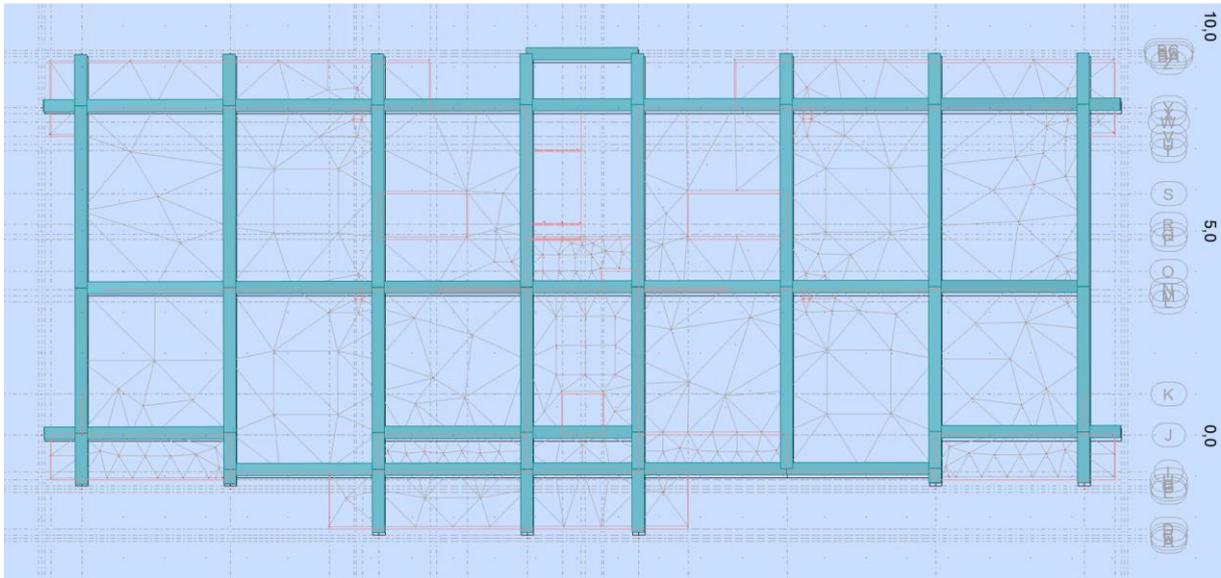


Figure 4.5 Déplacements horizontaux

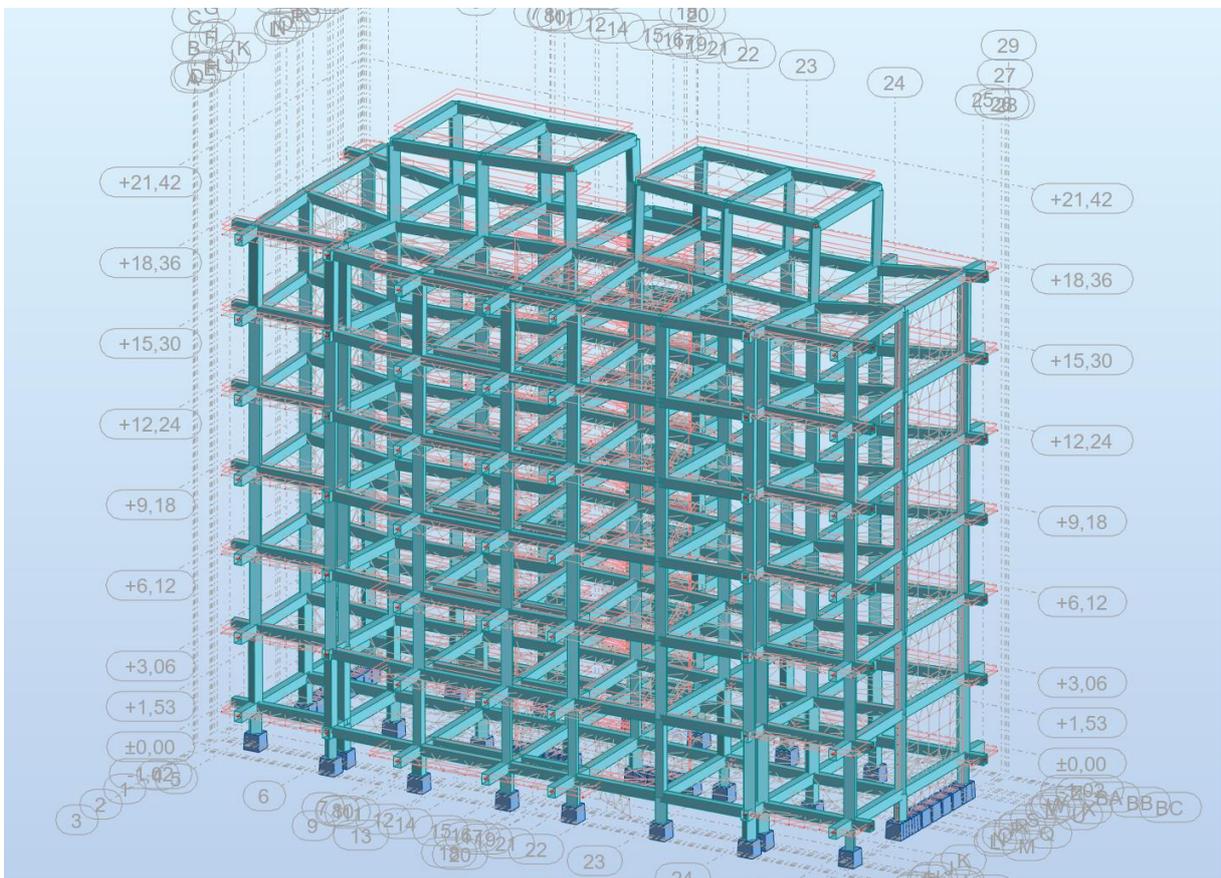


Figure 4.6 Déplacements du bâtiment

3.1.7. Vérification de la période

La période de la structure est de $0.49s < 0.7s$ Condition vérifié.

4.Details de reparation et de renforcement

4.1. Poteaux

Le chemisage des Poteaux de sections rectangulaires résulte à une amelioration de la résistance sismique des colones. La demonstration de l'efficacité du chemisage a été visible par les recherches expérimentales et encore par l'observation de son efficacité sur le terrain Durant le séisme de Northbridge 1994.

Les différents détails sont mentionnés sur les figures qui suivent:

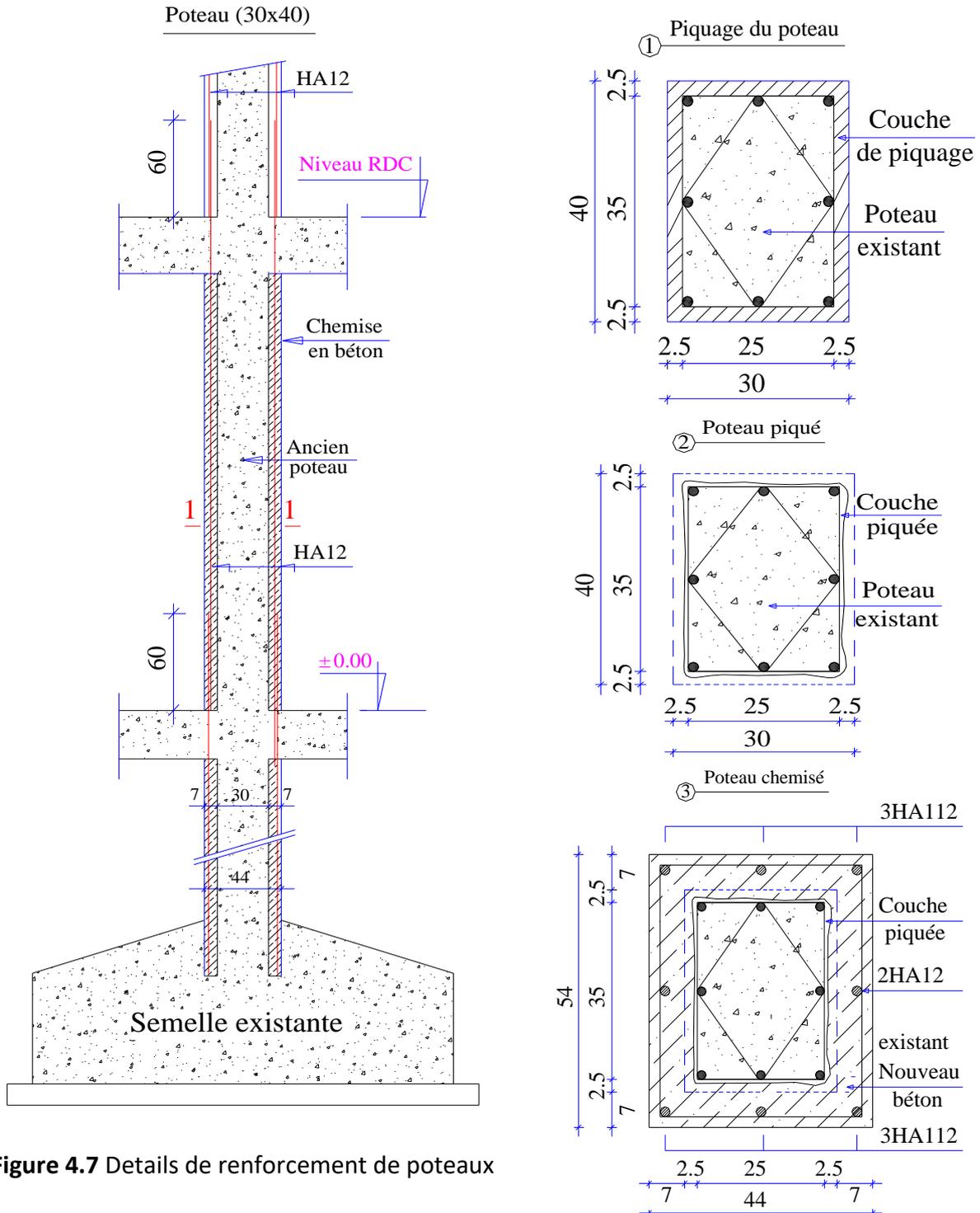


Figure 4.7 Details de renforcement de poteaux

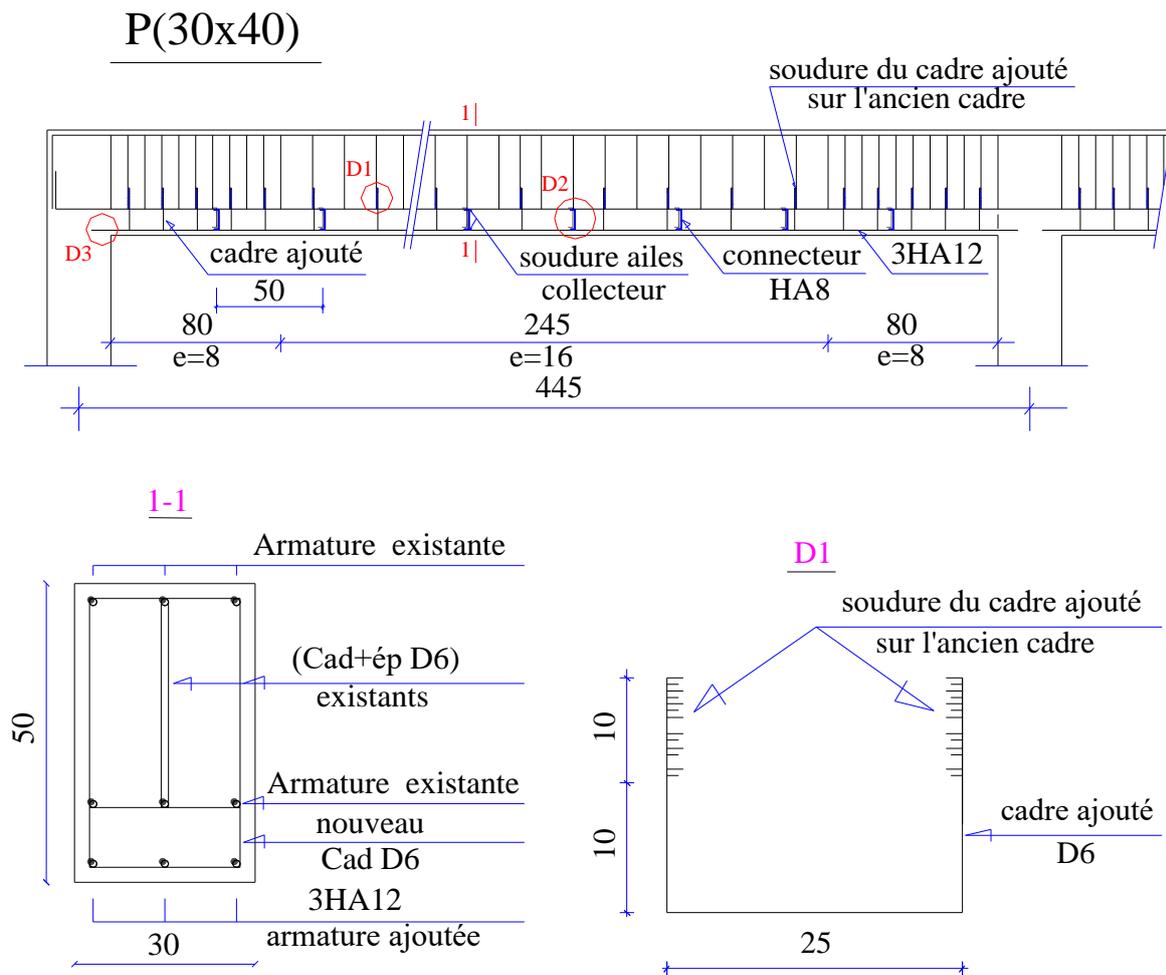
4.2. Poutres

Dans le cas des poutres, la gaine peut être réalisée sur une, trois ou quatre faces.

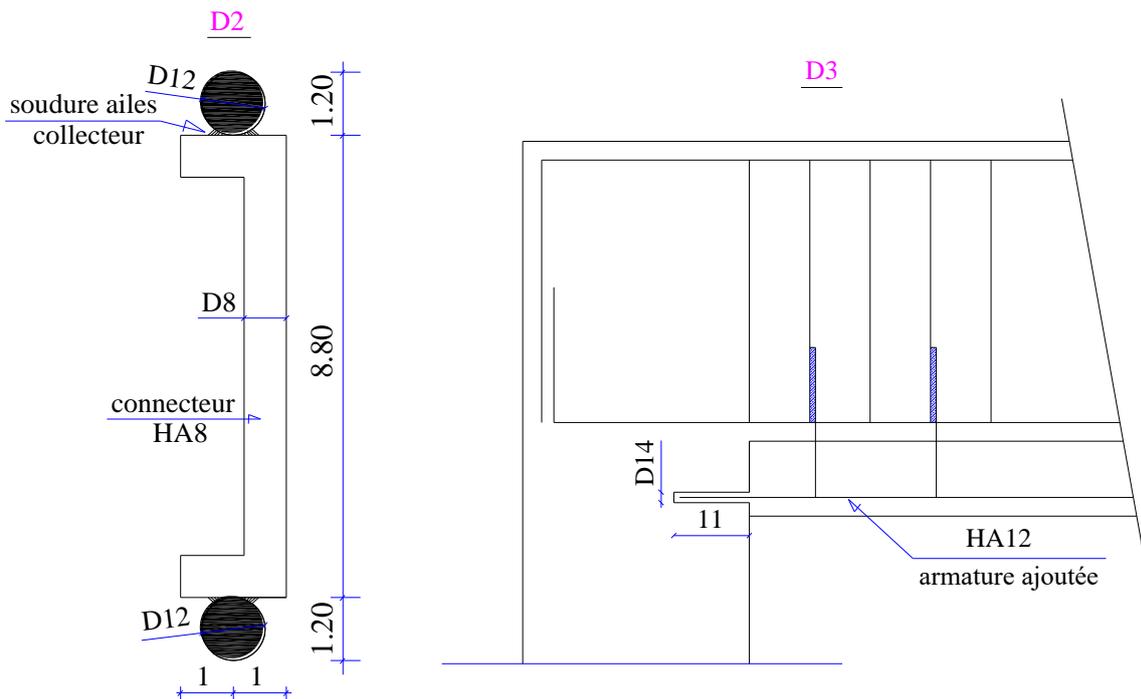
Le béton armé de la gaine doit être conforme aux critères suivantes:

- Les résistances des nouveaux matériaux ne doivent pas être inférieures à celles des anciens matériaux de la poutre.
- L'épaisseur de la gaine ne doit pas être inférieure à 4 cm dans le cas de béton projeté et 8 cm dans le cas de béton coulé.
- Les aciers de la gaine doivent être ancrés dans le poteau.
- Dans les zones nodales dont la longueur est égale à 4 fois la hauteur de la section de la poutre, l'espacement des aciers transversaux ne doit pas dépasser le quart de la hauteur de la section. Dans la zone courante, cet espacement peut être doublé.

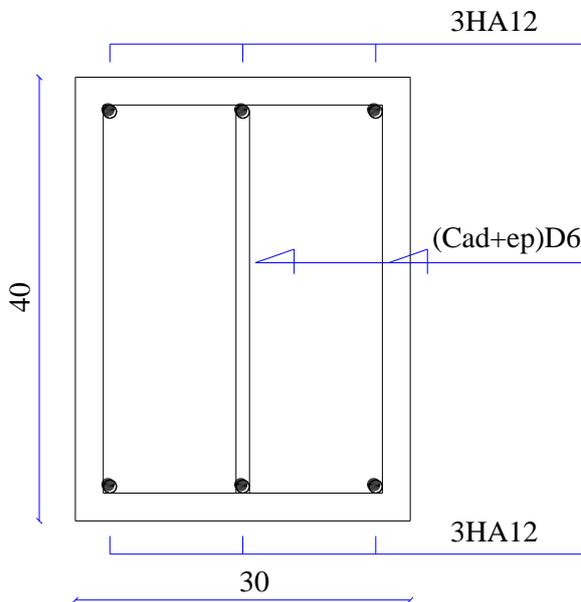
Les différents détails sont mentionnés sur les figures qui suivent :



Figures 4.8 Détails de soudure



① FERRAILLAGE EXISTANT



② RENFORCEMENT DE LA SECTION

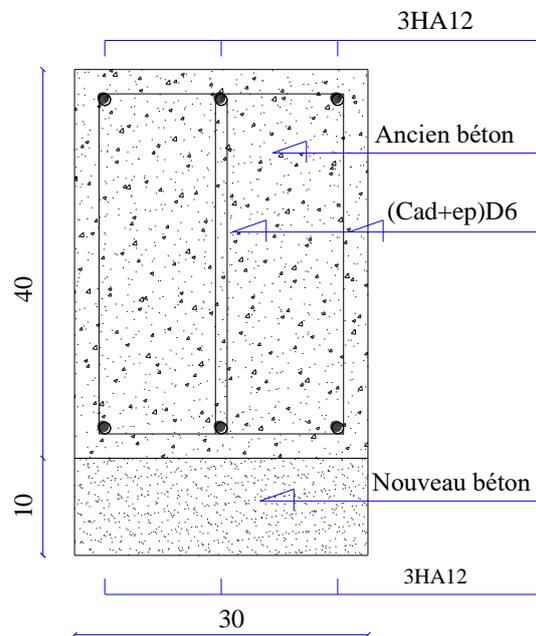
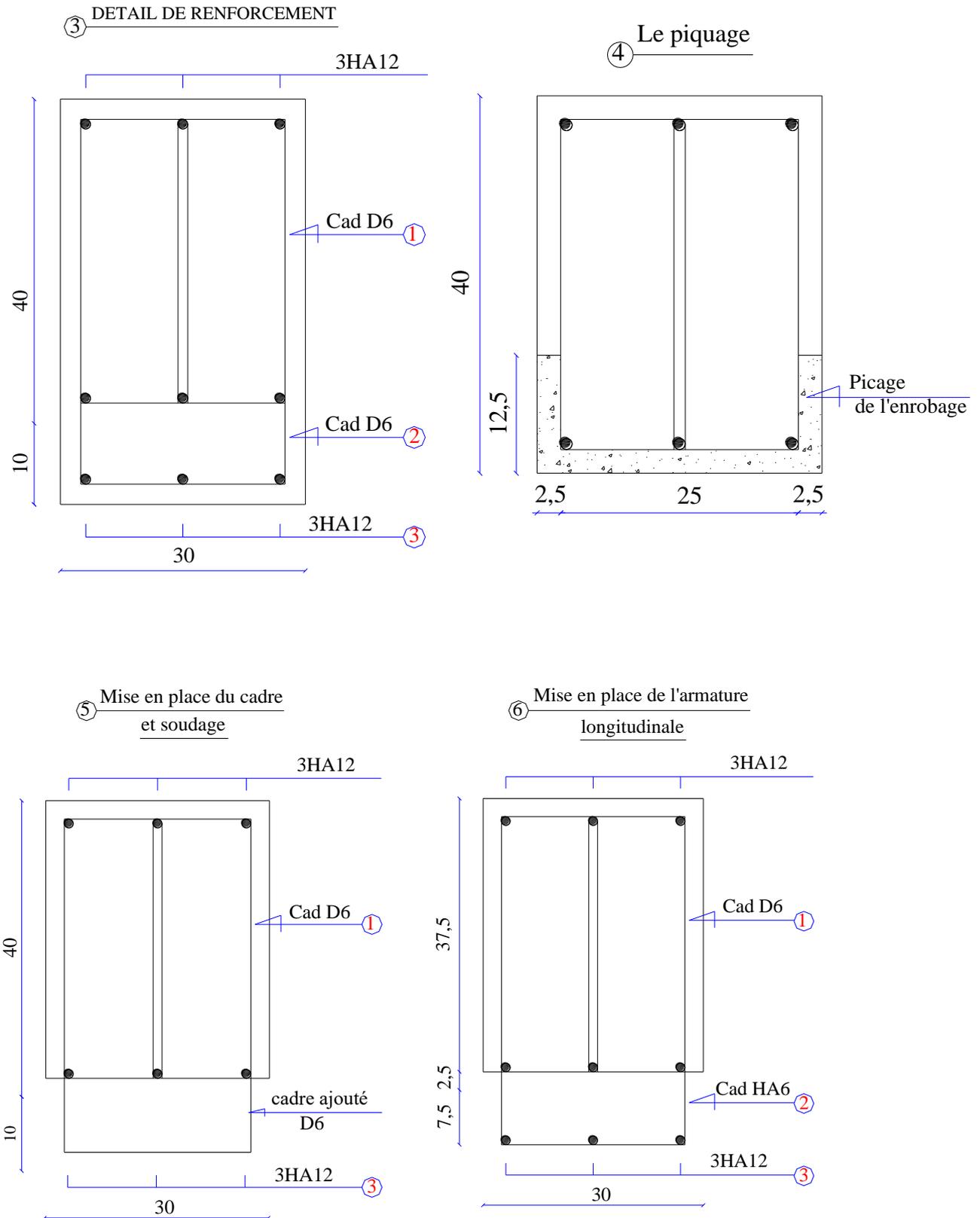


Figure 4.9 détails de renforcement de la section



Figures 4.10 détails de la mise en place

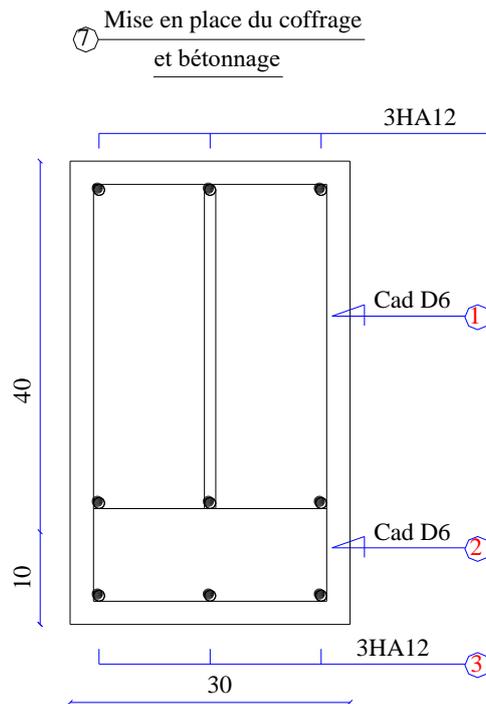


Figure 4.11 Phase finale de la mise en place

4.3. Détails d'ajout des voiles

Afin d'assurer la stabilité globale d'un bâtiment, il est nécessaire que celui-ci soit contreventé selon au moins 3 plans verticaux non colinéaires et un plan horizontal; on distingue donc les contreventements verticaux (destinés à transmettre les efforts horizontaux dans les fondations) des contreventements horizontaux (destinés à s'opposer aux effets de torsion dus à ces efforts).

La solution de contreventement avec voiles en béton armé est actuellement très répandue; très souvent, les voiles en cause, disposés transversalement aux bâtiments de forme rectangulaire allongée, constituent également les éléments de transmission des charges verticales, sans être obligatoirement renforcés par des poteaux. Ils assurent ainsi, dans des conditions économiques, à la fois la transmission des charges de pesanteur et le contreventement dans la direction transversale des bâtiments; cet avantage est évidemment surtout marqué pour les entreprises équipées d'un matériel de coffrage approprié: banches et coffrages-tunnels.

Les détails de notre ajout des voiles est défini dans les figures ci-dessous:

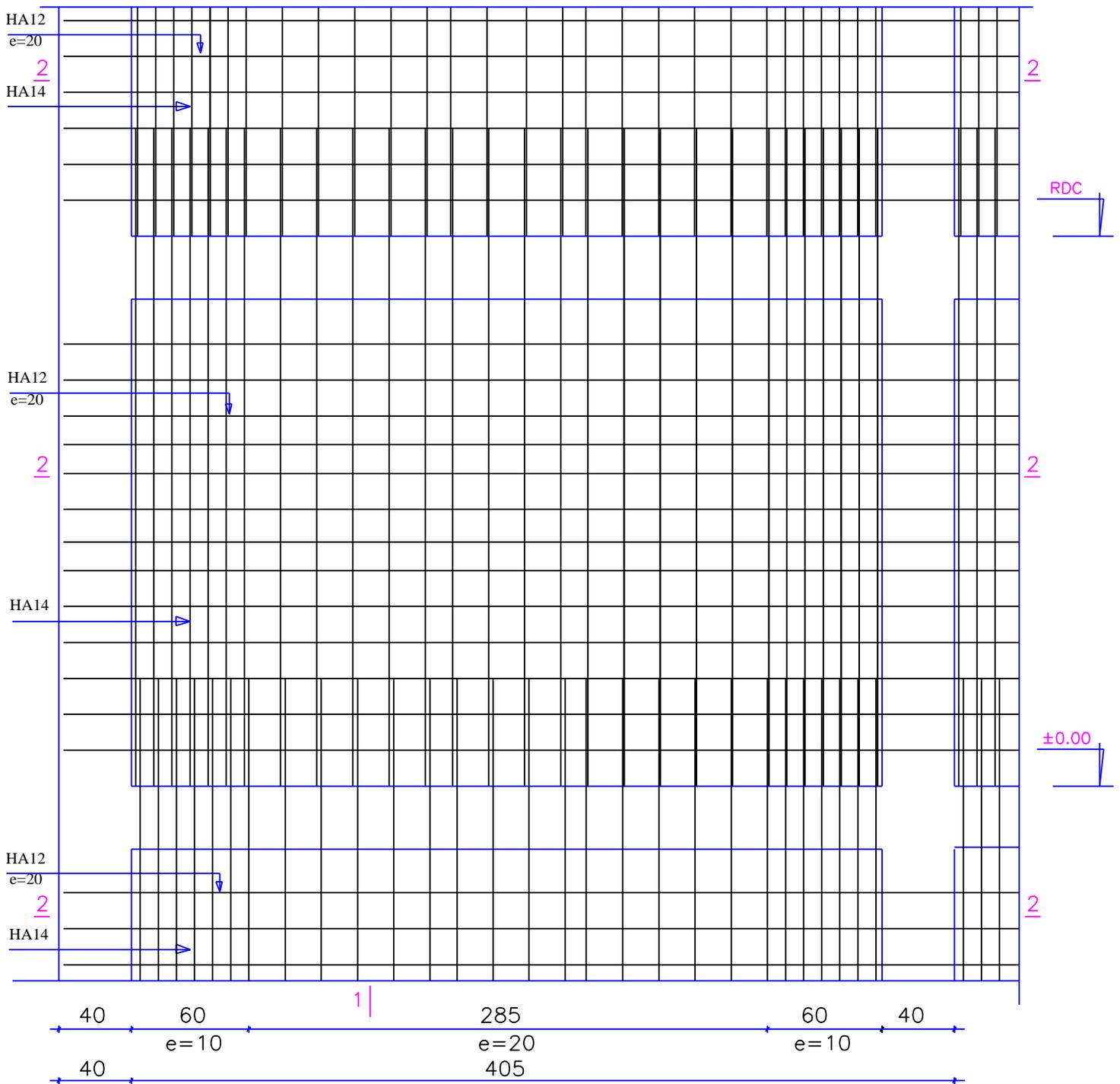


Figure 4.12 Détails d'ajout des voiles selon une coupe longitudinale

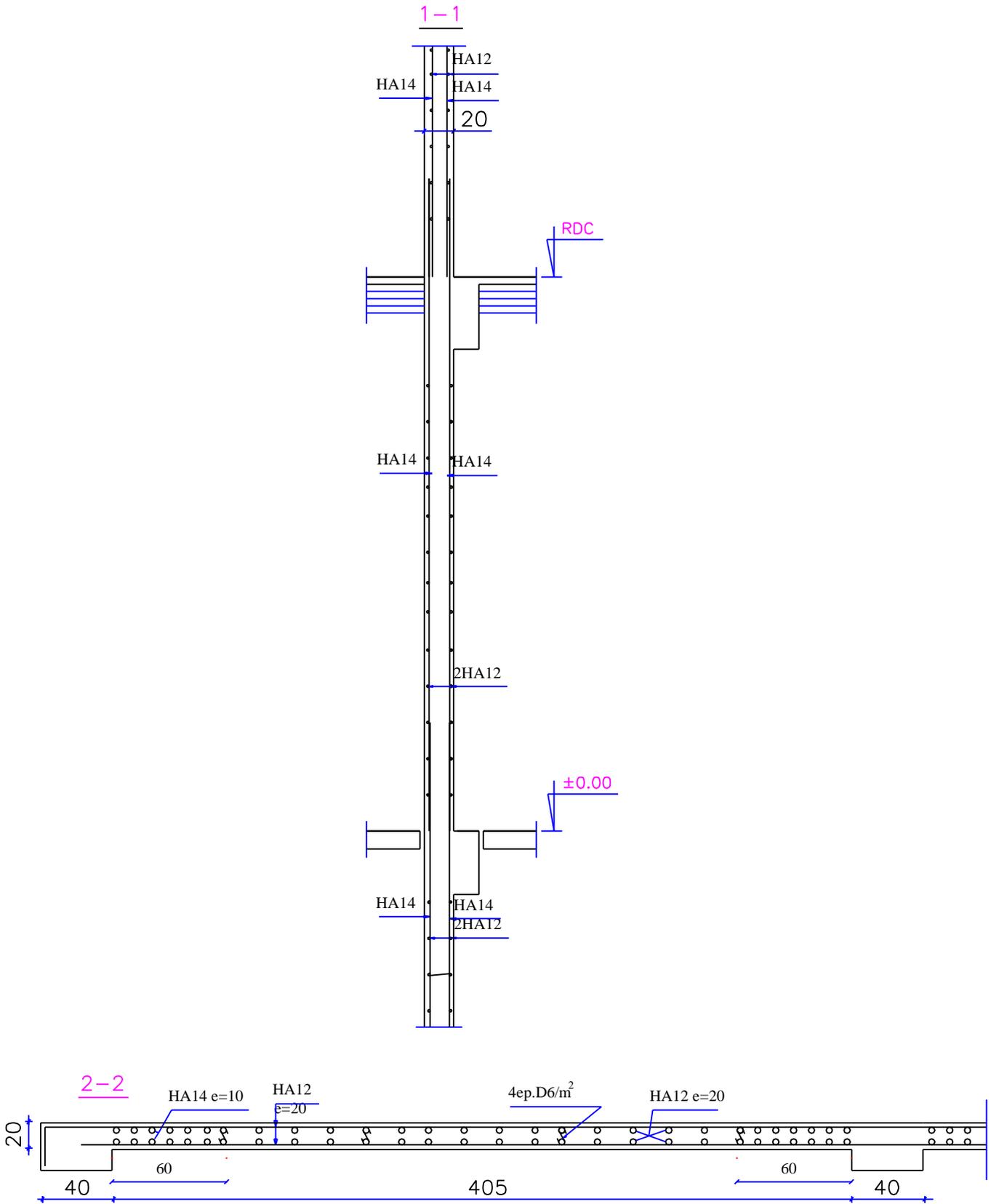


Figure 4.13 Détails d'ajout des voiles selon une coupe transversale

NB : Les étapes à suivre pour le chemisage des poutres, poteaux et l'insertion de nouveaux voiles, sont les suivants :

- 1 - Procéder au piquage des chainages.
- 2 - Procéder au perçage des trous dans les poteaux.
- 3 - Nettoyez sérieusement les surfaces piquées (jet d'air).
- 4 - Mise en place du coffrage.
- 5- Mise en place de l'armature avec soudure sur cadres.
- 6 - Mise en place du béton.
- 7 - Le bourrage des trous dans les poteaux se fait par le sikagroutte.
- 8 - Appliquer une couche de sika d'imprégnation sur les surfaces piquées.
- 9 - Avant la mise en place du nouveau béton.
- 10 - Béton dose a 350 kg/m³, $f_{c28} = 25$ Mpa.
- 11 - Acier feE400, feE235.

5.Comparaison des résultats

Bâtiment Version RPA99 :

Types Bâtiment	ΣU_x	ΣU_y	Σu	C	δ_x (cm)	δ_y (cm)	δ 0.01he	C
Bâtiment 99 Fc28=10Mpa	0.8702	0.8262	0.9	C.N.V	3.5	0.7	3.06	C.N.V
Bâtiment 99 Fc28=25Mpa	0.8702	0.8262	0.9	C.N.V	3.5	0.7	3.06	C.N.V

Avec : $T=0.74 > 0.7s$ Condition Non Vérifiée.

Bâtiment Version RPA99 Version2003 :

Types Bâtiment	ΣU_x	ΣU_y	Σu	C	δ_x (cm)	δ_y (cm)	δ 0.01he	C
Bâtiment 03 Fc28=25Mpa	0.8831	0.8834	0.9	C.N.V	1.2	0.4	3.06	C.V

Avec : La période de la structure est de $0.49s < 0.7s$ Condition vérifié.

Conclusion

La structure devient plus rigide après renforcement

Conclusion Générale

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique tous nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en béton armé.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique sans surcoût important, dans le cas de notre structure.

Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures.

Toutefois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

Bibliographie

- [1] Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles BAEL 80, Théorie et application, Pierre Charon, E. Eyrolles, 1983.
- [2] Documents techniques réglementaires, DTR B.C.2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation, Centre National de Recherche appliquée en Génie Parasismique CGS, 1988.
- [3] M. Belazoughi, Le béton armé aux états limites, Théorie et application, Office des publications universitaires, 12 - 89.
- [4] Cours de béton armé, BAEL91, Calcul des éléments simples et des structures de bâtiments, J.P. Mougine, Edition Eyrolles, 1992.
- [5] D.T.R-B.C.2-41, Règles de conception et de calcul des structures en béton armé, CBA 93.
- [6] Maîtrise du BAEL91 et des DTU associés, J. Perchat et J. Roux, Edition Eyrolles, 1994.
- [7] Béton Armé, BAEL91 et DTU associés, J.P. Mougine. Edition Eyrolles, 1995.
- [8] Cours de béton armé B.A.E.L.91, Calcul des éléments simples et des structures en béton armé, JEAN Pierre mougine, Edition Eyrolles, 1997.
- [9] Polycopié, Cours béton armé, MADI Rafik, Université 8 mai 1945, 2014.
- [10] Polycopié, Ouvrages en béton, MADI Rafik, Université 8 mai 1945, 2014.
- [11] Règles parasismiques algériennes 1981 Version 1983.
- [12] Règles parasismiques algériennes RPA88.
- [13] Règles parasismiques algériennes RPA99.
- [14] Règles parasismiques algériennes RPA99 Version 2003.
- [15] Mémoire pour l'obtention du Diplôme de master en génie civil Spécialité : Art et technique de réhabilitation des bâtiments, La réhabilitation d'un ancien bâtiment industriel R+3 « AIN TEMOUCHENT », Présenté par MEGUENNI MUSTAPHA et BEKHALED ABDELOUAHA, Encadreurs Mr : N. Boumechra Mr : K. Hamdaoui et Mme : C. Boulahya

Sites Internet

[1]

<https://fr.wikipedia.org/wiki/Guelma>

[2]

https://www.academia.edu/10995920/Evolution_de_la_r%C3%A8glementation_parasismiq_ue_Alg%C3%A9rie-Maroc

Logiciels

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020 : Analyse des structures.

Autodesk AUTOCAD 2019 : Dessin.

Microsoft Office Word 2019 : Traitement du texte.

Microsoft Office Power point 2019 : Présentation de mémoire

Annexe A : Plans AutoCAD

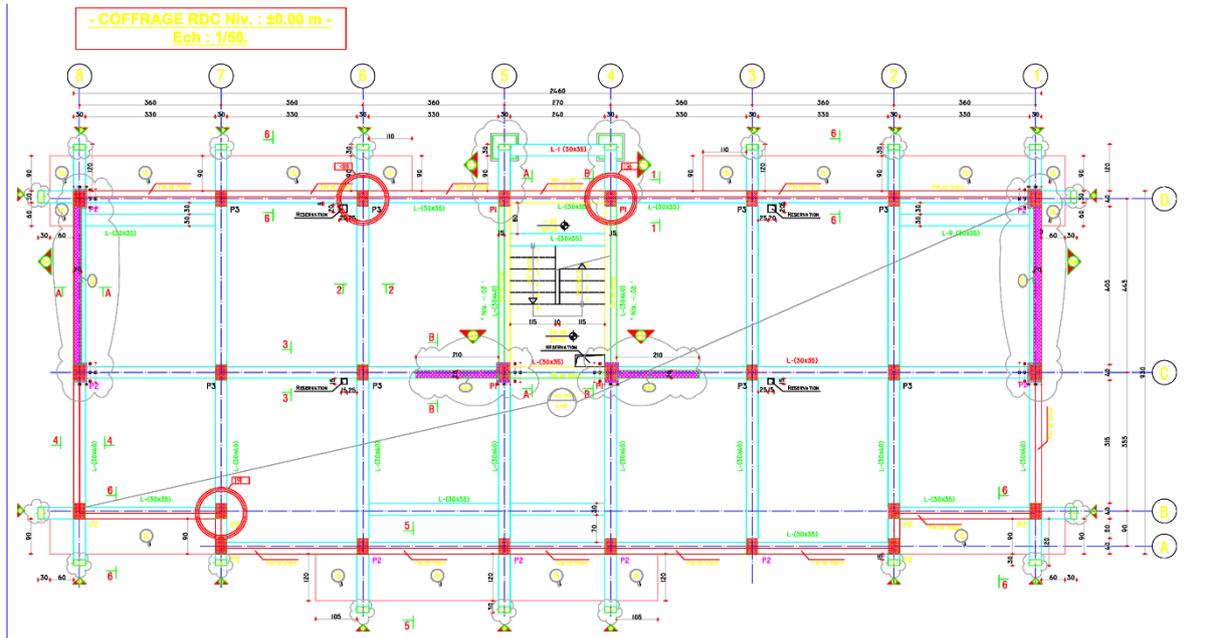


Figure A.1 Plan niveau RDC

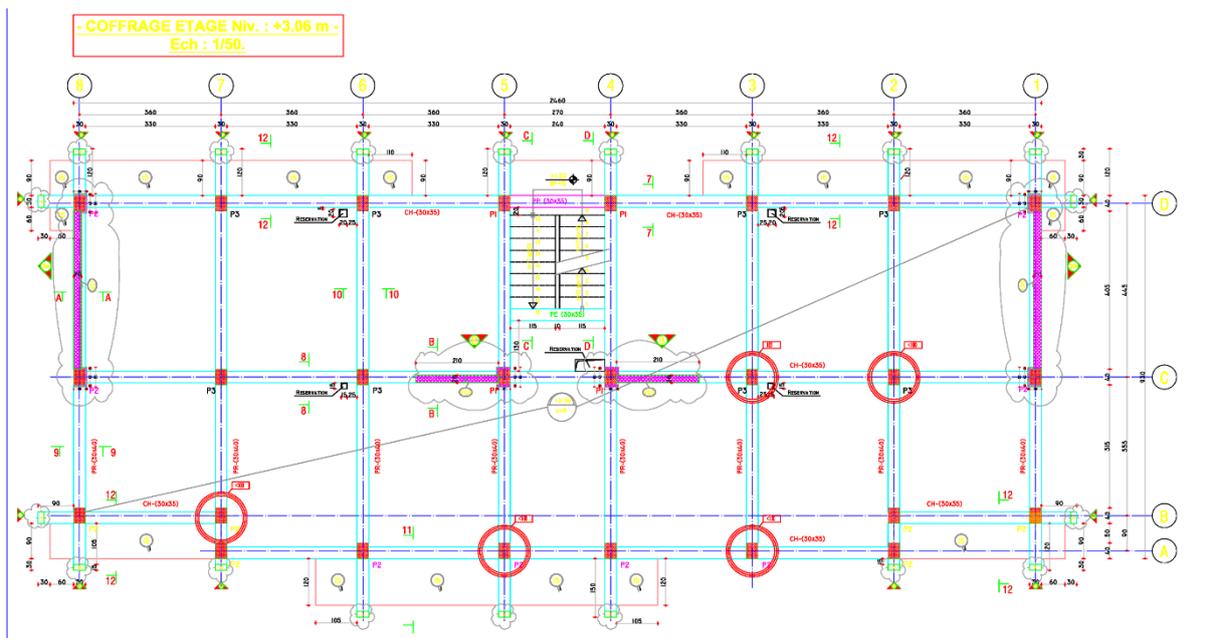


Figure A.2 Plan niveau EC +3.06m

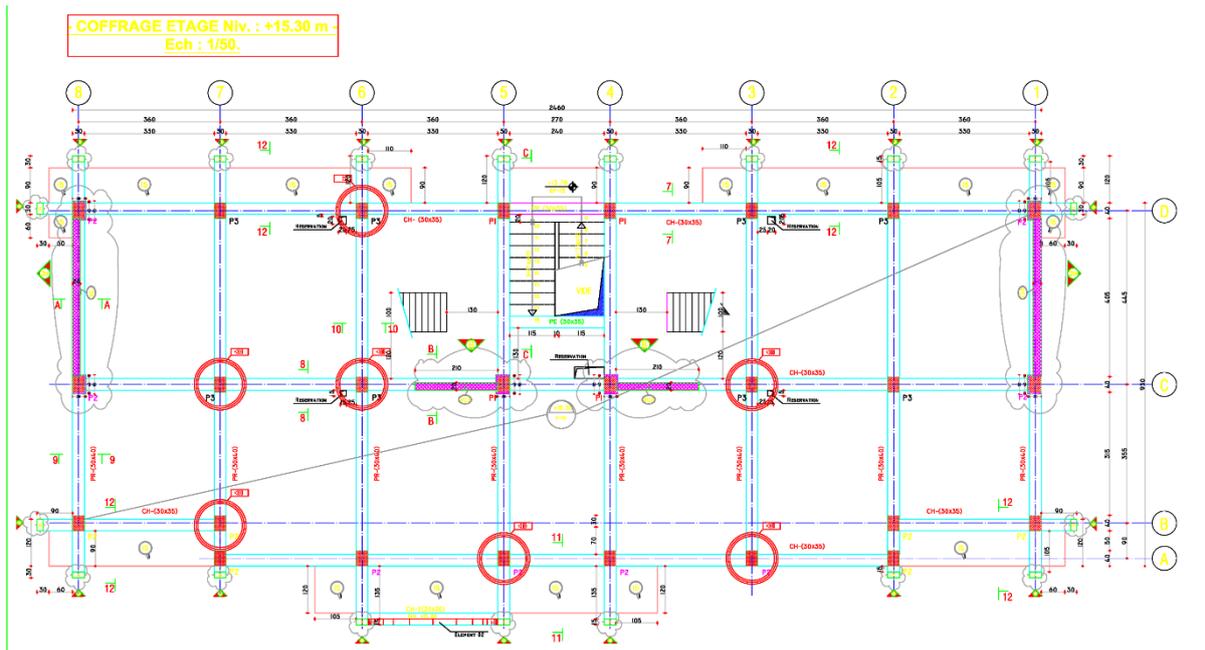


Figure A.3 Plan niveau 4 EC +15,30m

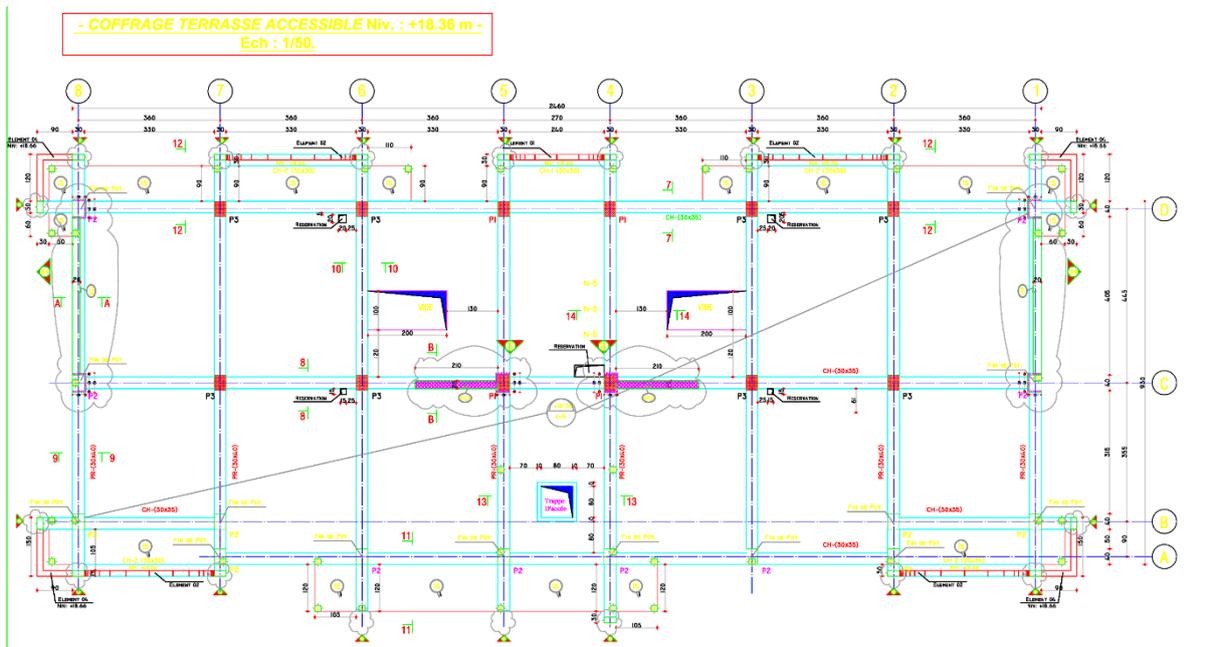


Figure A.4 Plan niveau terrasse accessible +18.36m

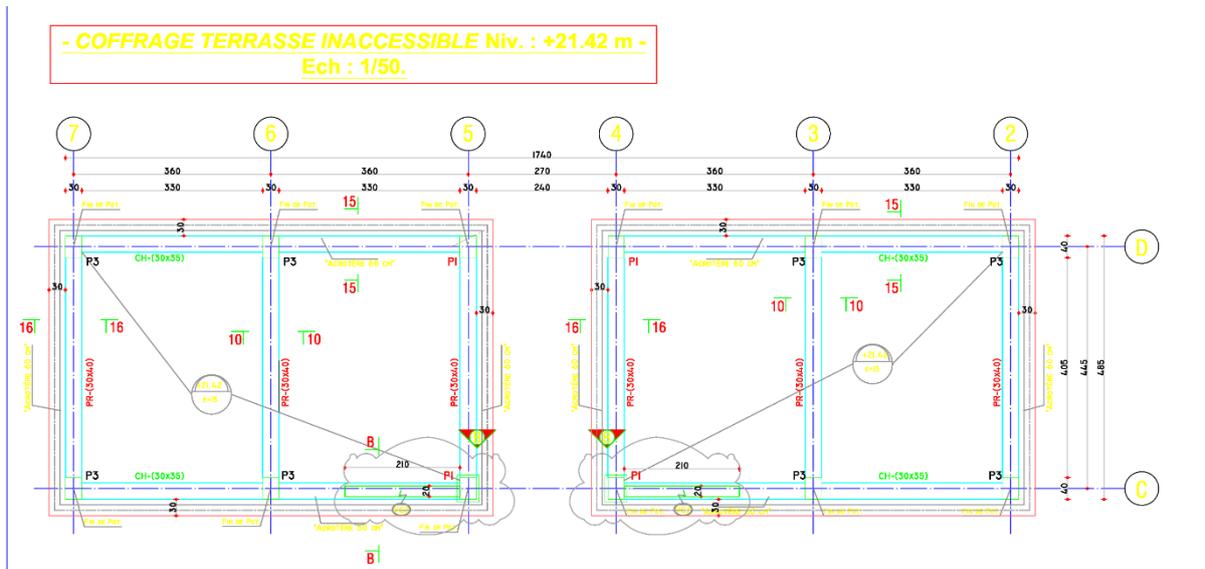


Figure A.5 Plan Duplex niveau 21.42m

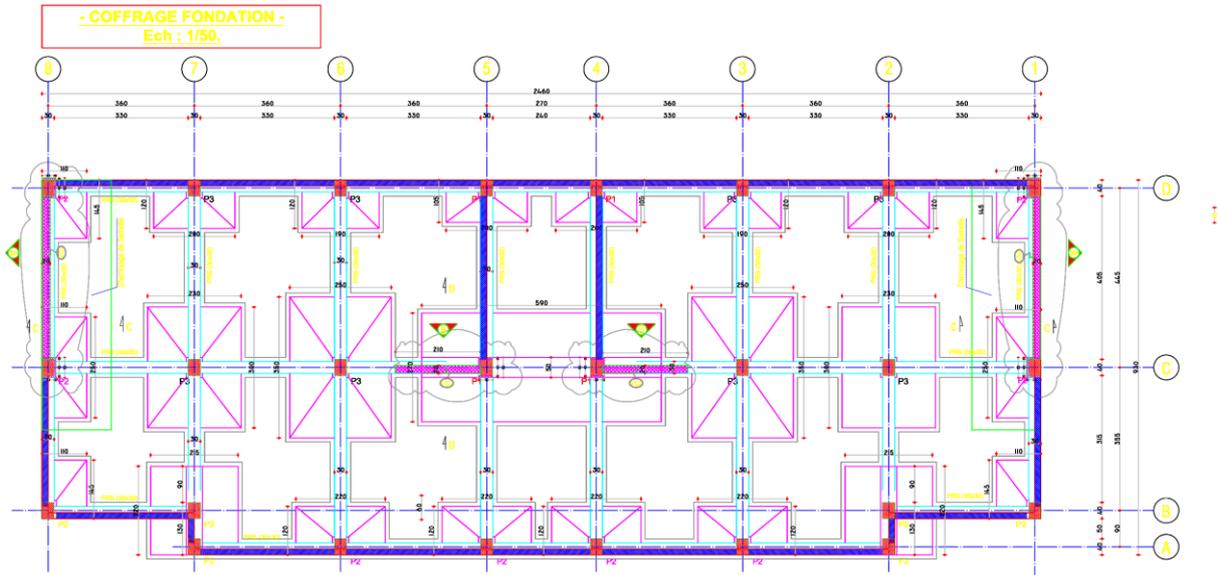


Figure A.6 Plan niveau fondation -1.50m

Annexe B : Plans Autodesk Robot Structural Analysis

Annexes

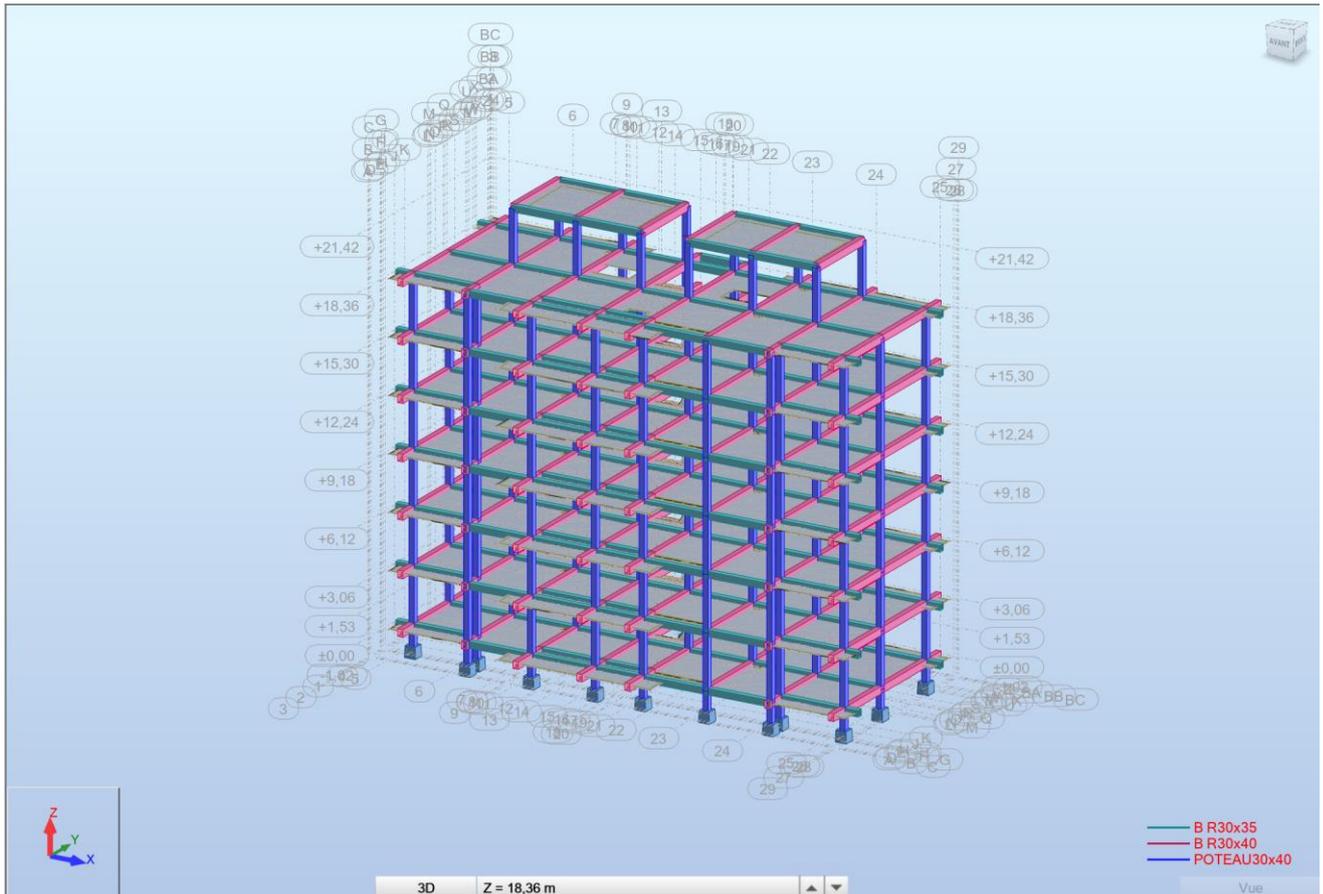


Figure B.1 Modélisation bâtiment version 99 Vue 3D

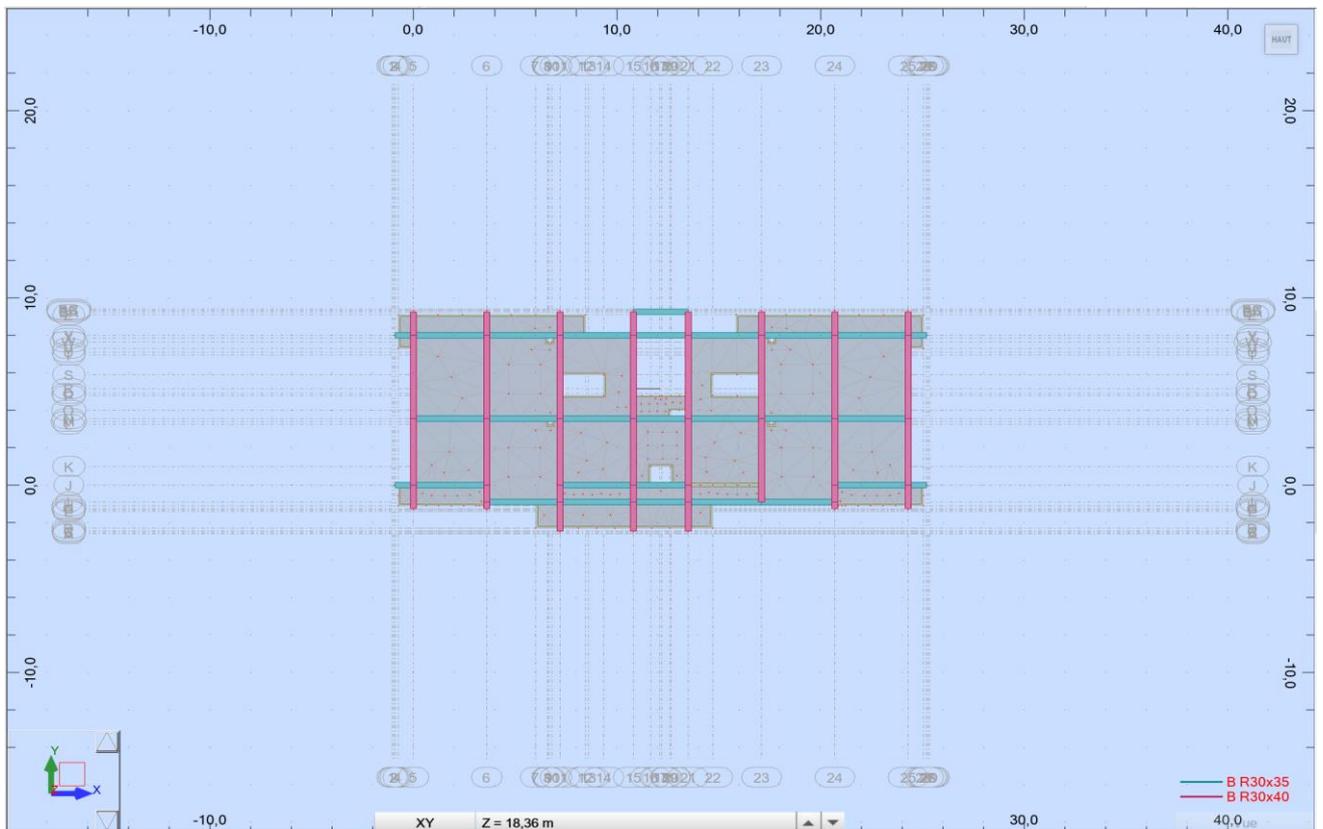


Figure B.2 Modélisation bâtiment version 99 Vue XY

Annexes

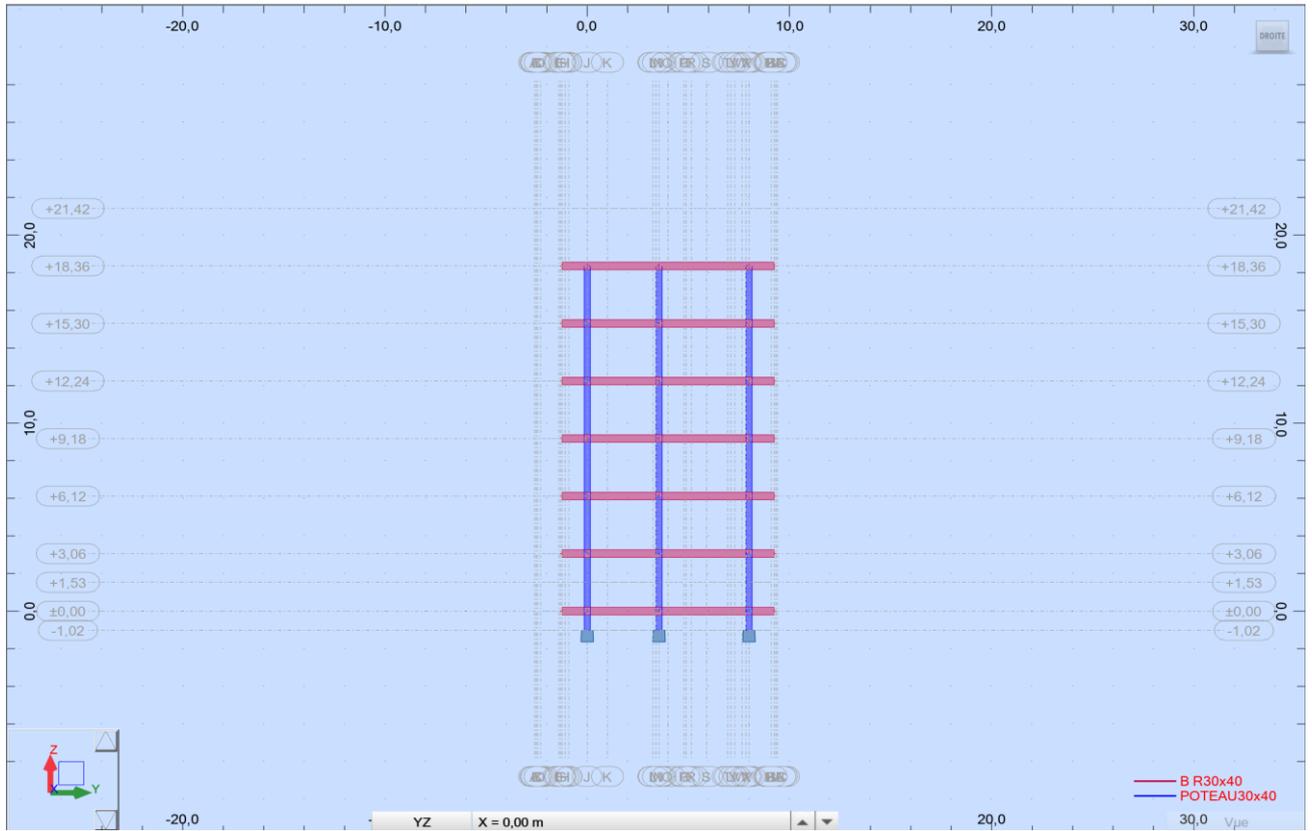


Figure B.3 Modélisation bâtiment version 99 Vue YZ

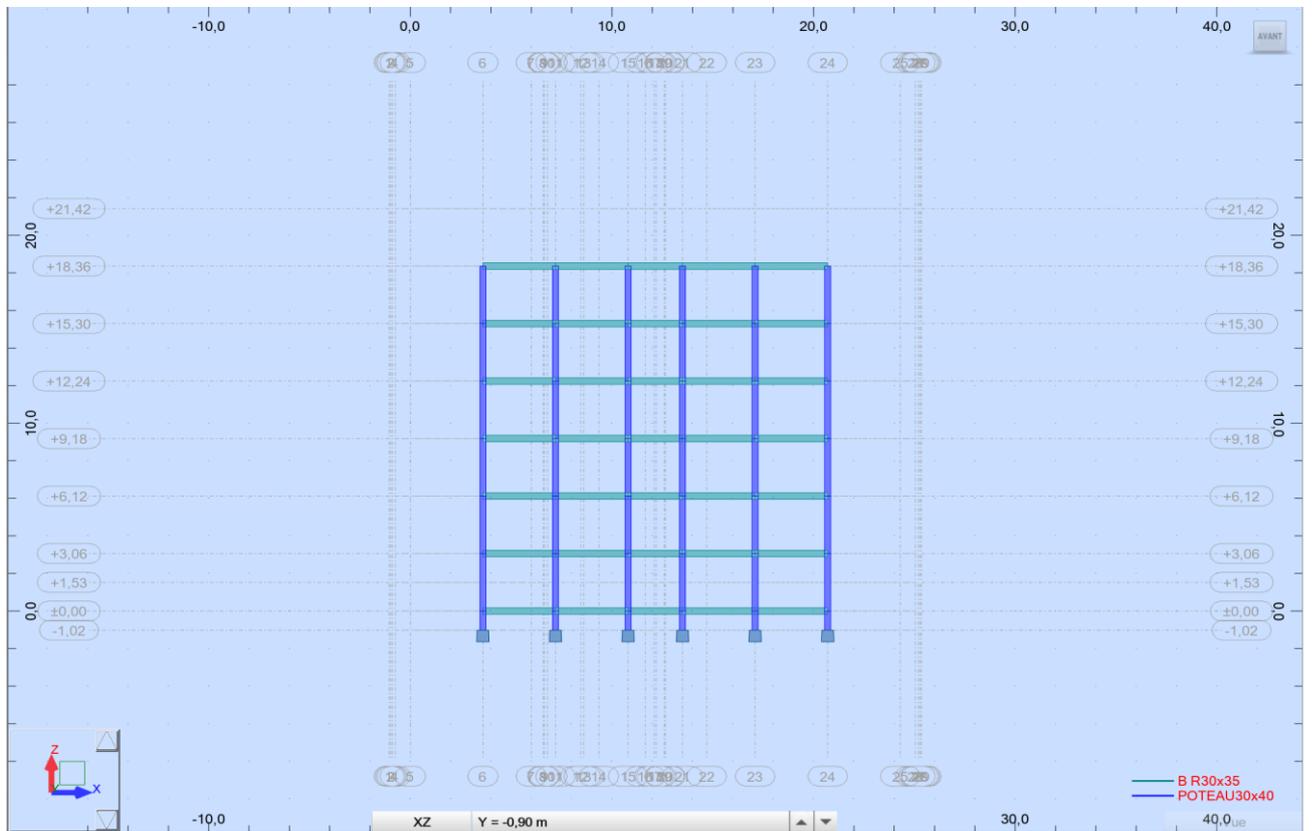


Figure B.4 Modélisation bâtiment version 99 Vue XZ

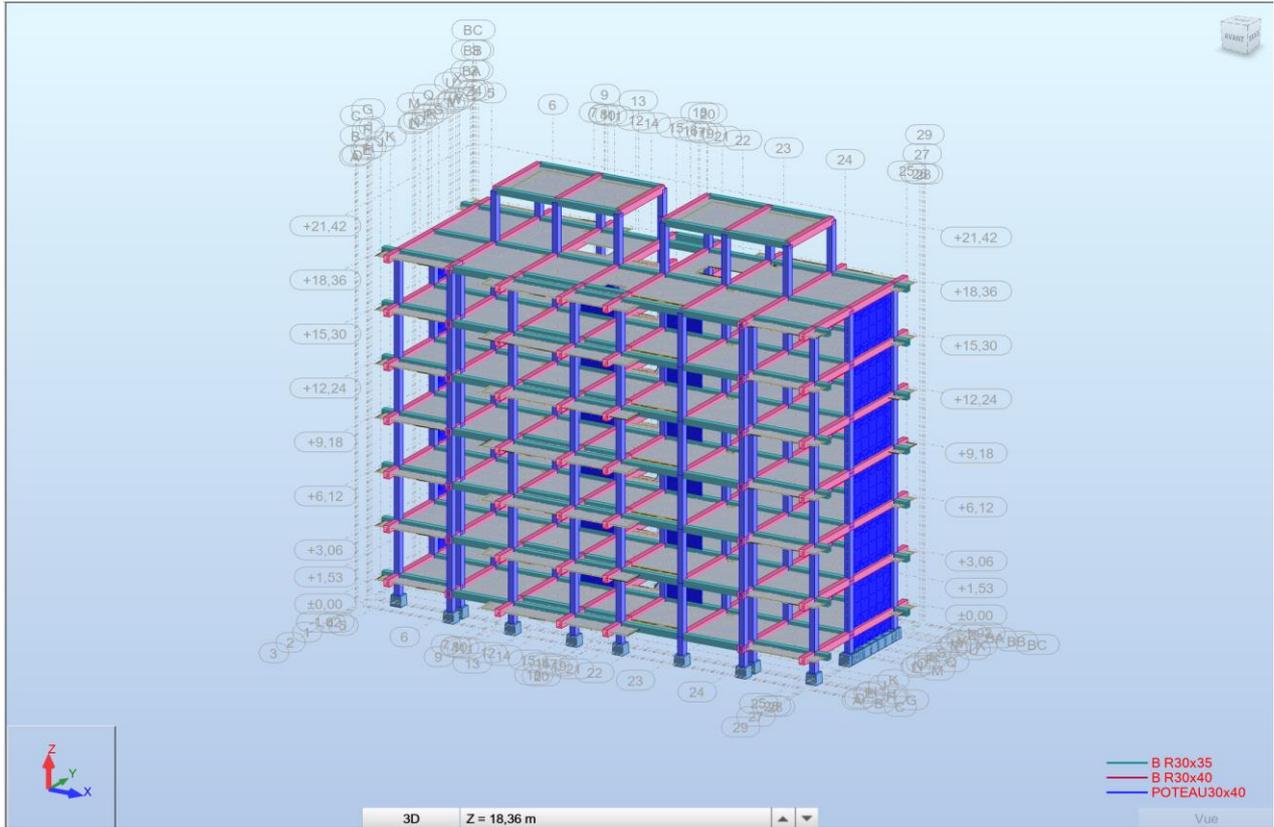


Figure B.5 Modélisation bâtiment version 2003 Vue 3D

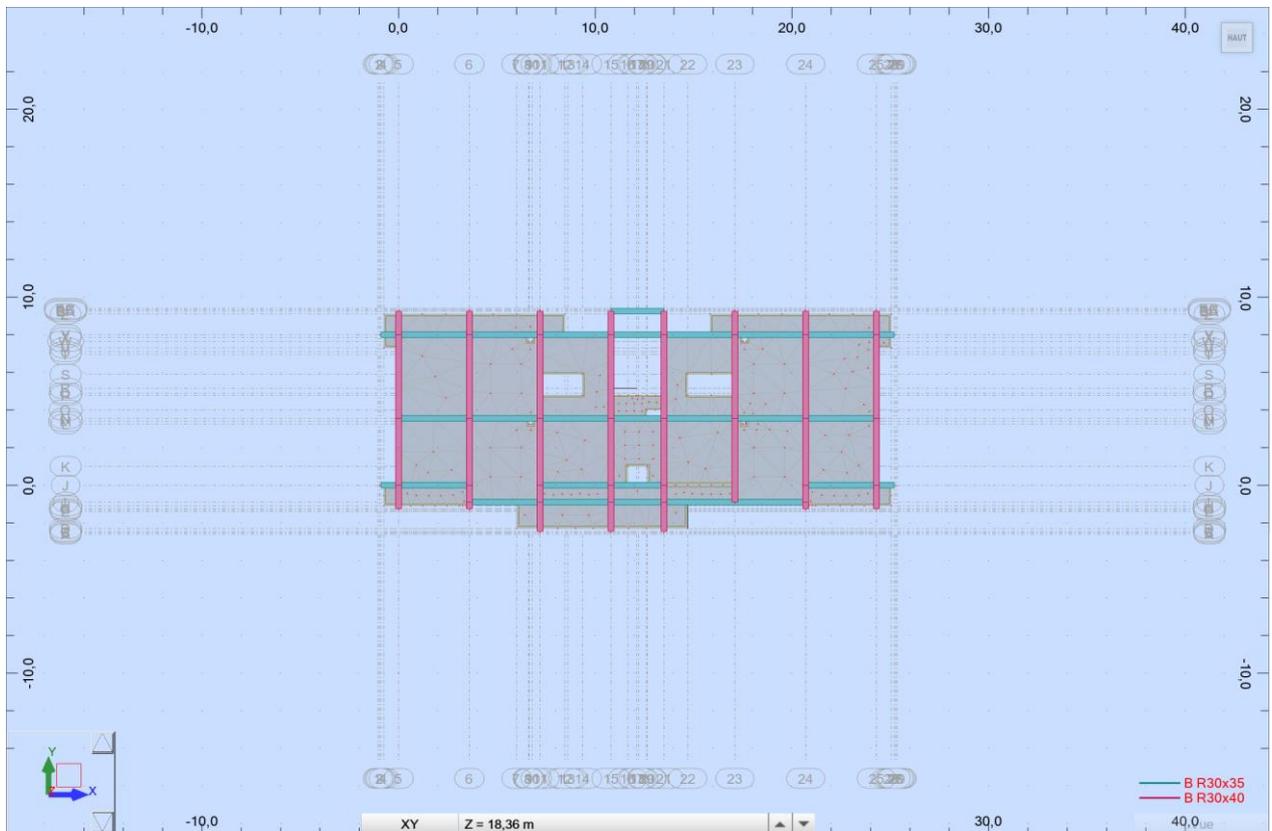


Figure B.6 Modélisation bâtiment version 2003 Vue XY

Annexes

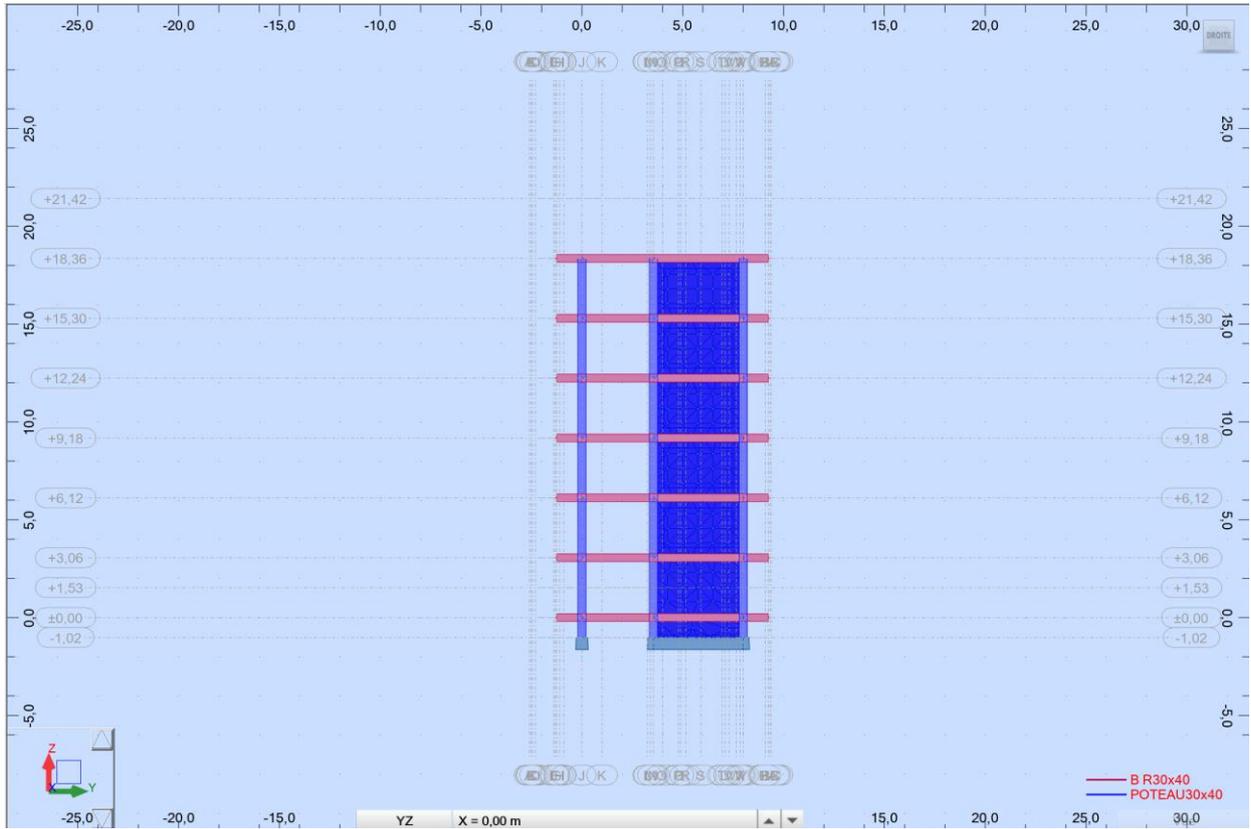


Figure B.7 Modélisation bâtiment version 2003 Vue YZ

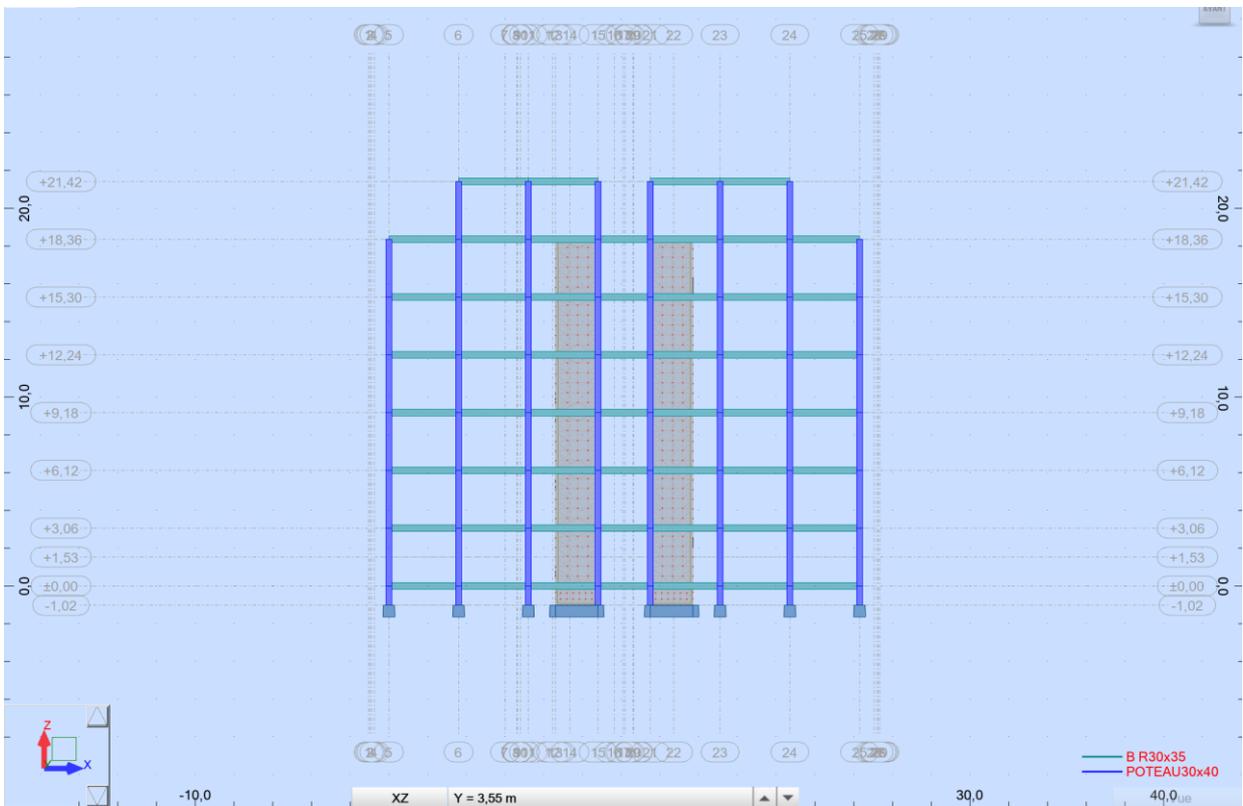


Figure B.8 Modélisation bâtiment version 2003 Vue XZ