

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Ibn Khaldoun Tiaret



Faculté des Sciences Appliquées
Département de Génie civil

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil
Option : Génie De La Construction

Présenté par :

BOUADOU Khalid

Sujet du mémoire

**INFLUENCE DES DIMENTIONS DES VOILES
SUR LE COMPORTEMENT DYNAMIQUE
D'UNE STRUCTURE EN BETON ARME**

Soutenu publiquement le 03 Juin 2015 devant le jury composé de :

Mr : ABDELAZIZ Hadj Henni	MC B	Président
Mr : AIT AMAR MEZIANE Mohamed	MC A	Rapporteur
Mr: BENSATTALAH Tayeb	MA A	Examineur
Mr : SERBAH Boumediene	MA A	Examineur

Promotion 2014/2015



Remerciement

Tout d'abord je remercie avant tous, Dieu le tout puissant qui ma a donné le courage, et la volonté pour atteindre mon objectif, et tous les enseignants qui ont contribué à ma formation durant tous les cycles.

Je remercie vivement, mon promoteur Mr : Ait Amar de m'avoir pris en charge, et pour sa disponibilité, son aide et ses précieux conseils.

Mes vifs remerciements à tous ceux qui nous ont apporté leur aide et soutien, notamment :

-A tous les personnels de la faculté des sciences et sciences de l'ingénieur département de génie civil, de la bibliothèque.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

- ❖ *Ma plus chère mère qui m'a soutenu et encouragé durant toute ma vie.*
- ❖ *Mes frères et mes sœurs et à toute ma famille*
- ❖ *Tous les enseignants et travailleurs de département de génie
civil*
- ❖ *Mes amis sans exception.*

K. Bouadou

Résumé

L'étude sismique de structures en béton armé est un domaine qui nécessite des analyses Spécifiques. Même si le règlement parasismique algérien donne une ligne de conduite à respecter pour obtenir un niveau de sécurité satisfaisant, celui-ci ne donne pas pour autant toutes les indications permettant d'atteindre l'objectif de manière aisée.

C'est pourquoi la philosophie de ce projet final est de tenter d'apporter des réponses, ou du moins des éléments de réponses, à certaines questions qu'un ingénieur est amené à se poser.

Cela peut concerner l'influence de l'ajout et l'augmentation de la dimension des voiles en plan dans la structure en béton armé, ceci en comparant trois types de structures (structure poteau-poutre, structure mixte avec des voile de 2 m dans les deux sens et structure mixte avec des voiles de 5 m dans le sens longitudinal et de 4 m dans le sens transversal)

On compare les efforts internes dans les éléments structuraux (les poutres et les poteaux), les déplacements, les contraintes dans les voiles et le comportement dynamique de la structure.

Mots clés: séisme, Béton armé. Réponse sismique.Etabs

Abstract

Seismic study of reinforced concrete structures is an area that requires analysis specific. although seismic regulations Algerian gives a guideline to be followed to obtain a satisfactory level of security, it does not give all the information provided to achieve the objective of easily.

That is why the philosophy of this final project is to try to provide answers, or at least some answers to certain questions that an engineer is led to ask.

This may the influence of the addition and the increase in the dimension of the concrete walls in structure, thus, by comparing three types of structures (beam-Column structure, mixed structure with concrete walls of 2 m in two directions and mixed structure with concrete walls of 5 m in the longitudinal and 4 m in the transverse direction),

We compare the internal forces in structural elements (beams and columns), displacements , stresses in the concrete walls ,and the dynamic behavior of the structure.

Keywords: Seismic, reinforced concrete. Seismic response. Etabs

INTRODUCTION GENERALE

La réponse d'un bâtiment à un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée. Les structures relativement flexibles (portiques ou cadres) se comportent mieux sous l'action sismique, due au fait qu'elles absorbent l'énergie sismique (structure ductile), cependant l'analyse de ces structures montre que ce type doit supporter d'importants déplacements relatifs entre étages consécutifs et par conséquent des dommages sévères sur les éléments non structuraux.

Lors de tremblements de terre importants, il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagements exagérés. Mis à part leurs rôles d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Dans le présent travail nous étudierons et comparons le comportement au séisme, des constructions en portique (poteau-poutre) et mixtes (portiques+voiles).

L'influence de l'augmentation de la rigidité des voiles doit être étudiée, pour cela on a choisi deux types de voiles dans la structure ; Des voiles de 2 m qui occupent une partie de la travée (dans le sens longitudinal et transversal), et les voiles de 5 m dans le sens longitudinal de la structure et de 4 m dans le sens transversal.

Ce travail est ainsi partagé en cinq chapitres représentés comme suit :

Chapitre 1 : Aperçu sur les effets sismiques sur les structures en béton armé.

Chapitre 2 : Dimensionnement des structures considérées, suivant le code de calcul de béton armé aux états limites, BAEL91, et le règlement parasismique algérien, RPA99/2003.

Chapitre 3 : Les différentes étapes de modélisation par logiciel de calcul

Chapitre 4: Résultats et analyses.

Enfin on termine par une conclusion et suggestion des perspectives de recherches futures comme suite de ce travail.

CHAPITRE 01
APERÇU SUR LES EFFETS
SISMIQUES SUR LES STRUCTURES
EN BETON ARME

1.1 Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de donner d'une part, un aperçu sur les séismes et leurs effets sur l'environnement, et de préciser d'autre part les principes et les objectifs visés par les règlements parasismiques afin d'améliorer davantage le comportement des structures vis-à-vis des séismes et minimiser de ce fait les pertes en vies humaines.

1.2. Genèse des séismes :

Un tremblement de terre est le résultat d'une libération soudaine d'énergie générée le plus souvent par un mouvement des plaques tectoniques qui constituent la croûte terrestre. Ces mouvements peuvent s'effectuer le long des lignes de contact des plaques (inter-plaques), ou bien le long des failles au sein de ces dernières (intra-plaques). Le dépassement de la résistance au frottement des plaques est à l'origine de ces mouvements, provoquant ainsi une rupture brutale à la suite de laquelle un nouvel état d'équilibre provisoire est réalisé.



Figure 1.1 : Carte des principales plaques tectoniques dans le monde.

Il existe d'autres phénomènes pouvant provoquer un tremblement de terre tels que les volcans, les glissements de terrains, les explosions d'origine humaine...etc. mais leurs effets sont de moindre importance que ceux causés par les mouvements des plaques.

1.3. Propagation des ondes :

L'énergie libérée lors d'un séisme se dissipe sous forme d'ondes qui se propagent à partir de l'hypocentre ; endroit où se produit le séisme, et font le tour du globe tout en s'atténuant progressivement sous l'effet de l'amortissement du sol. En effet, les ondes parcourent ce dernier suivant toutes les directions et engendrent en surface des déplacements plus ou moins importants et un mouvement complexe difficile à prédire dans un site donné.

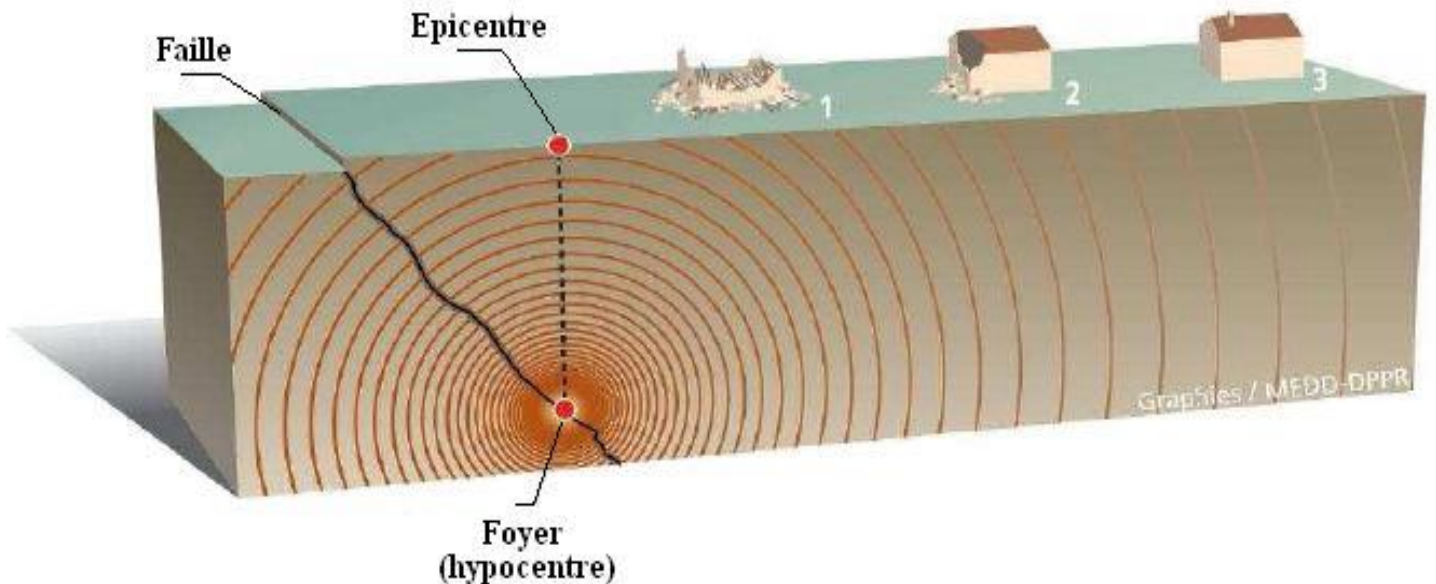


Figure 1.2 Propagation des ondes sismiques.

1.4 Influence du sol :

La logique des choses voudrait que plus on s'éloigne de l'épicentre et plus les dommages diminuent, ceci n'est pas toujours vrai puisque le sol joue parfois un rôle d'amplificateur de mouvements dans certaines régions. En effet, on a souvent constaté lors des séismes destructeurs que les dommages sont nettement plus élevés dans les zones à formation sédimentaire ou alluvionnaire que dans les zones rocheuses voisines. Les mouvements sismiques sont donc influencés par la nature du sol et par le relief topographique des sites.

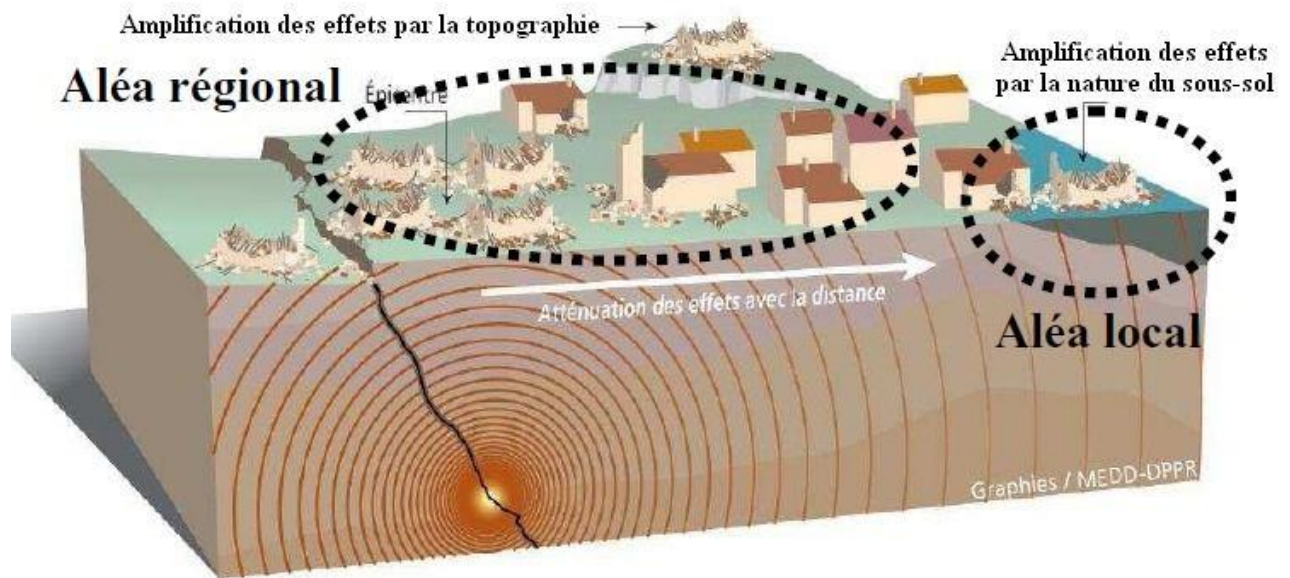


Figure 1.3 : Influence du sol et de la topographie sur les mouvements sismiques

1.5 L'Algérie et le risque sismique :

L'Algérie a de tout temps été soumise à une activité sismique intense avec comme résultats des pertes humaines et matérielles importantes dommageables non seulement aux individualités et collectivités locales, mais également au pays tout entier. Le désastre de Chlef en 1980 a réveillé les consciences, c'est ainsi le centre national de recherche appliquée en génie sismique (CGS) est créé en 1985. De nombreuses règles et recommandations ont été éditées : RPA 88-98-99-2003.

L'activité sismique en Algérie:

Compte tenu de sa localisation dans une zone de convergence de plaques, l'Algérie est une région à forte sismicité. L'activité sismique se concentre essentiellement dans la région nord du pays. Elle est connue depuis le 02 Janvier 1365 date à laquelle s'est produit le séisme d'Alger. Au cours de son histoire, L'Algérie a subi plusieurs séismes destructeurs (Figure 3.5). Parmi les plus notables, on peut citer : 1715, séisme d'Alger, 20000 morts ; 1954 séisme d'Orléansville (EL Asnam), magnitude 6,7, 1 200 morts; 1980 séisme d'El Asnam, magnitude 7,1, 2600 morts; 2003, séisme de Boumerdes, magnitude 6,8, 2300 morts.

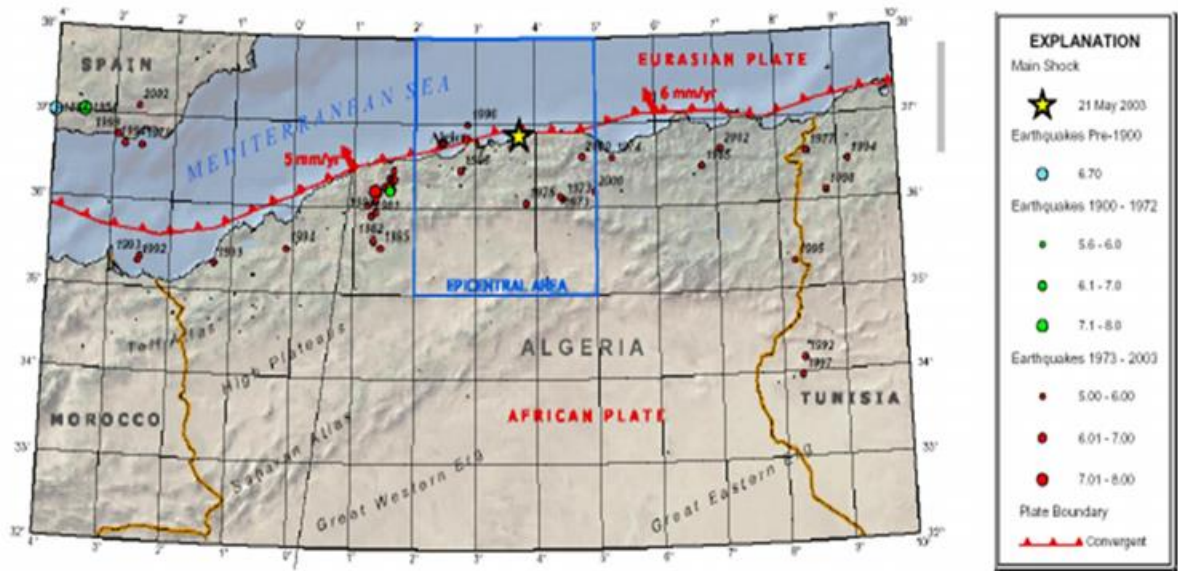


Figure 1.4 : Carte sismotectonique de l'Algérie du nord

1.6 Le séisme et les bâtiments :

Lors des tremblements de terre, les constructions subissent des oscillations horizontales, verticales, et de torsion. Ces oscillations sont provoquées par des mouvements du sol d'assise, qui imposent donc aux ouvrages des déformations, et non des forces extérieures.

Pour les besoins du calcul, des forces d'inertie (charges sismiques) sont associées aux déformations imposées,

Aux déformations d'ensemble du bâtiment peuvent s'ajouter des déformations différentielles, résultant d'oscillations asynchrones de ses différentes parties. Leur importance dépend de la conception d'ensemble

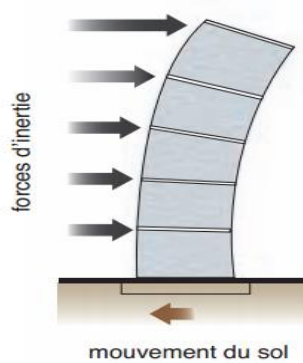
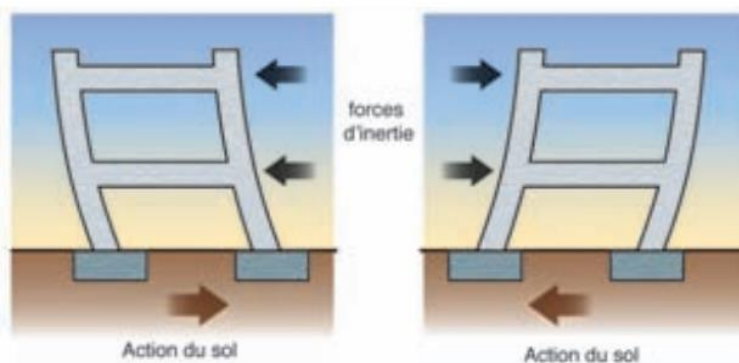


Figure 1.5 : Forces d'inertie constituant des charges sismiques

1.6.1 Oscillations horizontales :

Ces oscillations sont relativement mal supportées par les constructions, plus particulièrement lorsque celles-ci entrent en résonance avec le sol. Bien que constructions soient contreventées (ou auto-contreventées) pour résister au vent, vis-à-vis des tremblements de terre, ce contreventement s'avère souvent insuffisant (le séisme est « dimensionnant »).il doit donc être renforcé.

Dans le cas de la résonance avec le sol, les amplitudes d'oscillation de la construction sont très importantes et provoquent souvent l'effondrement de l'ouvrage. La résonance se produit lorsque les oscillations libres d'une construction ont une fréquence proche de celles du sol. Ses amplitudes d'oscillation s'accroissent alors d'une manière considérable, à l'instar d'une balançoire mise en mouvement par des impulsions d'une fréquence précise. Les dommages dus à la résonance sont souvent très importants



Oscillations horizontales des constructions

Dommages dus à la résonance du bâtiment avec le sol (Kobé, Japon 1995)



Figure 1.6 : séisme kobé, Japon 1995

1.6.2 Oscillations verticales :

Ces oscillations sont bien supportées par les constructions, car elles sont conçues pour résister aux charges gravitaires, qui sont verticales. Seuls les éléments pouvant subir des déformations verticales importantes sont assez vulnérables: poutres de grande portée et balcons présentant un porte-à-faux de plus de deux mètres, plus particulièrement lorsqu'ils sont lourds ou portent une jardinière à leur extrémité.

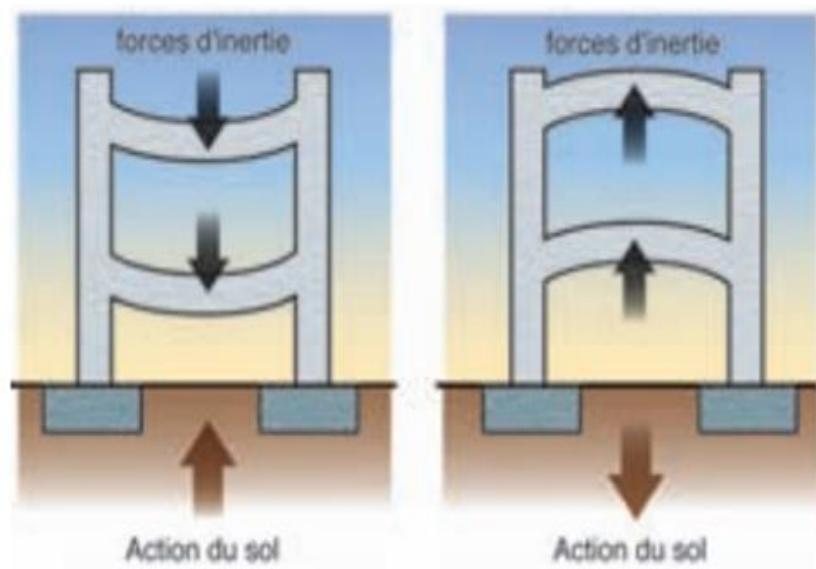


Figure 1.7 : Oscillations verticales



Figure 1.8 : Rupture de porte-à-feu, siesme Californie 1971

1.6.3 Oscillations de torsion :

Les oscillations de torsion sont dues à la « mauvaise » conception des constructions, car le sol ne tourbillonne pas. Lors des séismes, les parties plus déformables des ouvrages vrillent autour des parties plus rigides. Ce phénomène est expliqué plus loin. Les bâtiments supportent très mal les oscillations de torsion. Il s'agit d'un des phénomènes les plus destructeurs

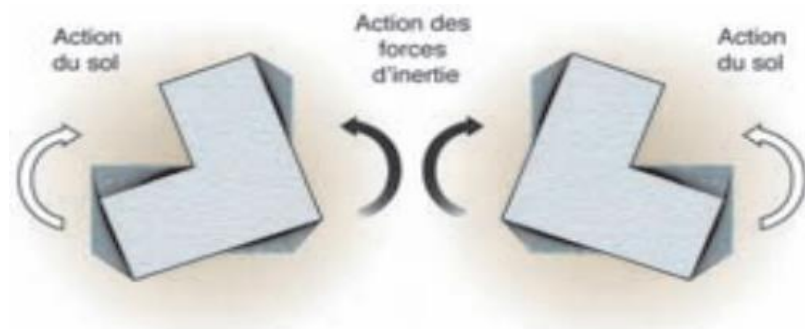


Figure 1.9: Effondrement dû à la torsion, El Asnam 1980

1.7 Différents type de structures en béton armé :

1.7.1 Structure en portique (poteau-poutre) :

Ces structures sont autostables, autocontreventées par effet de portique. Elles requièrent une bonne ductilité, permettant à leurs éléments de subir, lors des séismes majeurs, de grandes déformations au lieu d'une rupture brutale. Un niveau élevé de ductilité peut être conféré aux portiques par une architecture judicieuse, limitant des concentrations d'efforts, et par des dispositions constructives appropriées.

Les systèmes en portiques autostables sont relativement flexibles et devraient donc être utilisés sur des sols fermes. On ne devrait jamais les fonder sur des sols mous, sous peine de les exposer au risque de résonance. La résonance des bâtiments avec le sol peut donner lieu à des amplitudes d'oscillation importantes et à des dommages graves.

1.7.2 Structure mixte (portique + voile) :

La meilleure façon de rendre les bâtiments en poteaux-poutres parasismiques est de les contreventer par des voiles en béton armé. Les voiles deviennent ainsi la structure principale, dont le rôle est de résister aux forces horizontales.

1.1.3 Voiles en béton armé :

Les voiles, sont couramment utilisés dans les édifices élancés en B.A compte tenu de leur comportement, considéré satisfaisant vis-à-vis des forces latérales (le séisme). Leur grande résistance et leur rigidité contribuent à contrôler les déplacements globaux et à minimiser les déplacements inter-étages excessifs. Reprenant la plus grande partie des efforts latéraux, ils améliorent le comportement des structures et jouent un rôle primordial pour la sécurité.

Les structures mixtes en portiques et voiles possèdent un excellent comportement sous l'action sismique lorsque les voiles sont répartis symétriquement dans les deux directions principales. Ils peuvent former un ou plusieurs noyaux rigides ou être placés en façade, ce qui est plus efficace, plus particulièrement lorsqu'ils sont situés dans les angles. Les structures mixtes possèdent deux lignes de défense. Lors d'un séisme, dans un premier temps, les voiles reprennent la quasi-totalité des charges latérales grâce à leur rigidité. Après la formation de grandes fissures, leur rigidité diminue et une plus grande part des charges se reporte sur les portiques, dont la ductilité devrait prévenir la rupture. En outre, les déformations des voiles sont minimales en pied de la structure, où celles des portiques sont maximales. Au sommet de l'ouvrage, c'est le contraire.

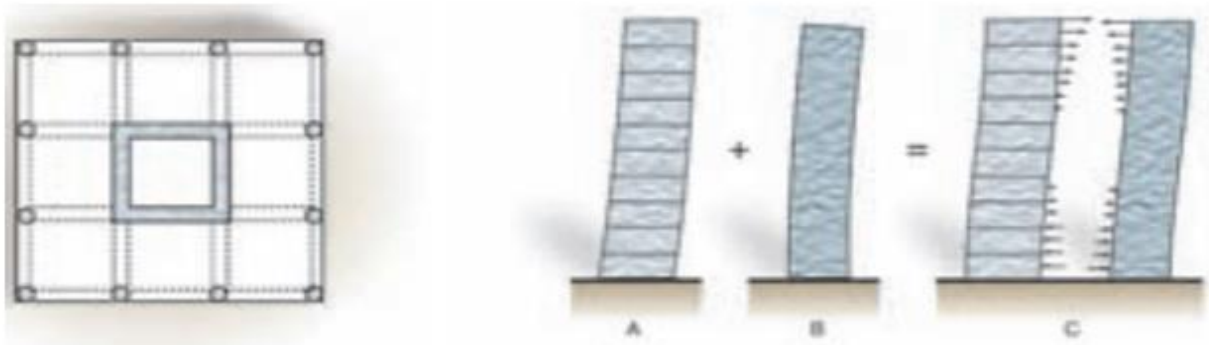


Figure 1.10: Comportement sous charges horizontales du système mixte à portiques et voile

L'interaction des voiles et des portiques est donc très favorable, à condition toutefois que les assemblages poutres-voiles soient ductiles et acceptent donc une déformation significative avant la rupture.

1.8 Principes de conception parasismique des bâtiments :

1.8.1 Symétrie et régularité :

L'analyse des dégâts sismiques montre clairement que les bâtiments à structure régulière et symétrique se comportent mieux que ceux dont les formes géométriques et la distribution des éléments résistants sont complexes. Il est recommandé d'éviter les formes compliquées et les irrégularités dans la distribution des inerties et des raideurs ; les structures fortement dissymétriques, ont le plus souvent des modes de transmission des efforts et des moments entre les différentes parties qui conduisent à des accumulations de sollicitations dans certaines zones sous l'action des mouvements sismiques. En d'autres termes, si l'on cherche à faire tenir ensemble des éléments structuraux ayant des réponses sismiques et des capacités de déformation très différentes, on doit s'attendre à ce que les liaisons entre ces éléments souffrent particulièrement, ces structures sont très sensibles aux effets de torsion

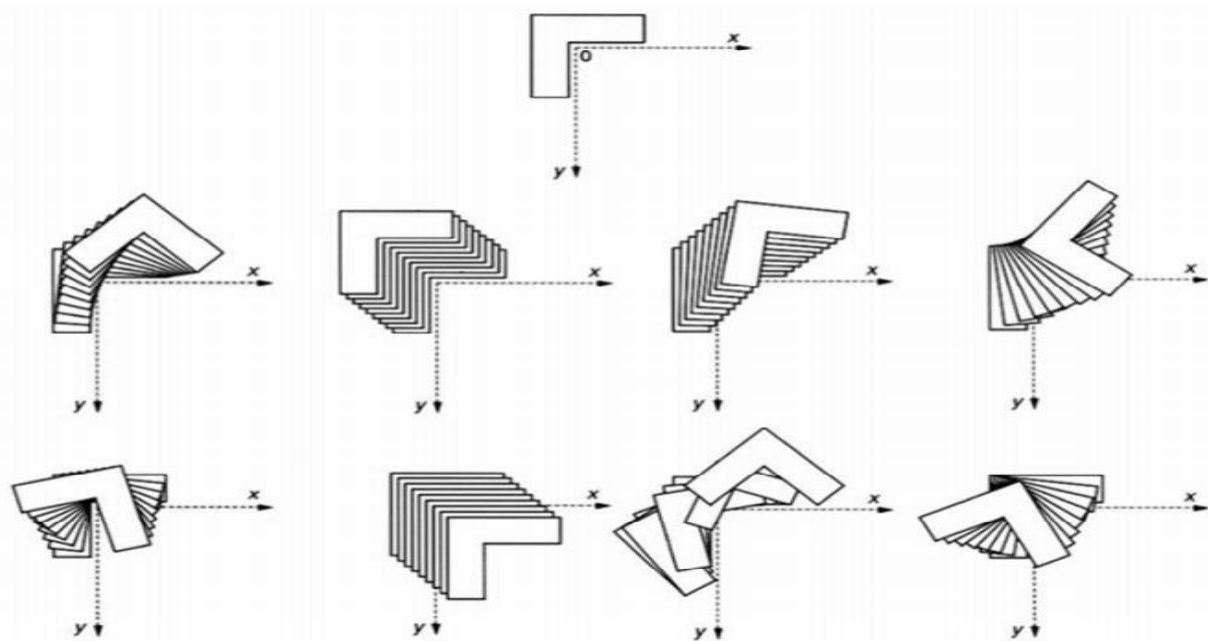


Figure 1.11: Torsion d'un bâtiment irrégulier (modes propres d'un bâtiment en L)

Lorsque la fonction de l'ouvrage impose l'adoption d'une structure fortement Dissymétrique, on peut, dans certains cas, améliorer le comportement sismique en découpant la structure en sous-structures relativement symétriques séparées par des joints

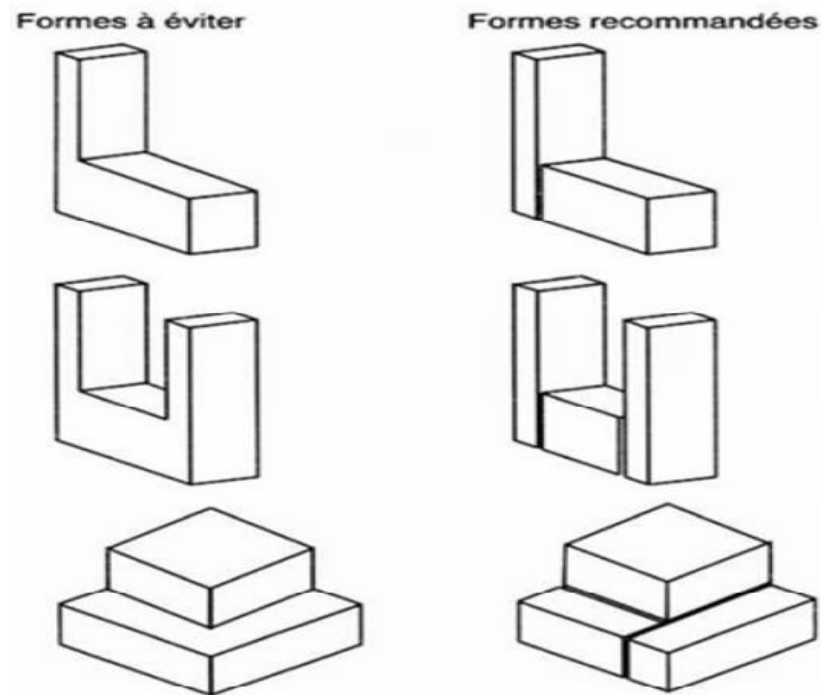


Figure 1.12 : Sous-structuration par joints

Cette méthode est, toutefois, d'un emploi plus difficile pour les bâtiments, dont les mouvements horizontaux sont, en général, fortement amplifiés par rapport à ceux des fondations, ce qui impose de réaliser des joints très larges pour éviter le risque de choc entre éléments adjacents ; de plus, les déplacements relatifs qui résultent de cette sous-structuration peuvent être incompatibles avec la fonction de l'ouvrage.

Le problème des chocs entre corps de bâtiments voisins a été clairement mis en évidence par l'analyse des dégâts causés par un certain nombre de séismes. Dans la plupart des cas, l'espacement des bâtiments aurait pu être notablement augmenté (évitant ainsi le risque de choc) sans inconvénients d'ordre fonctionnel et sans surcoût appréciable de construction.



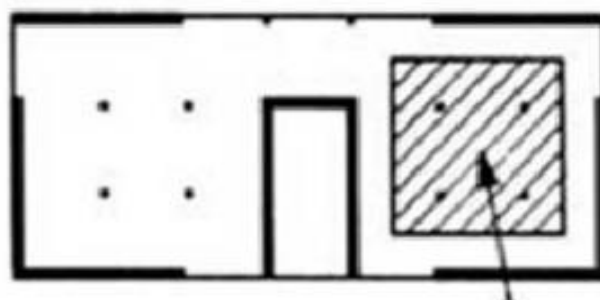
Figure 1.13 : Joint parasismique insuffisant

Lorsque la sous-structuration d'un bâtiment dissymétrique n'est pas possible, la prise en compte de l'action sismique se traduit, en général, par des renforcements importants, qui doivent résulter d'une étude très soignée du comportement dynamique de l'ouvrage (modèle tridimensionnel représentant les effets de torsion).

1.8.2 Localisation des masses de la construction (essentiellement les planchers) :

L'attention doit être attirée sur le fait qu'un bâtiment de forme symétrique peut être fortement dissymétrique du point de vue de sa structure résistante ou de la distribution des masses

Vue en plan



Surcharge

Forme et contreventement symétriques, charges dissymétriques

Figure 1.14 : Localisation des masses de la construction

1.8.3 Superposition des murs de contreventement :

Lorsque les murs de contreventement sont superposés, la descente de charges dans les fondations est directe, ce qui est favorable (fig. 66). La non-superposition des murs donne lieu à une descente de charges en forme de baïonnette, qui sollicite les planchers par des efforts horizontaux additionnels, ce qui est particulièrement préjudiciable lorsque les murs ne sont pas situés dans un même plan vertical



La superposition des murs de contreventement est préférable. La non-superposition est possible, mais déconseillée

Figure 1.15 : Superposition des murs de contreventement

1.8.4 Distance entre les éléments de contreventement :

Disposés en façade ou près des façades pour conférer un grand bras de levier au couple résistant à la torsion, La solution la plus efficace consiste à utiliser la totalité des façades en tant qu'élément de contreventement

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

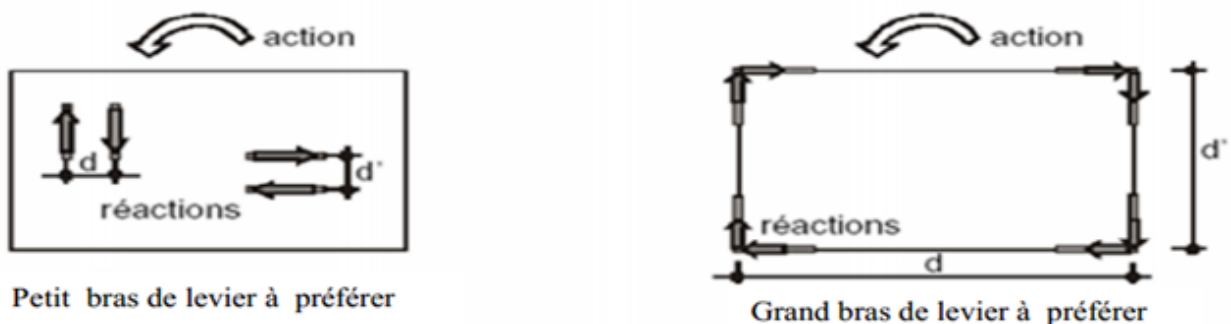
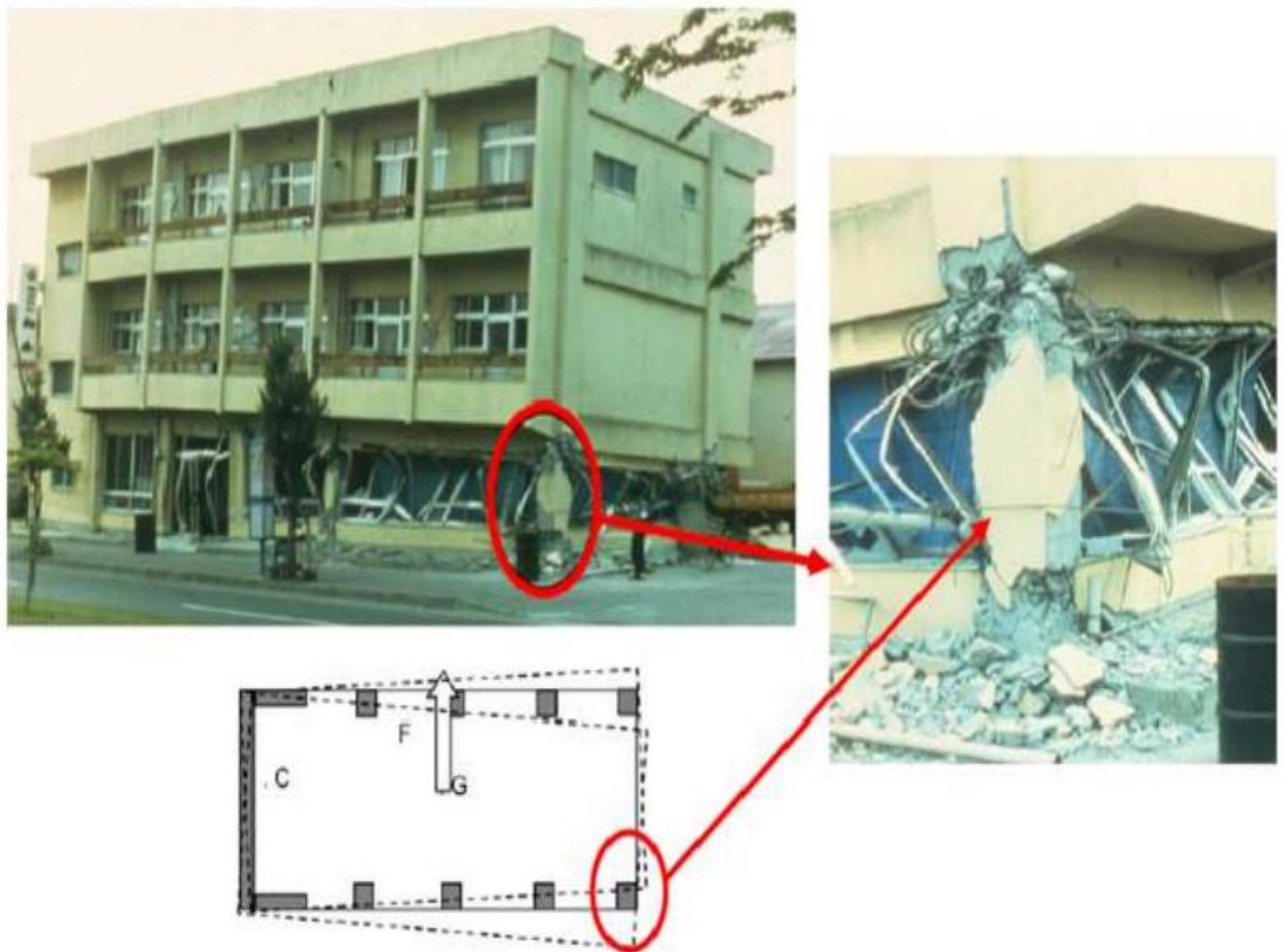


Figure 1.16 : Distance entre les éléments de contreventement

1.8.5 La torsion d'ensemble :

La torsion d'ensemble est l'un des facteurs de dommages sismiques les plus destructeurs. Elle se produit lorsque le centre de rigidité d'une construction n'est pas confondu avec son centre de gravité. Elle a donc lieu quand les éléments de contreventement sont décentrés. Dans ce cas, sous l'action de forces horizontales, l'ouvrage tourne autour d'un axe vertical. Au lieu de fléchir comme un bloc, il subit à chaque niveau des déplacements horizontaux. Ce type de sollicitation est mal supporté par la structure.

La construction est soumise à une torsion d'axe vertical d'autant plus importante que la distance entre le centre des masses et le centre de rigidité est grande. C'est autour de ce dernier que la rotation se produit ; il joue le rôle de centre de torsion



Plastification d'un poteau d'angle due à la disposition asymétrique des voiles.

Figure 1.17 : La torsion d'ensemble

1.8.6 Le contreventement décalé :

Les contreventements sont décalés lorsque leur position diffère d'un étage à l'autre. Les moments de flexion et les efforts tranchants induits par cette disposition ne peuvent généralement pas être reportés de manière satisfaisante. Les décalages perturbent la transmission des efforts, réduisent la capacité portante et diminuent la ductilité (aptitude à se déformer plastiquement) des contreventements. Ils sont en outre responsables d'importantes sollicitations et déformations affectant d'autres éléments porteurs.

En comparaison avec des contreventements continus sur toute la hauteur du bâtiment et construits dans les règles de l'art, les décalages de contreventement augmentent la vulnérabilité de l'ouvrage et réduisent notablement sa tenue au séisme dans la plupart des cas. C'est pourquoi il faut absolument éviter de décaler les contreventements

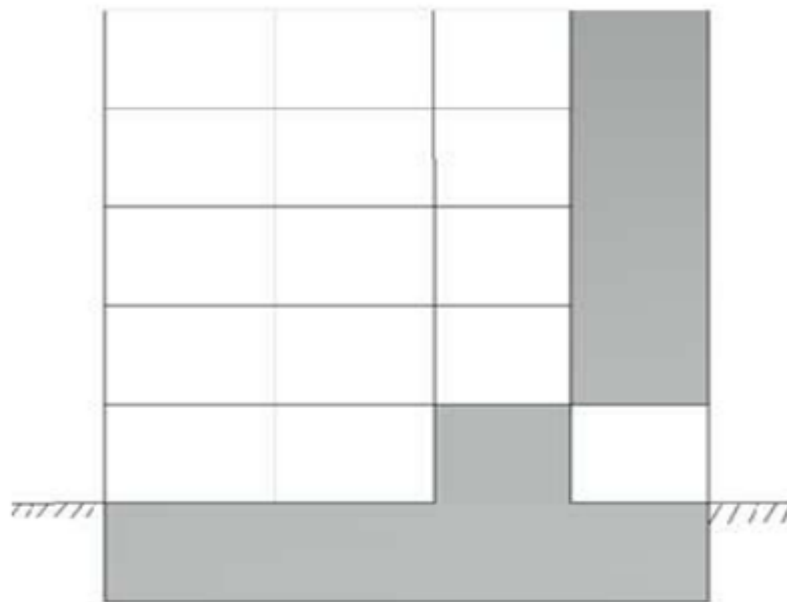


Figure 1.18 : Le contreventement décalé

1.8.7 Sauts de rigidité et de résistance :

En changeant la section des contreventements d'un étage à l'autre, on crée des discontinuités et on provoque de brusques variations de rigidité et de résistance du bâtiment. Il peut en résulter des hétérogénéités dans le comportement dynamique, d'où des sollicitations supplémentaires et des problèmes de transmission des efforts à l'échelle locale.

Le cas échéant, il vaut mieux diminuer la rigidité et la résistance de bas en haut (à droite dans la figure 1.19) que faire l'inverse (à gauche)

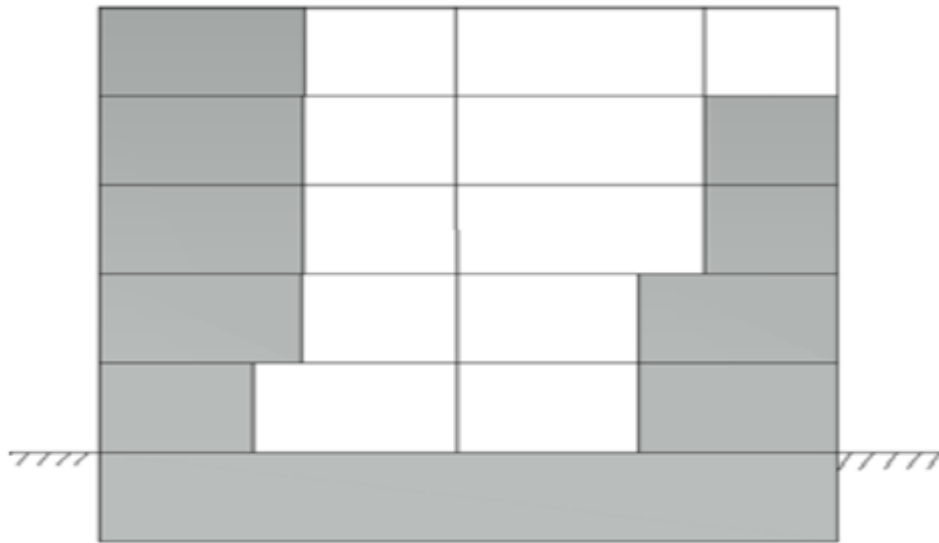


Figure 1.19 : Sauts de rigidité et de résistance

1.8.7 Sauts de rigidité et de résistance :

L'effondrement d'un bâtiment soumis à un tremblement de terre est souvent dû au fait que si les étages supérieurs sont bien contreventés, le rez-de-chaussée est transparent et ne comprend que des colonnes porteuses. Il en résulte un niveau mou, flexible dans le plan horizontal. Or les colonnes sont souvent incapables de suivre sans dégâts les déplacements relatifs entre le sol qui oscille et la partie supérieure du bâtiment qui tend à rester sur place.

Les déformations plastiques, dites rotules plastiques, qui apparaissent aux extrémités des colonnes déclenchent un mécanisme redouté dit «des colonnes» (ou «d'étage»), caractérisé par une concentration des déformations plastiques aux extrémités des colonnes. Il en résulte un comportement instable et l'effondrement du bâtiment est souvent inévitable

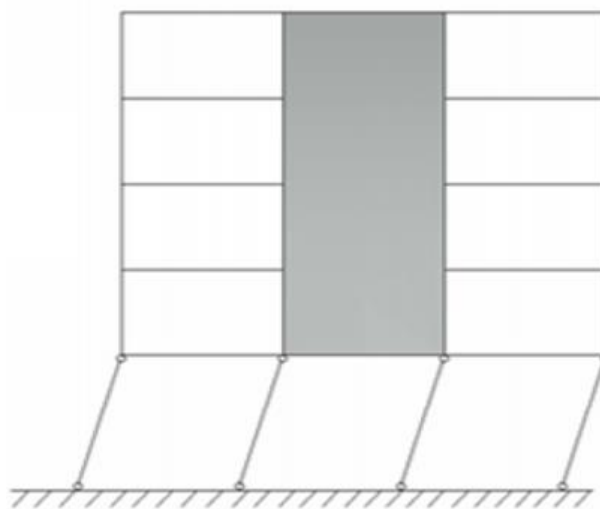


Figure 1.20 : Rez-de-chaussée flexibles

1.8.9 Étages flexibles :

Un étage peut également être plus flexible que les autres s'il est équipé de contreventements moins résistants ou que ces dispositifs font totalement défaut. Il arrive aussi que la résistance ultime dans le plan horizontal soit fortement réduite à partir d'une certaine hauteur dans toute la partie supérieure du bâtiment. Un tel ouvrage est également exposé au redouté mécanisme de colonnes (ou d'étage)



Figure 1.21 : Étages flexibles

1.8.10 Diaphragmes :

Les diaphragmes sont des éléments planchers, toitures, etc..., la rigidité du diaphragme dépend principalement du matériau dont il est constitué et de sa forme. Une dalle en béton armé est préférable car elle est nettement plus rigide dans son plan qu'un plancher en bois, par exemple, des diaphragmes percés de grandes ouvertures sont à éviter car ils sont trop flexibles.

Le rôle des diaphragmes est de transmettre les charges horizontales aux éléments verticaux de contreventement. La transmission doit être plus uniforme possible pour ne pas surcharger un élément particulier et l'amener à la rupture. Dans ce but le diaphragme doit être, dans son plan, plus rigide que les éléments verticaux de la stabilisation, évidemment, une bonne liaison doit être assurée entre eux.

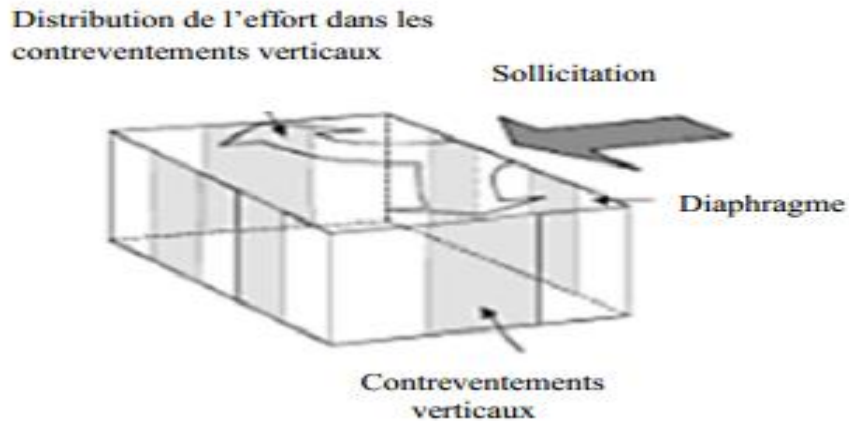


Figure 1.22 : Distribution de charges horizontales du diaphragme aux contreventements verticaux

1.8.11 Largeur des fondations :

Il est bien évident que les contraintes à la fondation diminuent avec la largeur de cette dernière donc, opter pour le choix d'un radier général peut être solution en cas de semelles isolées peuvent être critiques.

1.8.12 Ordre d'apparition des rotules plastiques :

Les comportements inélastiques étant acceptés dans la conception parasismique, il convient que le projeteur optimise la capacité résistante de la structure en agissant sur l'ordre d'apparition de ces comportements dans les différents éléments. À cet égard, il est recommandé de privilégier la conception poteaux forts poutres faibles dans laquelle la formation des rotules plastiques dans les éléments porteurs verticaux ne peut précéder la formation de rotules dans les éléments transversaux (figure 1.22). De cette manière, la structure est capable de dissiper de l'énergie sans dégradation de sa capacité porteuse, alors que dans la conception inverse (poteaux faibles-poutres fortes), une grande déformation des éléments verticaux se résulte sous l'effet des moments du second ordre.



Figure 1.23 : Apparition des rotules plastiques

CHAPITRE 02

PRESENTATION DES

STRUCTURES ETUDIEES

2.1 Présentation et caractéristiques des structures

2.1.1 Présentation des structures

Les structures considérées pour l'étude sont des structures en **(R+5)**, régulières en plan et en élévation à usage d'**habitation**. Elles sont considérées implantées sur un **site ferme (S2)**, dans la wilaya de **Tissemsilt** qui est classée selon le règlement parasismique algérien (**RPA99/version 2003**), comme une zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**).

2.1.2 Caractéristiques géométriques

Les trois structures étudiées représentent une même vue en plan. Cette vue comporte 03 travées identiques de 5 m dans le sens X-X et trois travées de 4 m dans le sens Y-Y ; La première est une structure poteau-poutre qu'on appelle dans le reste du mémoire variante 1 , elle est illustrée dans la (figure 2.1), la deuxième comporte des voiles de 2 m de largeur dans les deux sens qu'on appelle variante 2 (figure 2.2) et la troisième comporte des voiles de 5 m dans le sens X-X et de 4 m dans le sens Y-Y qu'on appelle variante 3 (figure 2.3).

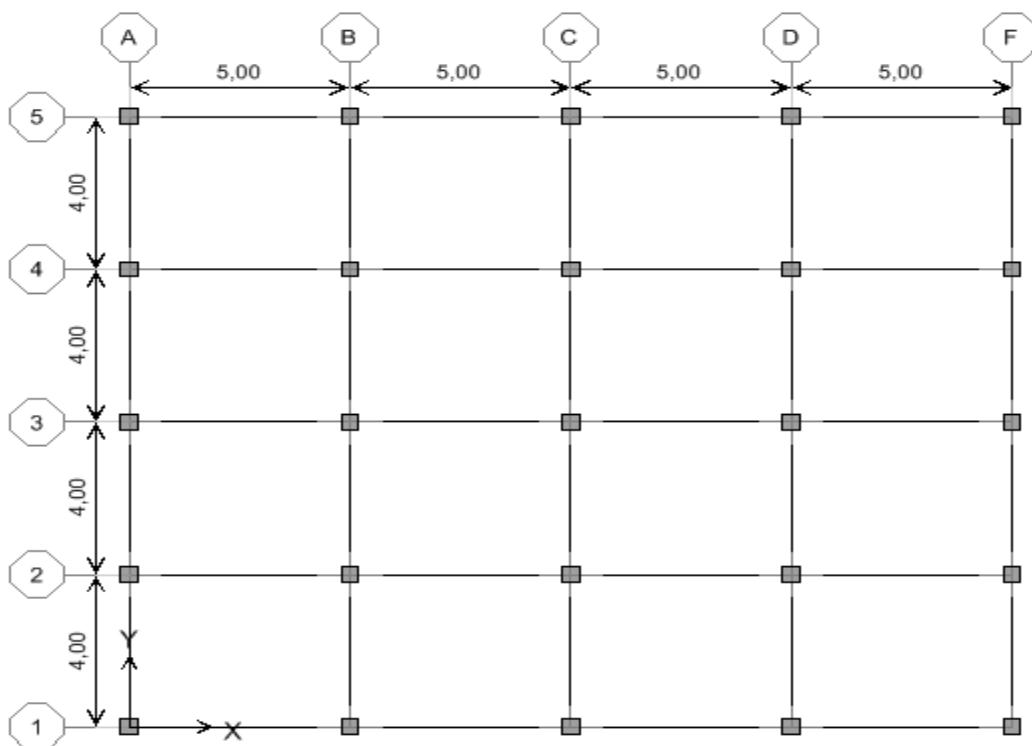


Figure 2.1 : Vue en plan de la variante 1.

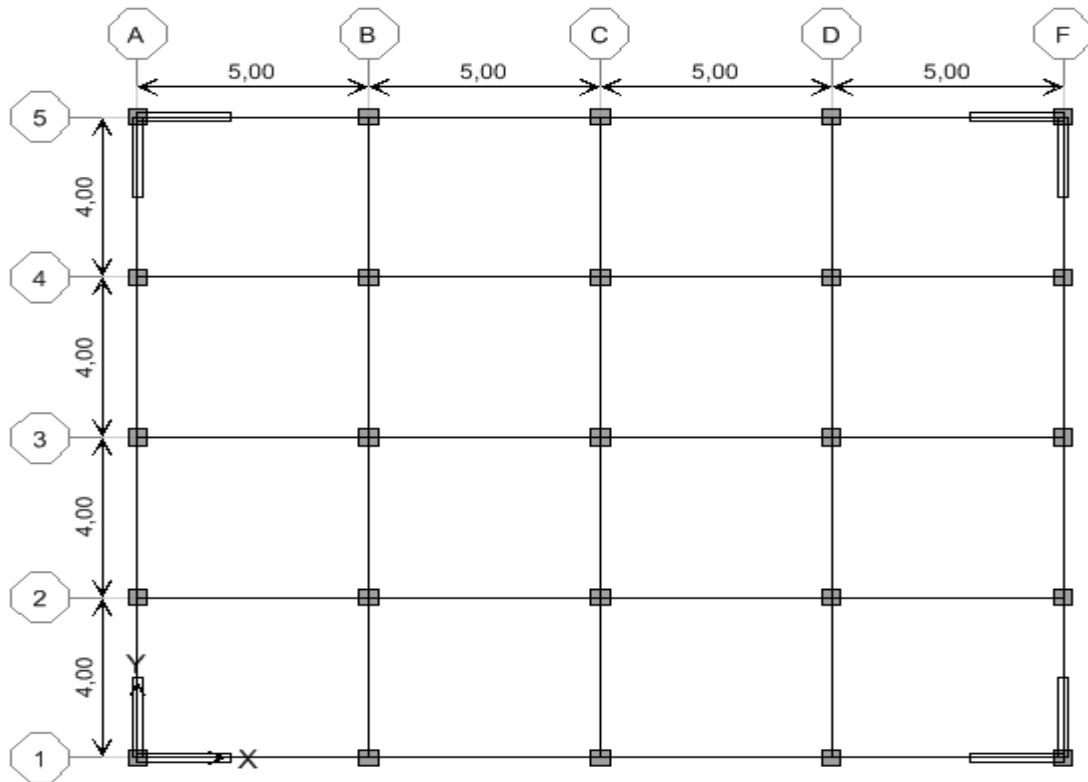


Figure 2.2 : Vue en plan de la variante 2.

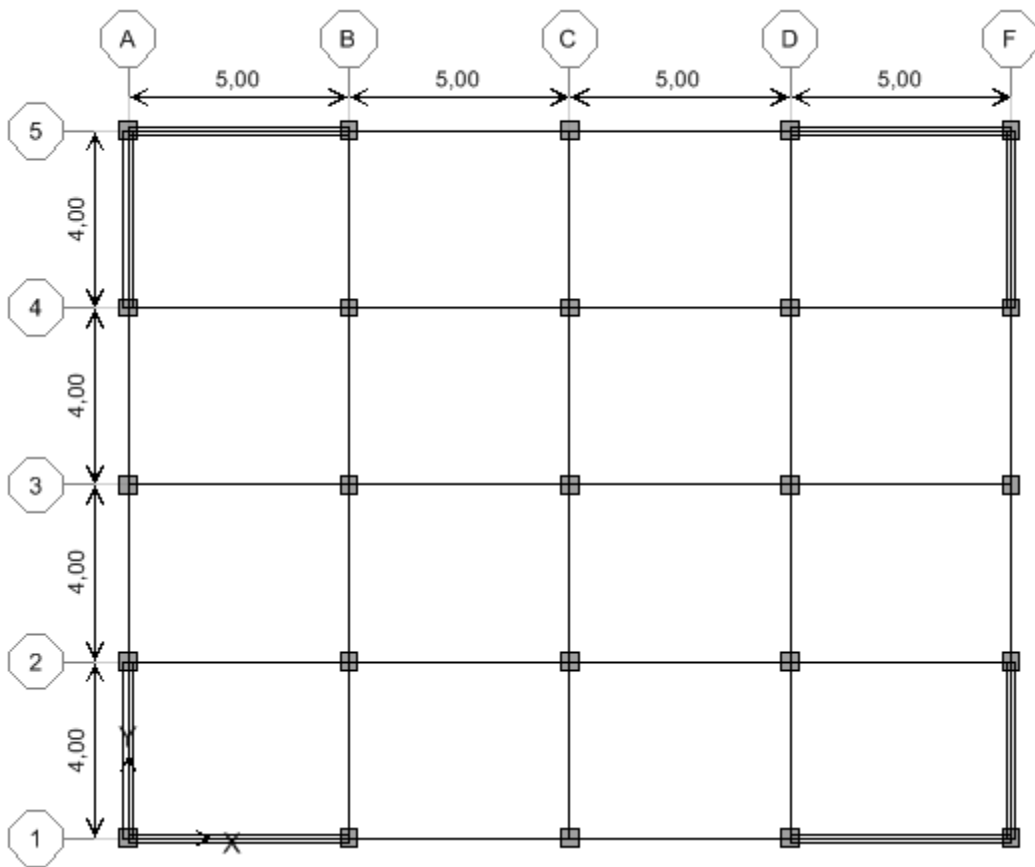


Figure 2.3 : Vue en plan da la variante 3.

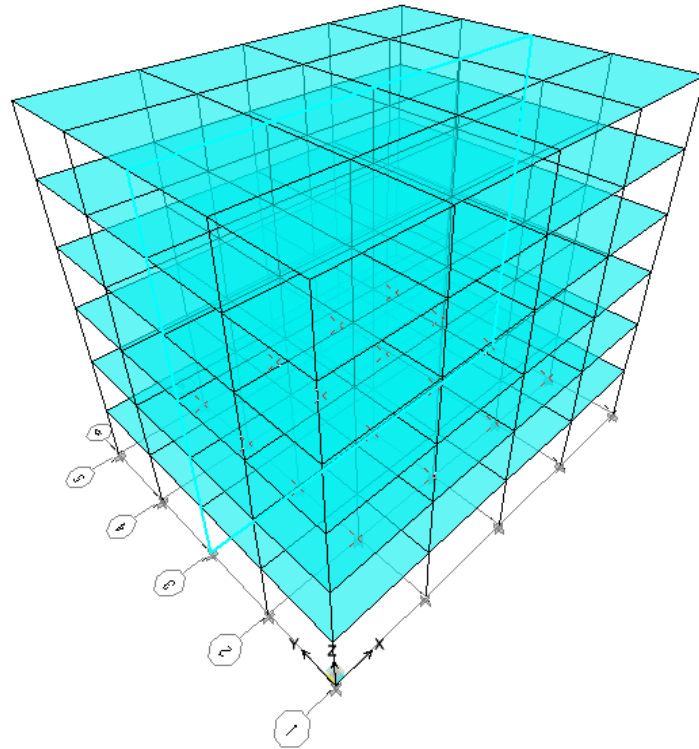


Figure 2.4 : Vue 3D variante 1.

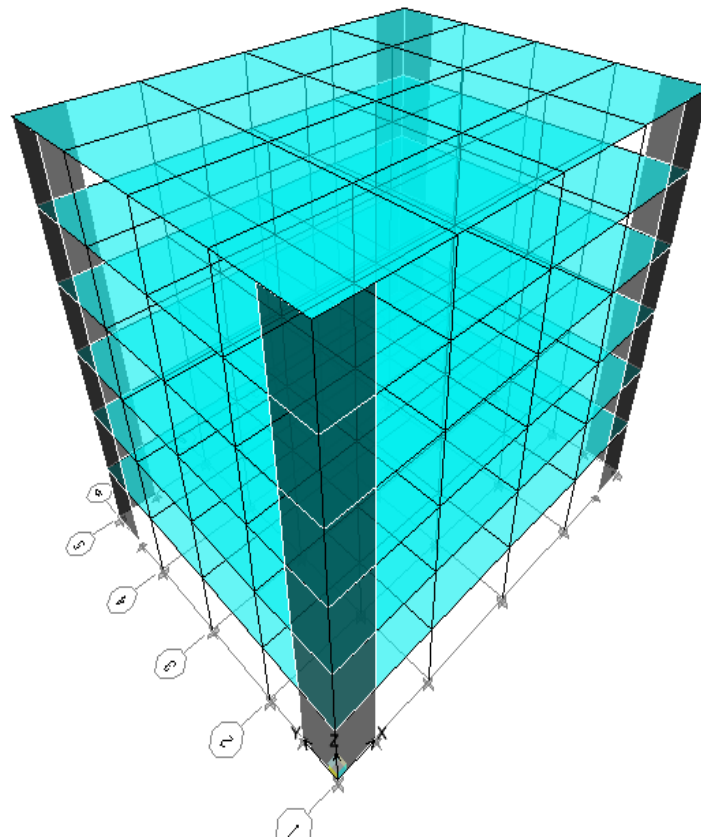


Figure 2.5 : Vue 3D variante 2.

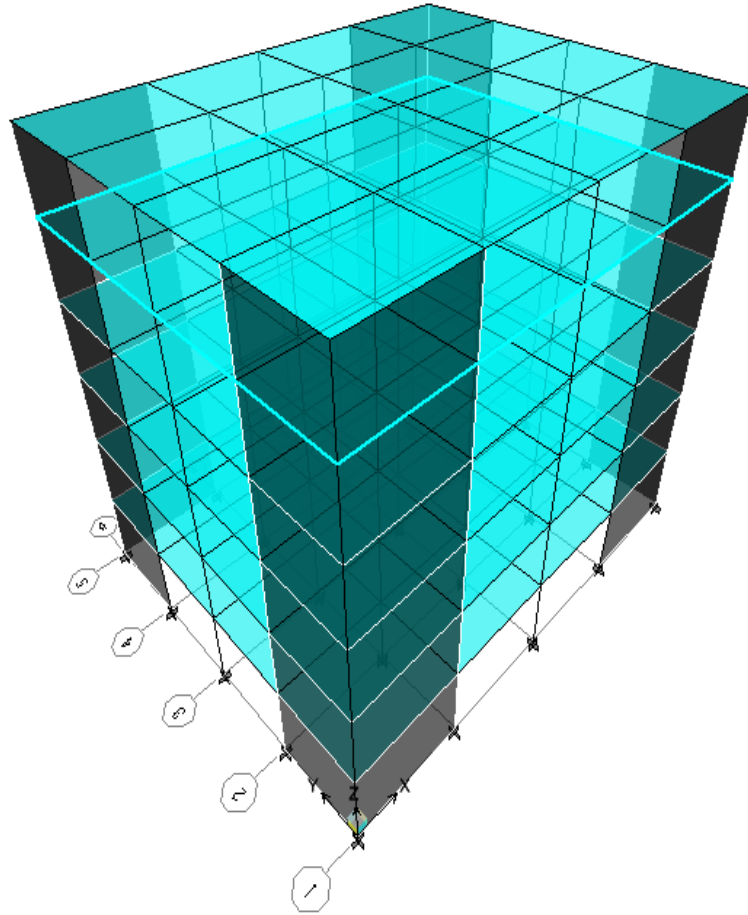


Figure 2.6 : Vue 3D variante 3.

2.1.3 Caractéristique des matériaux :

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier.

2.1.3.I Le Béton :

Le béton est un matériau obtenu par un mélange adéquat de granulats (sable, gravier,) le liant hydraulique (ciment) et de l'eau. Il présente de bonne résistance en compression, de l'ordre de 20 à 40 MPa pour le béton ordinaire. Par contre, son comportement est fragile vis -à-vis de la traction, de l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression.

I. A) Les compositions du béton:

I. A.1 Ciment:

Le ciment joue le rôle entre produits employés dans la construction. La qualité du ciment et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.

I. A.2 Granulats:

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :

- Sables :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches, la grosseur de ces grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

- Pierraille :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

I. A.3 Dosage de béton:

Le dosage de béton est le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton.

La composition moyenne pour un mètre cube de béton est la suivante :

- 350 kg/m² de ciment de classe CPJ 325.
- 400 litres de sable de diamètre 0 à 5mm.
- 800 litres de gravier de diamètre 15 à 25mm.
- 175 litres d'eau de gâchage.

I. B Caractéristiques Physique et Mécaniques du Béton :

I. B.1 Résistance caractéristique à la compression et à la traction :

Le béton de ciment ainsi obtenu résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction (résistance à la compression est de l'ordre de 20 à 40MPa et la résistance à la traction est de l'ordre de 2 à 4MPa).

Dans le cas courant un béton est défini par sa résistance à la compression à 28jour Cette valeur est déterminée par des essais de laboratoire.

A partir de la résistance moyenne obtenue, on calcul la résistance caractéristique

Pour le calcul de la résistance du béton âgé de j jours, le CBA93 préconise pour un béton âgé de moins de 28 jours d'utiliser la formule suivante :

$$F_{gj} = \frac{j \times F_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \quad \text{pour : } F_{c28} \leq 40 \text{MPa}$$

$$F_{gj} = \frac{j \times F_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \quad \text{pour : } F_{c28} \geq 40 \text{MPa}$$

Dans notre cas on prendra les données suivantes :

Compression : $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Traction : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$

I. B.2 Module d'élasticité :

C'est le rapport entre la contrainte appliquée et la déformation relative, il est définissable que dans la phase élastique où il y a proportionnalité des contraintes et déformations.

I.B.3 Module de déformation longitudinale :

- Le module de déformation longitudinal instantané E_{ij} est donné par (Art A.2.1, 21, BAEL 91)

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ soit donc } E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa.}$$

- Le module de déformation longitudinal différé E_{vj} est donné par (Art A.2.1, 22, BAEL 91)

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ soit donc } E_{vj} = 10819 \text{ MPa.}$$

I.B.4. Module de déformation transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale est donnée par :

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

E : module de Young

ν : coefficient de poisson

I.B.5. Le coefficient de poisson : (Art A.2.1, 3, BAEL91) :

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale et vaut :

ν = 0 : Le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré (**ELU**).

ν = 0.2 : Le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré (**ELS**).

I.C Notion des états limites :

On distingue 02 états limites de calcul

- Etat limites ultime de résistance
- Etat limite de service

ELU : Correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction et dont le dépassement entrainera la ruine de l'ouvrage, alors il doit être justifié vis à vis de :

- La résistance de toute la structure.
- L'équilibre statique (pas de renversement).
- La stabilité de forme (pas de flambement).

La contrainte limite ultime de résistance du béton à la compression est donnée par (**Art A.4.3, 41.BAEL91**)

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_{b\theta}}$$

Avec

γ : coefficient de sécurité du béton. θ : coefficient fixe en fonction de la durée d'application de l'action considérée.

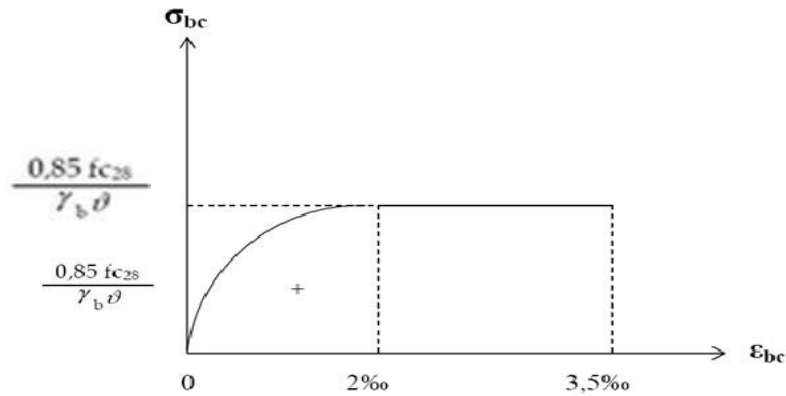
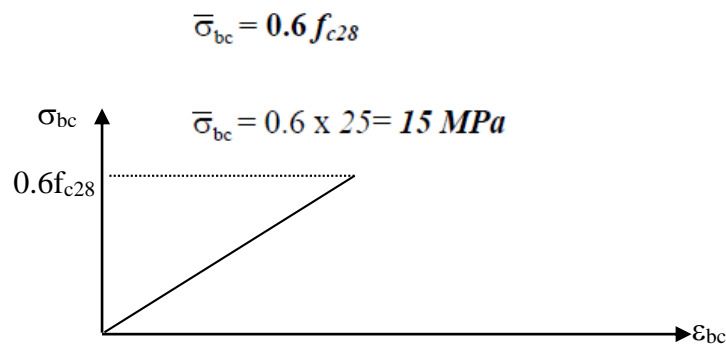


Figure 2.7 : Diagramme – rectangle des contraintes-déformation du béton à l'ELU de résistance.

ELS : (Art A.4.5, 2, BAEL91)

C'est au delà lequel les conditions normales d'exploitation et de la durabilité ne sont plus satisfaites (ouverture des fissures, déformation excessives des éléments porteurs, vibration ou fatigue, perte d'étanchéité) ; il comprend les états limites de fissuration et de la déformation de service à la compression donnée comme suit :



II- Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\ 000 \text{ MPa}$.

II. A. Caractéristiques mécaniques :

Les valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e sont données par le tableau suivant :

Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e .

type	Nuance	f_e (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	FeE22 FeE24	215 235	Emploi courant. Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	FeE40 FeE50	400 500	Emploi courant.
Fils tréfiles HA Type 3	FeTE40 FeTE50	400 500	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
Fils tréfiles lisses Type4	TL50 $\varnothing > 6\text{mm}$ TL50 $\varnothing \leq 6\text{mm}$	500 520	Treillis soudés uniquement emploi courant

Tableau 2.1 : Caractéristiques mécaniques des aciers.

II. B. Contraint limite de l'acier :

II. B.1. Contrainte à ELU :

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

f_e : contrainte limite élastique.

ε_s : déformation (allongement) relative de l'acier.

$$\varepsilon_{es} = \left(\frac{f_e}{\gamma_s E_s} \right)$$

σ_s : contrainte de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = 1.15$ en cas de situations durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1.00$ en cas de situations accidentelles.

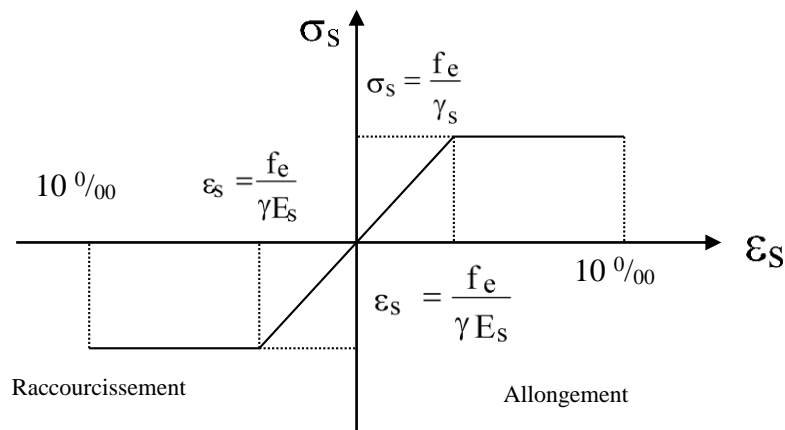


Figure 2.8 diagramme contraintes déformations

II. B.2. Contrainte à ELS:

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

1. Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
2. Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (2/3f_e ; 150\eta)$ (MPa)
3. Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (1/2f_e ; 110\eta)$ (MPa)

Avec η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA).

II. B.3. Coefficient d'équivalence:

Le coefficient d'équivalence noté n est le rapport suivant : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

Avec :

n : coefficient d'équivalence.

E_s : module de déformation de l'acier.

E_b : module de déformation du béton.

2.2. Dimensionnement de la structure :

2.2.1 Planchers :

On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- ✓ La facilité de réalisation.
- ✓ Les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes (max 5,1 m).
- ✓ Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- ✓ L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistances.
- ✓ L'épaisseur du plancher sera déduite

A. Prédimensionnement :

A.1 Résistance au feu :

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

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

$e = 17,5\text{ cm}$ pour un coupe feu de quatre heures.

On admet: $e = 20\text{ cm}$.

A.2 Résistance a la flexion :

Dalles reposant sur deux appuis : $L_x/35 < e < L_x/30$

Dalles reposant sur deux ou trois appuis : $L_x/50 < e < L_x/40$.

L_x :est la petite portée de panneau le plus sollicité , dans notre cas, la dalle reposant sur quatre appuis a une portée égale a : $L_x = 4\text{ m}$

Donc on a : $8\text{ cm} \leq e \leq 10\text{ cm}$

On prend : $e = 9\text{ cm}$

A.3 Condition du BAEL 91 :

Les planchers sont constitués des associes aux corps creux, pour le prédimensionnement de la hauteur des poutrelles on utilisera les formules données par le B.A.E.L.91 :

$$L_{\min} / 25 \leq h_t \leq L_{\min} / 20$$

L_{\min} : la distance entre nues d'appuis.

h_t : épaisseur du plancher.

On a: $L_{\min} = 4\text{ m}$

Donc $e = 20\text{ cm}$

A.4 Isolation phonique :

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de

$$e = 16 \text{ cm}$$

Conclusion :

$$e = (16 + 4) \text{ cm} \quad \text{donc :} \quad e = 20 \text{ cm}$$

Les planchers sont réalisés en corps creux (**16+ 4**) et considérés comme des diaphragmes rigides dans leurs plans.

B Descente des charges des dalles :

La descente des charges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher

G : la charge permanente

Q : la charge d'exploitation

Charge permanente : la charge permanente correspond au poids propre des éléments porteurs, ainsi que les poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que plafond, enduits, et revêtements quelconques, et les éléments de la construction soutenus ou supportés par les éléments porteurs tels que: cloisons fixes ,conduits de fumée , gaines de ventilation.

Charge d'exploitation : les charges d'exploitation sont celles qui résultent de l'usage des locaux par opposition au poids des ouvrages qui constituent ces locaux, ou à celui des équipements fixes. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes.

B.1 Plancher terrasse (inaccessible):

Protection en gravillon (e=5cm)	$0,05 \times 1700 = 85 \text{ kg/m}^2$
Etanchéité multicouches (e=6cm)	$0,06 \times 200 = 12 \text{ kg/m}^2$
Béton de pente (e =10cm)	$0,1 \times 2200 = 220 \text{ kg/m}^2$
Isolation thermique au liégé (e = 4 cm)	$0,04 \times 400 = 16 \text{ kg/m}^2$
Dalle pleine en corps creux (e = 16+4)	$0,20 \times 1400 = 280 \text{ kg/m}^2$
Enduit plâtre (e = 2 cm)	$0,02 \times 1000 = 20 \text{ kg/m}^2$

Total=633kg/m²

G=633kg/m²

Q=100kg/m²

B.1.Plancher Courant :

Revêtement en carrelage (e= 2cm)	$0,02 \times 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$
Mortier de pose (e=2cm)	$0,02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$
Lit de sable (e =3cm)	$0,03 \times 1800 = 54 \text{ kg/m}^2$
Dalle en corps creux (e = 16+4 cm)	$0,20 \times 1400 = 280 \text{ kg/m}^2$
Enduit plâtre (e = 2cm)	$0,02 \times 1000 = 20 \text{ kg/m}^2$
Cloisons légers	100kg/m ²

Total=538kg/m²

G=538kg/m²

Q=150kg/m²

2.2.2 Poutres :

1) Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de RPA99 suivant :

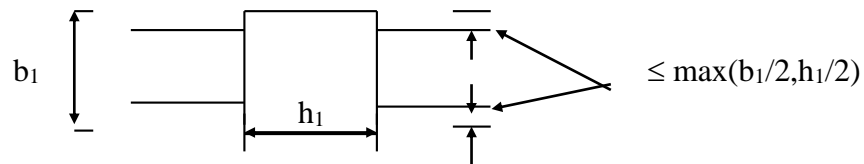
$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm.} \\ h \geq 30 \text{ cm.} \end{array} \right\} \text{Condition de flèche}$$

$$\left. \begin{array}{l} h / b \leq 4.0 \\ b_{\max} = 1.5 h + b_1 \end{array} \right\} \text{Condition de RPA}$$

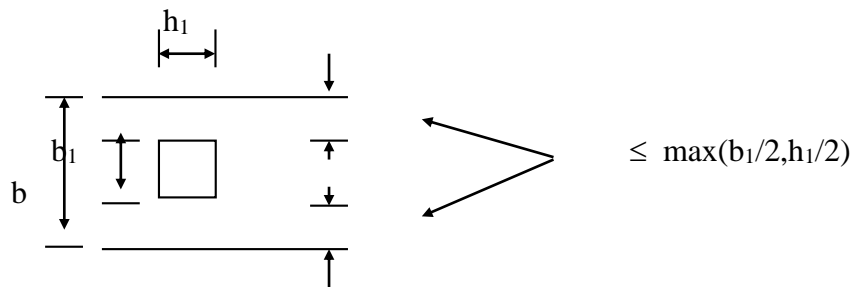
2) D'après la formule empirique; les dimensions des poutres doivent respecter la condition suivante:

$$L / 15 \leq h_t \leq L / 10 \quad \text{avec } b_1 \text{ et } h_1 :$$

Cas a) :



Cas b) :



Dimensions à respecter par les poutres

On prendra pour :

➤ **Poutres principales :**

$$L = 5.00 \text{ m} : 0,33 \leq h_t \leq 0,50$$

$$\text{Donc : } h_t = 40\text{cm} \quad \text{et} \quad b = 30\text{cm}$$

➤ **Poutres secondaire :**

$$L = 4.00 : 0,26 \leq h_t \leq 0,40$$

$$\text{Donc : } h_t = 30\text{cm} \quad \text{et} \quad b = 30\text{cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 1.33 < 4 \text{ pour les poutres principales} \\ h/b = 1.00 < 4 \text{ pour les poutres secondaires} \end{array} \right.$$

Nota : Les conditions de RPA99/v2003 sont vérifiées.

2.2.3. Poteaux

Le calcul est basé sur la section du poteau le plus sollicité (centrale).

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent selon les règlements RPA 99

Satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Min} (a ; b) \geq 25\text{cm}$$

Poteau rectangulaire $\text{min} (a ; b) \geq h_e/20$

$$1/4 \leq a/b \leq 4$$

avec (h_e : Hauteur d'étage).

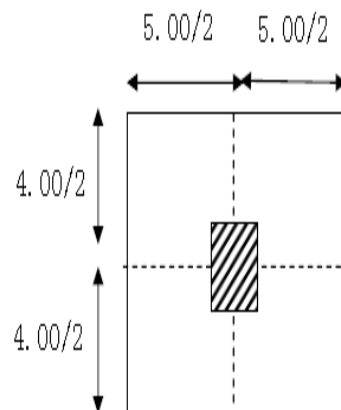
Poteau de RDC :

La section offerte est la section résultante de la moitié des panneaux en tournant le poteau

Rectangulaire le plus sollicité

$$S = (5.00/2 + 4.00/2) \times (5.00/2 + 4.00/2) = 20.25 \text{ m}^2.$$

Le poteau sera calculé en compression centré



Charges et surcharges revenants au poteau :

Effort dus aux charges permanentes :

Dalle en corps creux on majore S par 10%

$$S' = 20.25 \times 1.1 = 22.275 \text{ m}^2$$

Plancher terrasse G.S = $0.633 \times 22.275 = 14.10 \text{ t}$

Plancher étage courant n.G.S = $6 \times 0.538 \times 22.275 = 70.90 \text{ t}$

$$NG = 14.10 + 70.90 = 85 \text{ t}$$

Effort dus aux charges exploitations :

On applique la loi de dégression

Pour $n \geq 5$ cas des charges déférentes

Avec $(n+1)$: nombre des niveaux

$$Qt = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_1^n Q_i$$

$$Qt = 1 + \frac{3+6}{2 \times 6} (1.5 \times 5) = 0.663t / m^2$$

$$NQ = 1.1 \times 20.25 \times 0.663 = 14.768 \text{ t}$$

$$Nu = 1.35NG + 1.5NQ$$

$$Nu = 1.35 \times 85 + 1.5 \times 14.768 = 136.90 \text{ t}$$

Détermination de la section du Poteau (a x b)

On sait bien que : $B_r \geq 0,64 N_u \Rightarrow B_r \geq 876.16 \text{ cm}^2$.

Donc on prend : $B = (40 \times 40)$

Vérification suivant RPA99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (h_1, b_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min (h_1, b_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \min (40, 40) \geq 25 \text{ cm} \\ \min (40, 40) \geq \frac{306}{20} = 15.3 \text{ Conditions vérifiées} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{40}{40} = 1 \leq 4 \end{array} \right.$$

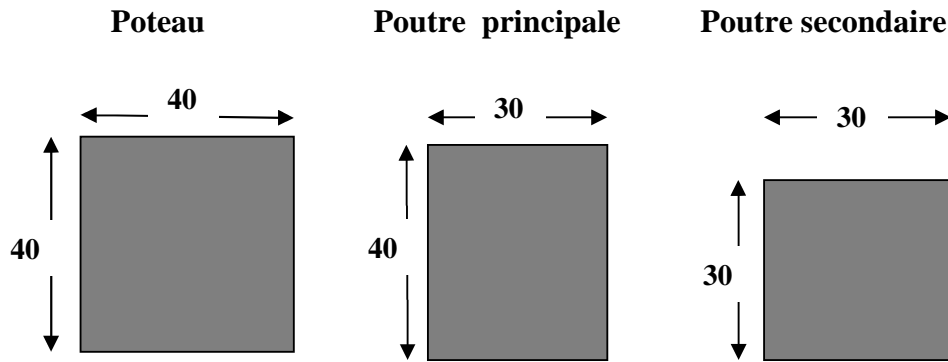


Figure 2.9: Dimension des sections de béton des poutres et des poteaux des trois structures.

2.2.4. Voiles

D'après RPA99 article 7-7-1 Sont considérés comme des voiles les éléments satisfaisants la condition $L \geq 4a$:

L : la longueur du voile.

a : l'épaisseur du voile.

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

L'article 7-7-1 du RPA99, l'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

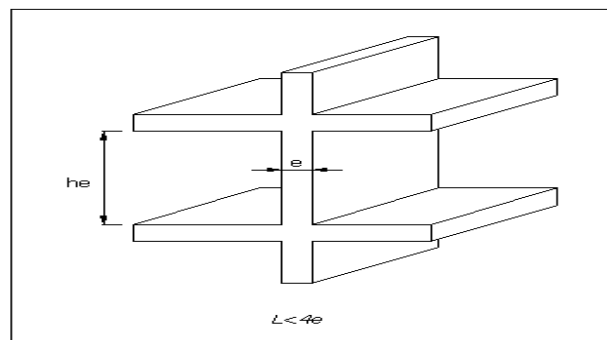


Figure 2.10: Coupe de voile en élévation

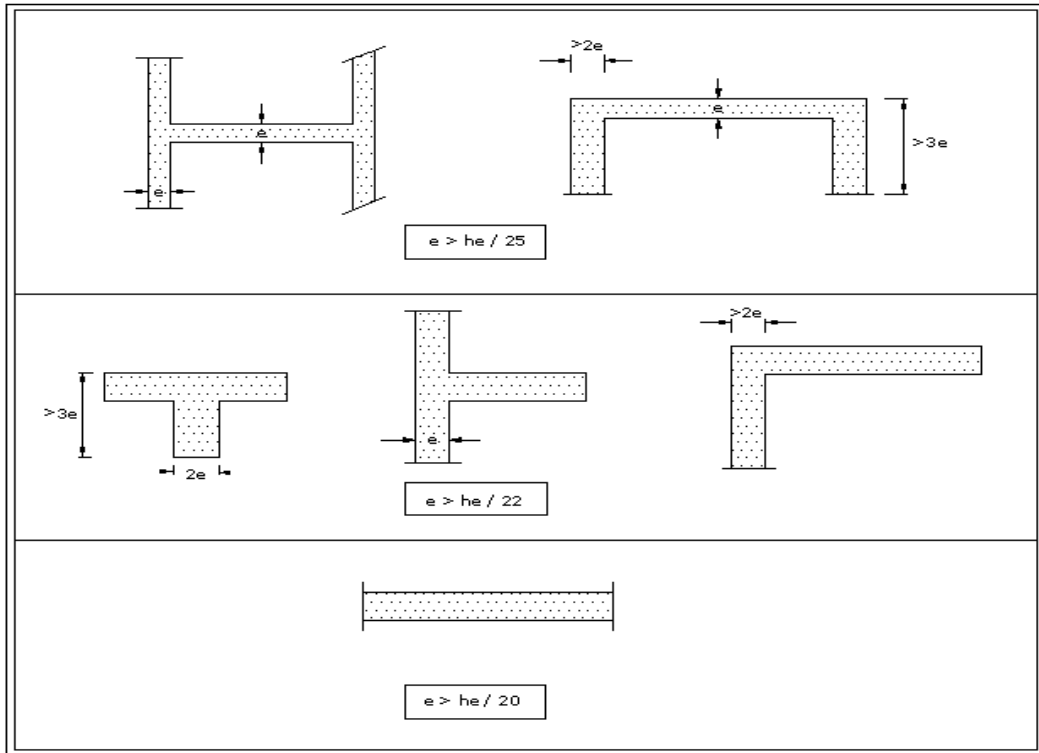


Figure 2.11: Coupe de voile en plan.

h_e : hauteur d'étage :

$h_e = 3.06\text{m}$

$a \geq \{408/25, 408/22\}$

$a \geq \{12.24, 15.30\}$ donc : $a = 20\text{cm}$

On adopte épaisseur du voile de 20cm

2.3. Charges appliquées

2.3.1. Charges gravitaires

On rappelle que les structures considérées sont à usage d'habitation à planchers à corps creux de type (16+4) ; les charges gravitaires sont évaluées comme suit :

- Les charges permanentes (**G**) du plancher terrasse sont évaluées à **6.33KN/m²** et celles du plancher courant à **5.38 KN/m²**.
- Les charges d'exploitation (**Q**) du plancher terrasse sont de **1 KN/m²** et celles du plancher courant à **1.5 KN/m²**.

2.3.2. Surcharges sismiques

Les charges sismiques agissant sur les structures étudiées sont les forces latérales appliquées aux différents niveaux des structures.

Les forces sismiques globales agissant sur l'ensemble de chaque bâtiment sont calculées sur la base d'une analyse modale spectrale de ce dernier à l'aide de logiciel ETABS et on utilisant comme action sismique le spectre de réponse de calcul définit dans le

RPA99/version 2003

CHAPITRE 3:

LES DIFFERENTES ETAPES DE MODELISATION PAR LOGICIEL DE CALCUL

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis M.E.F permettant le calcul automatique de structures diverses. L'ingénieur pourrait donc ignorer les principes de la M.E.F, il lui suffirait de savoir utiliser les programmes de calcul et de connaître les règlements en vigueur. Seulement, cet utilisateur serait incapable de se rendre compte de la correction des résultats donnés par l'ordinateur.

Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la M.E.F, et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la M.E.F et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

Ce dernier pourra alors en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul de structure et contrôler presque sans effort les résultats fournis par l'ordinateur.

3.1 CONCEPT DE BASE DE LA M.E.F :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

3.2 Description de l'étaps 9.7.0

ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé,



Ainsi qu'il prend en considération l'excentricité accidentelle exigée par le RPA.

3.3 Différentes étapes de modélisation avec le logiciel

3.3.1 Définition de la géométrie du model

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargements de la structure, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

En effet, une structure peut être composée en sous schémas (portiques, treillis, dalle, voile) chacun défini dans sa base graphique correspondante, ensuite assemblée en schéma final de calcul, pendant que la compatibilité des connections s'effectue automatiquement.

Par ailleurs, les éléments finis, associés à une des bases graphiques de génération de schéma, sont directement paramétrés (Figure 3.1).

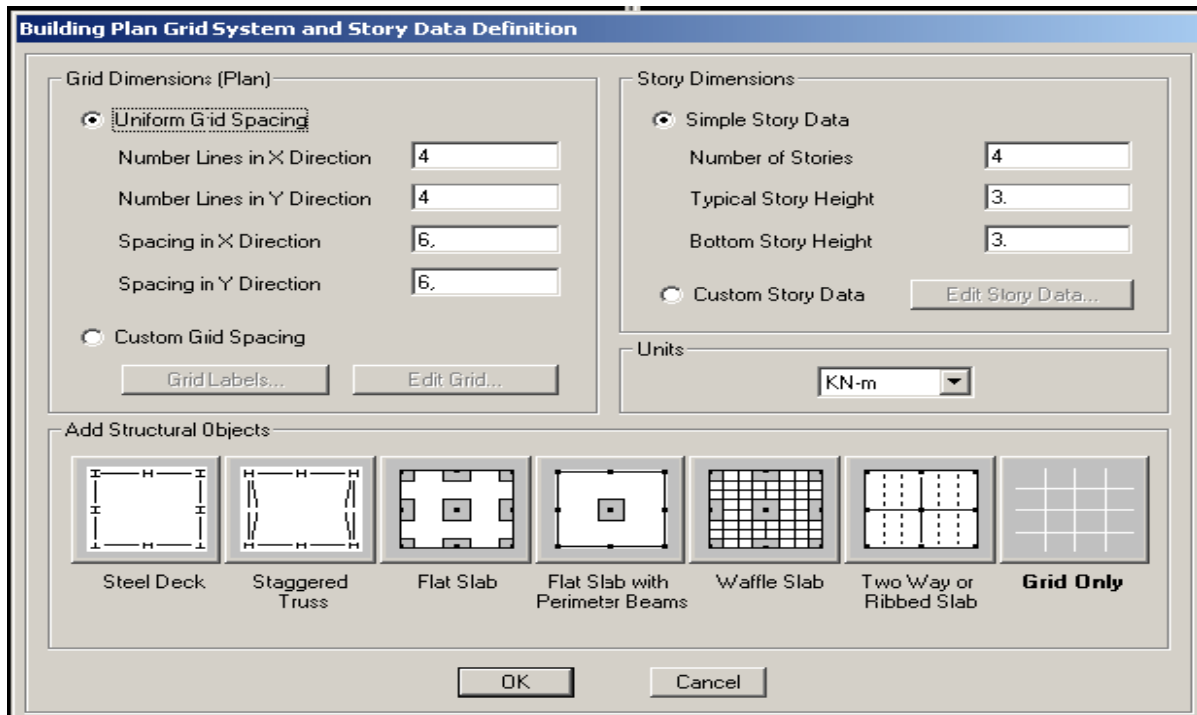


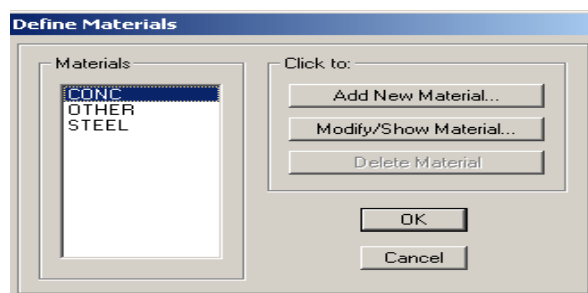
Figure 3.1 : Système de Grid Line de L'ETABS.

3.3.2 Définition des propriétés mécaniques des matériaux utilisés

Cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques et élastiques du matériau de la structure.

Le logiciel ayant des caractéristiques par défaut des deux matériaux, le béton et l'acier qui peuvent être changées selon les caractéristiques demandées.

Des types de matériaux peuvent être personnalisés en introduisant les propriétés mécaniques dans le menu réservé à cette option.



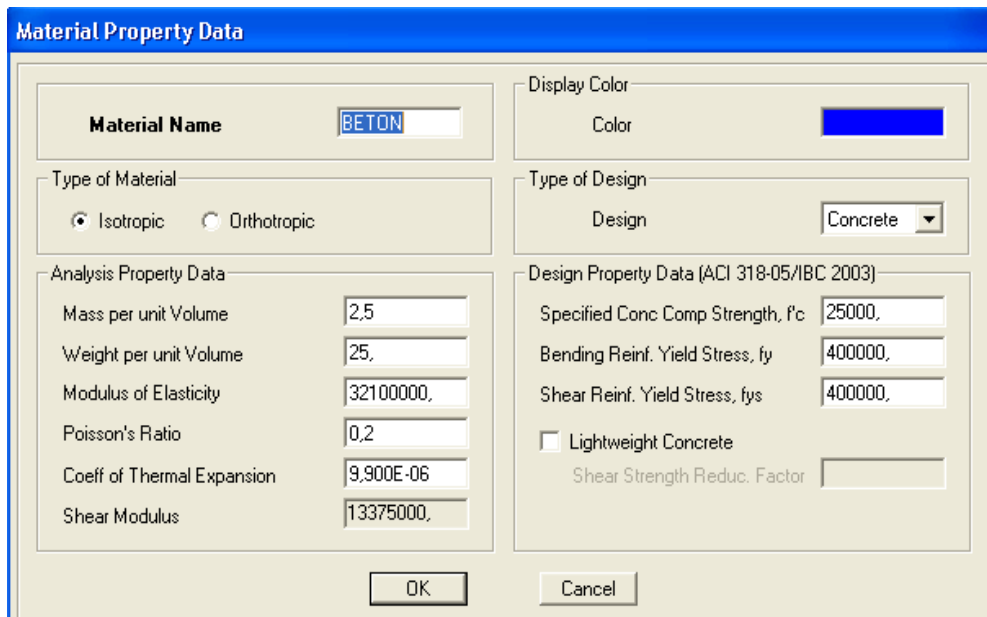


Figure 3.2 : définition des matériaux utilisés

3.3.3 Section des éléments

Les caractéristiques géométriques des éléments doivent être spécifiées pour chaque groupe d'éléments de même dimensions.

Ces propriétés peuvent être introduites directement en termes de caractéristiques prismatiques : aire de section droite de la barre, moments d'inertie par rapport aux axes locaux 2 et 3, constante de torsion, hauteurs de la barre selon les axes locaux 2 et 3 pour prise en compte de déformations dues à l'effort tranchant.

Cependant, ces propriétés peuvent aussi être spécifiées en termes des dimensions clés de la section, et le programme (logiciel) calcule automatiquement les propriétés nécessaires pour l'analyse de la structure et pour la vérification de la structure.

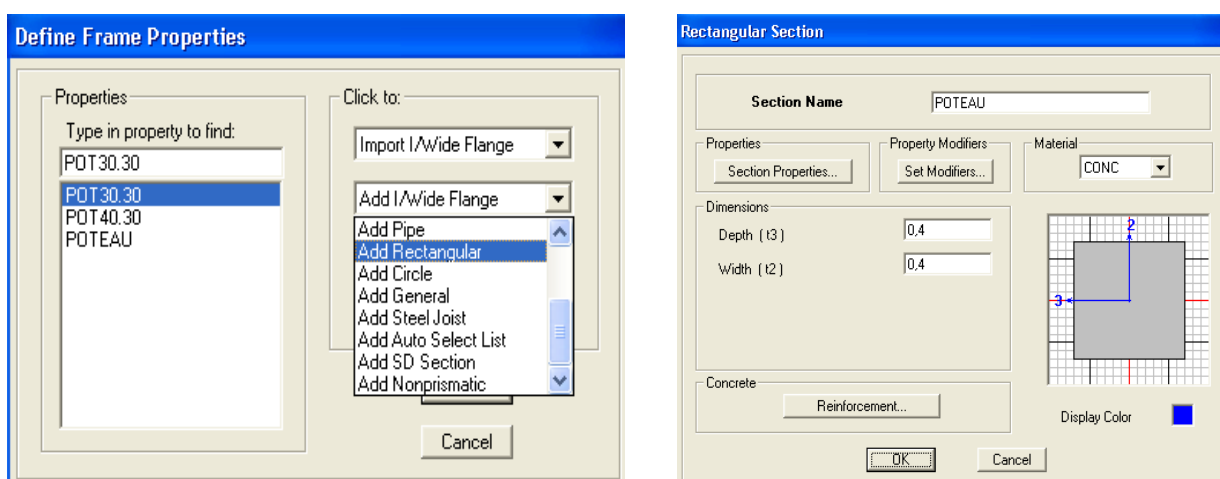


Figure 3.3 : Définition des caractéristiques géométriques des éléments.

3.3.4 Encastrement des fondations

Les supports peuvent être spécifiés comme articulés, encastrés, ou comme encastrés avec certaines relaxations. Le support articulé est considéré être libéré en rotation, et bloqué en translation. ETABS permet aussi de spécifier des constantes de ressort, en translation ou rotation, ce qui permet la définition des appuis élastiques

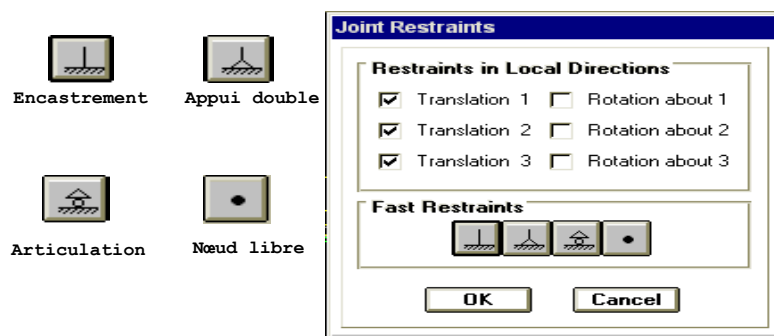
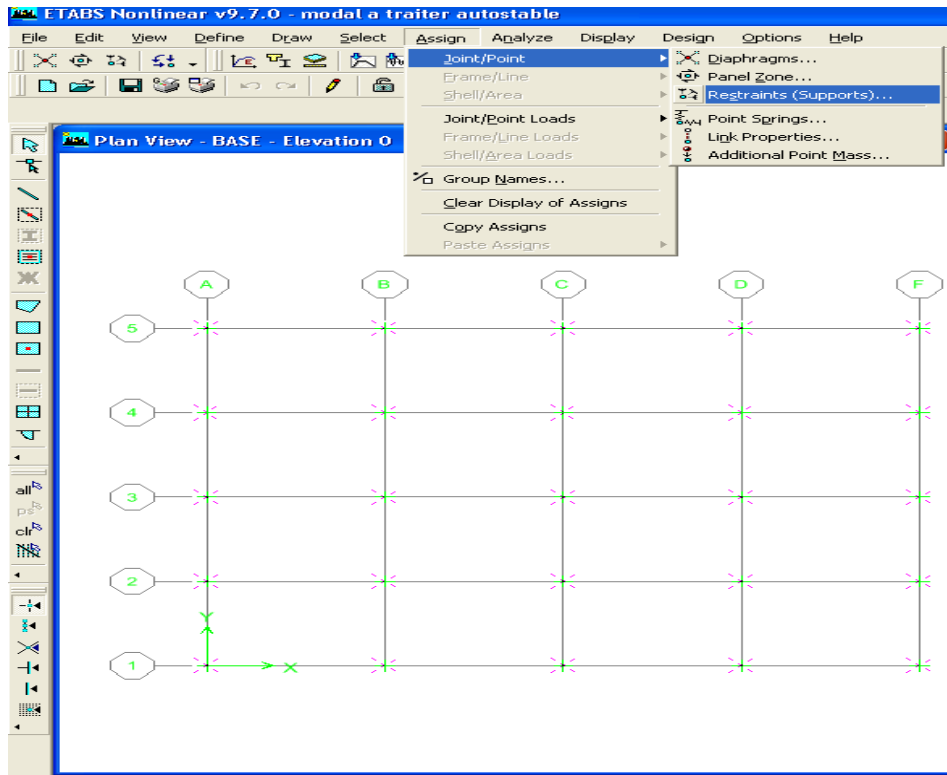


Figure 3.4 : Encastrement des fondations

3.3.6 Définition des charges statiques

Cette option permet de définir plusieurs cas de charges et leurs types, telles que, on distingue les charges permanentes (DEAD), d'exploitations (LIVE), sismiques (QUAKE), du vent (WIND), de la neige (SNOW) et d'autres.

Le poids propre de la structure est pris en compte par le coefficient 01 dans les cas de charges. Ce coefficient peut être changé selon le cas. Par exemple le poids propre est annulé dans le cas de charge d'exploitation dont on remplace ce coefficient par 0.

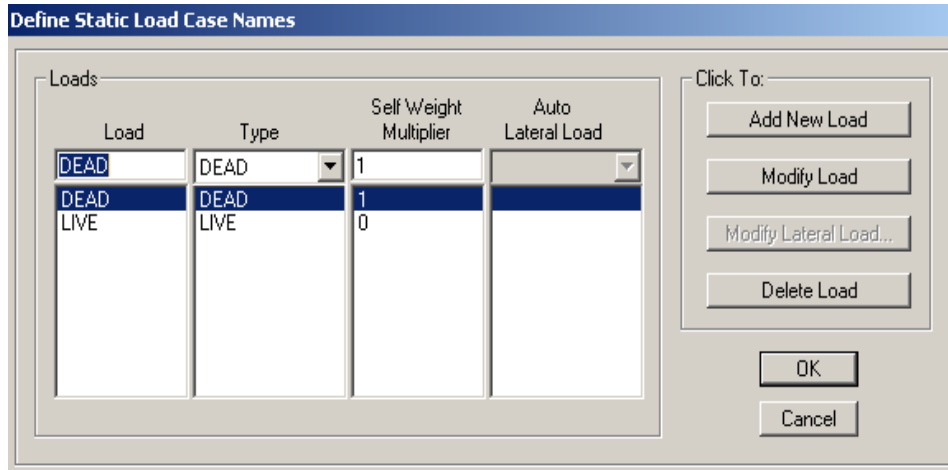


Figure 3.5: Définition des cas de charges statiques.

3.3.7 FRAME /LINE LOADS (Charges appliquées sur les éléments FRAME)

Les charges appliquées sur les éléments FRAME en formes Charges uniformément réparties.

Les charges (forces ou moments) sont orientées selon les axes globaux de la structure ou aux axes locaux des éléments. Ces dernières sont spécifiées par leurs directions du chargement, points d'application pour les charges ponctuelles et trapézoïdales et ses valeurs.

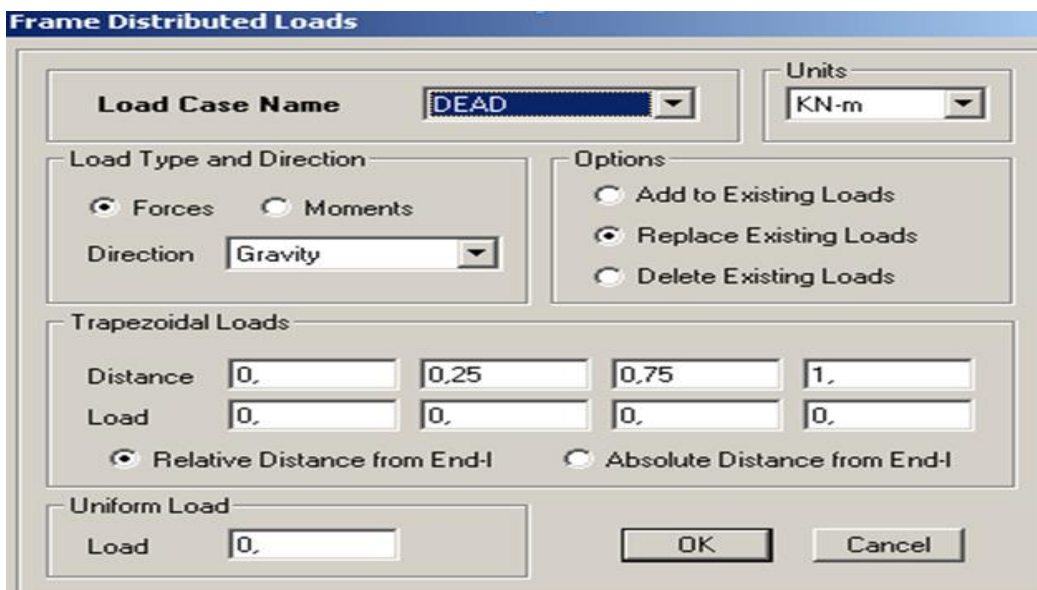


Figure 3.6 : Charges appliquées sur les éléments FRAME

3.3.8 Combinaisons de charges;

Cette option nous permet de l'introduction des masses pour l'étude dynamique d'une manière automatique à partir des charges statiques ($G+\beta Q$), ou bien à partir d'une masse spécifiée (surfacique ou bien concentrée dans un centre de masse).

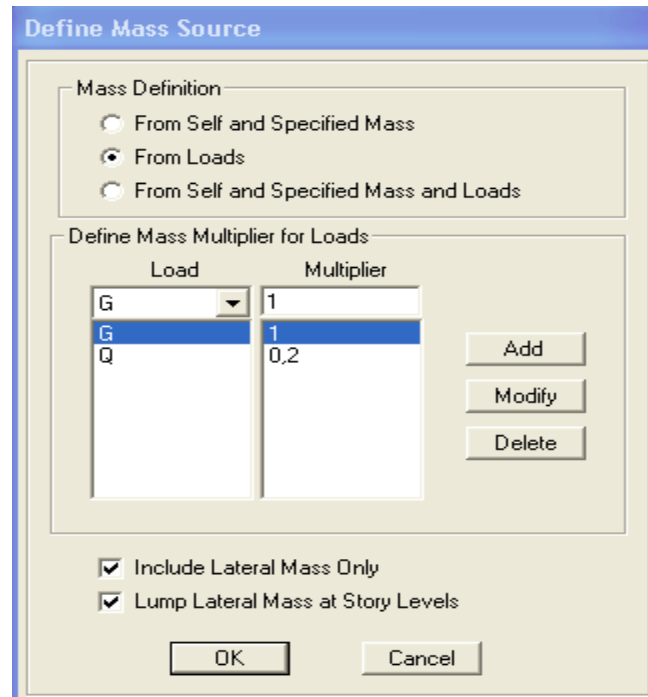


Figure 3.7 : Combinaisons de charges

3.3.9 Affectation des diaphragmes ;

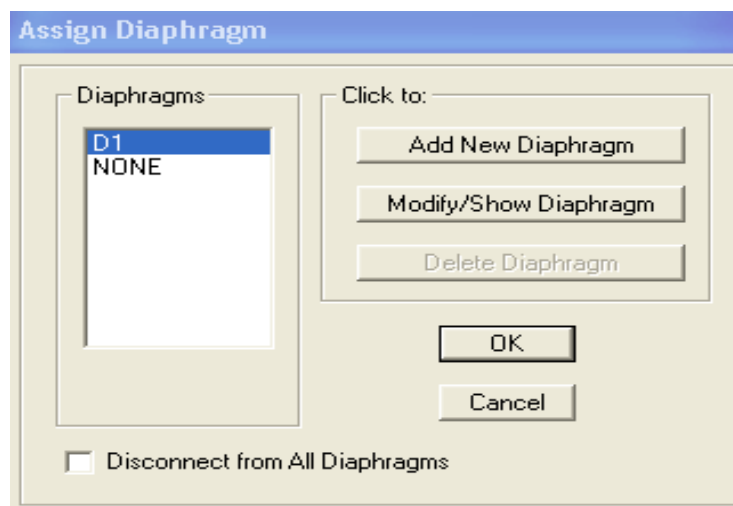


Figure 3.8 : Affectation des diaphragmes

3.3.10 Définition et chargement de spectre de réponses

En Algérie le spectre de réponse est défini par le code parasismique RPA2003. La fonction du spectre de calcul est donnée par le système d'équations suivant :

$$\frac{S_A}{g} = \begin{cases} 1.25 \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0S \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & 3.0S \leq T \end{cases}$$

Avec : $T_2 = 0.4s$.

A : Coefficient d'accélération de zone.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

Q : Facteur de qualité.

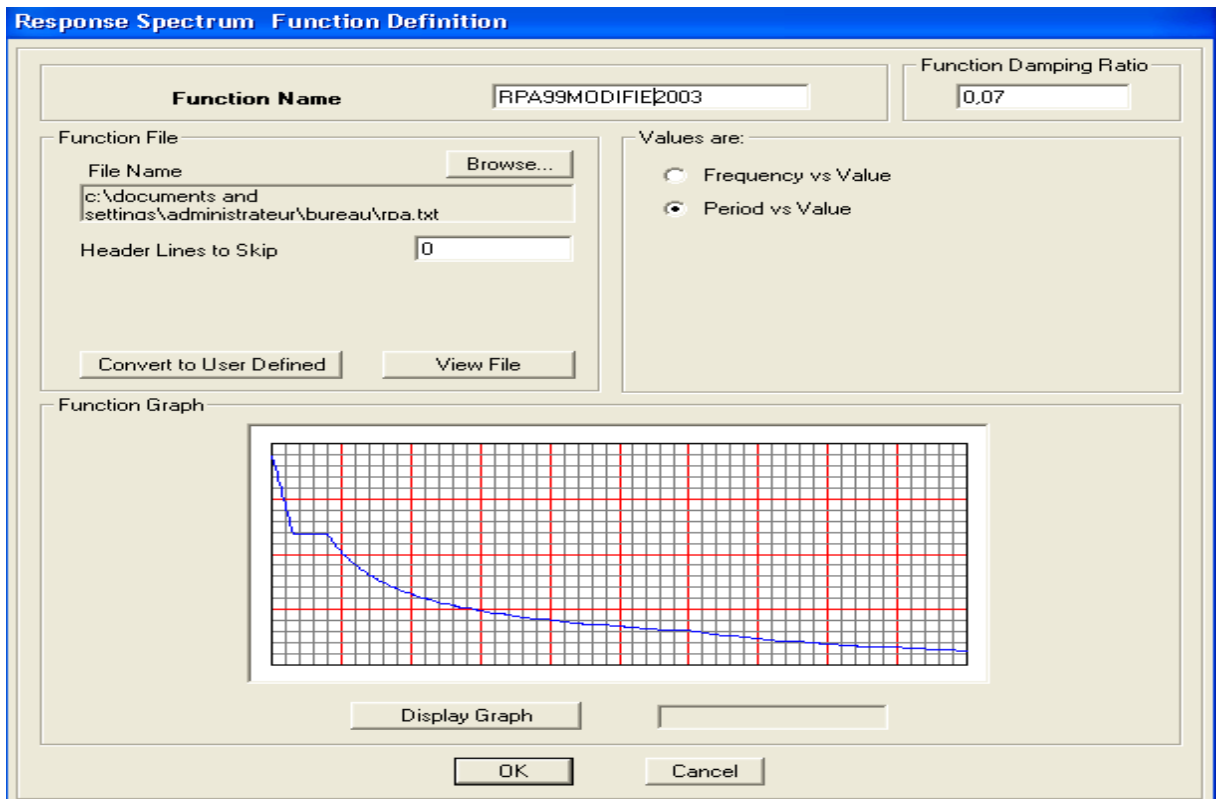


Figure 3.9 : Définition du spectre de réponse

3.3.11 Définition des charges sismiques

Ce cas de charges permet de prendre en compte de la réponse modale de la structure sous un spectre de réponse appliqué à la base. Elle est basée sur la méthode de superposition modale qui est décrite par les étapes suivantes :

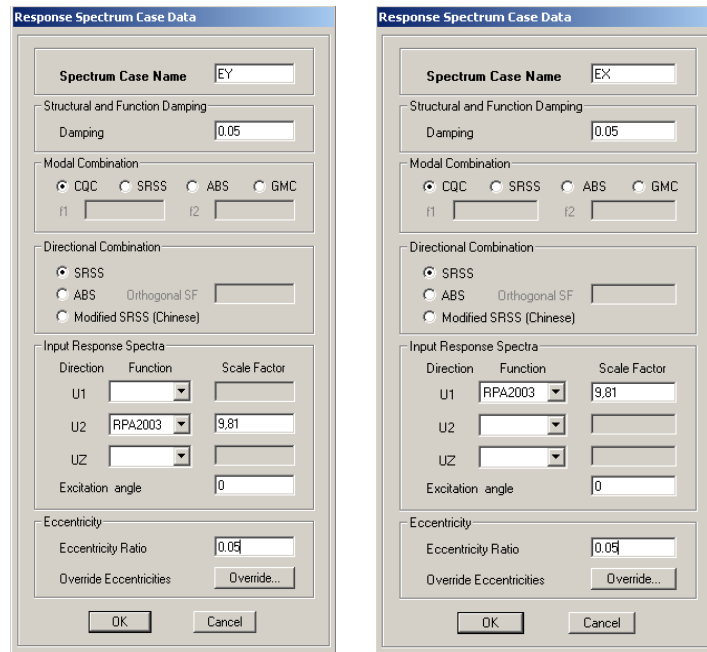


Figure 3.10 : Charge dynamique spectrale

3.3.12 Définition des combinaisons

Cette instruction permet d'introduire les combinaisons de charges en multipliant chaque cas de charge par leur coefficient de majoration donnés par les règlements de calcul

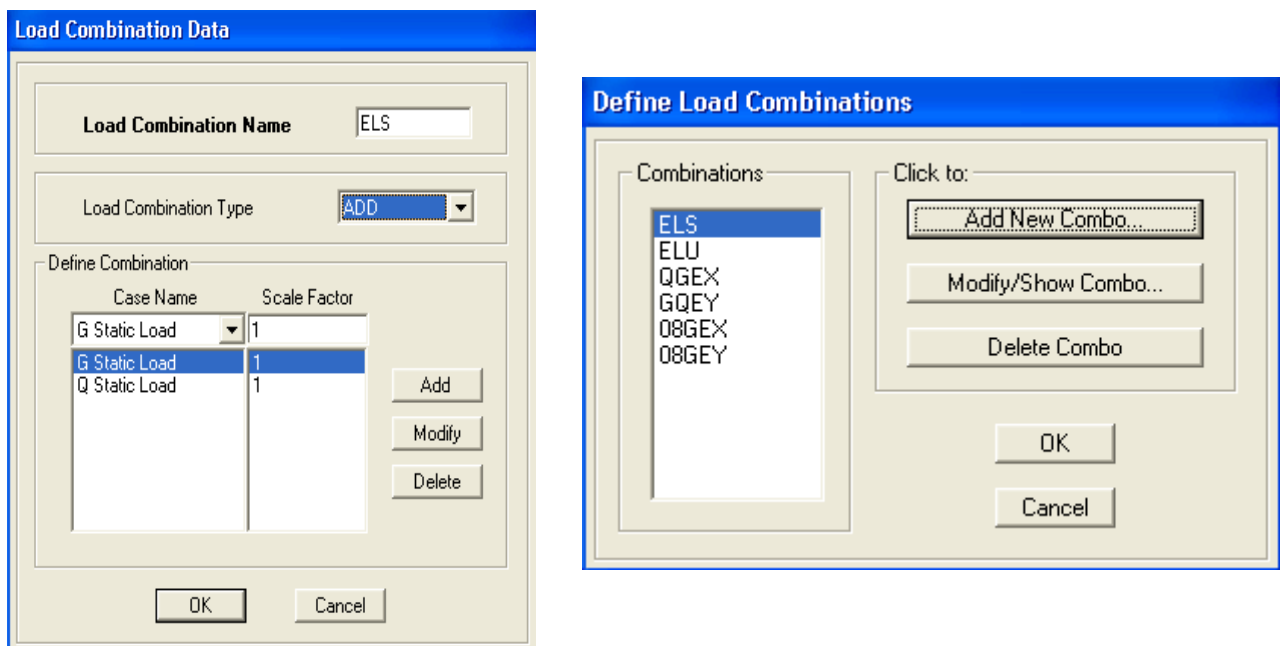


Figure 3.11 : Définition des combinaisons

3.3.13 Lancement d'analyse de la structure

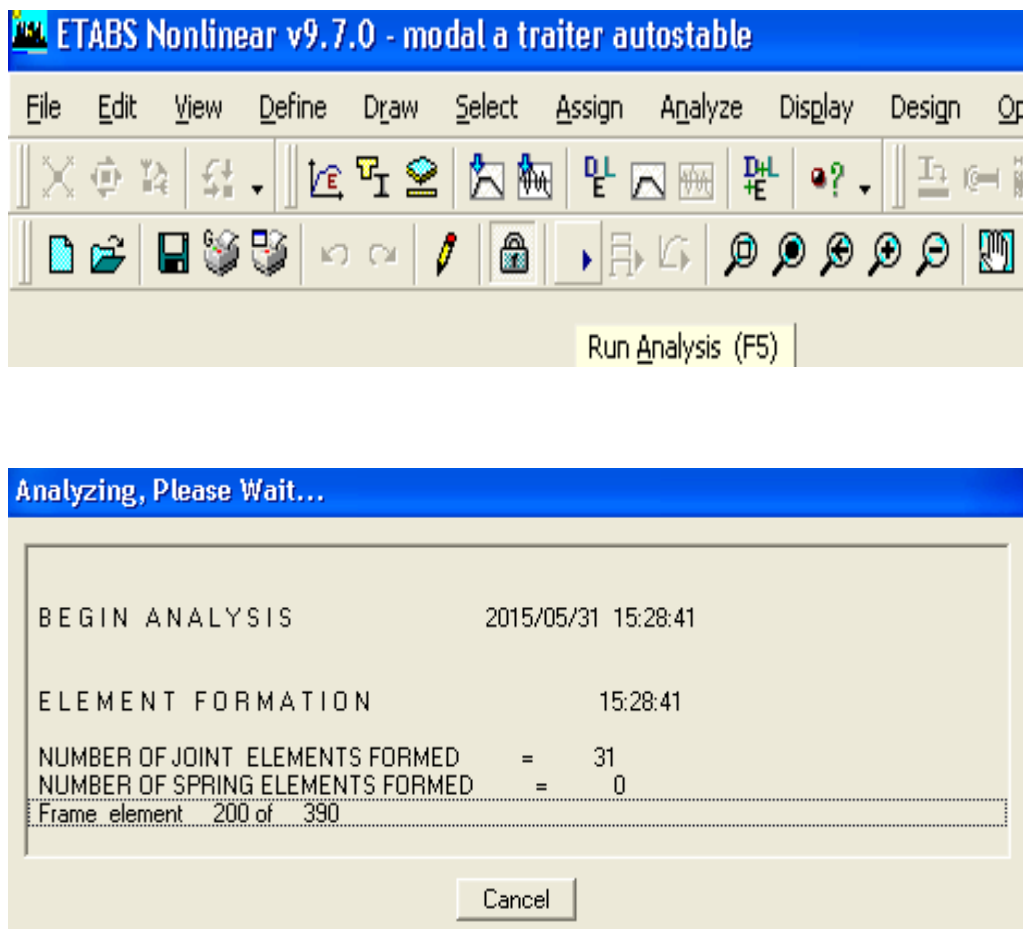


Figure 3.12 : lancement d'analyse de la structure

3.3.14 L'interprétation des résultats

L'ETABS facilite considérablement l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de la Visualisation numérique de l'OUTPUT

Cette instruction, permette la visualisation numérique des résultats, tels que le les sollicitations, les déplacements inter étages, le taux de participation massique, le centre de masse, le centre de rigidité, etc.

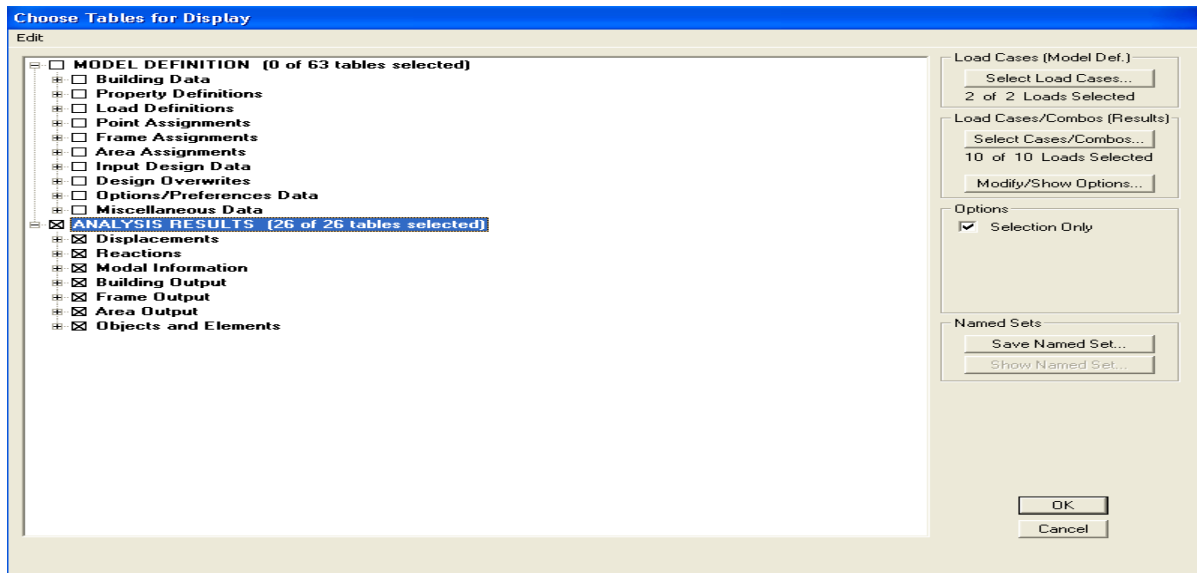


Figure 3.13 : Visualisation numérique de l'OUTPUT

Story	Diaphragm	Mode	UX	UY
STORY6	D1	1	0,0000	0,0333
STORY5	D1	1	0,0000	0,0300
STORY4	D1	1	0,0000	0,0225
STORY3	D1	1	0,0000	0,0199
STORY2	D1	1	0,0000	0,0111
STORY1	D1	1	0,0000	0,0043
STORY6	D1	2	-0,0331	0,0000
STORY5	D1	2	-0,0304	0,0000
STORY4	D1	2	-0,0260	0,0000
STORY3	D1	2	-0,0199	0,0000
STORY2	D1	2	-0,0125	0,0000
STORY1	D1	2	-0,0049	0,0000
STORY6	D1	3	0,0000	0,0000
STORY5	D1	3	0,0000	0,0000
STORY4	D1	3	0,0000	0,0000
STORY3	D1	3	0,0000	0,0000
STORY2	D1	3	0,0000	0,0000

Figure 3.14 : Résultat numérique d'analyse

CONCLUSION GENERALE

Dans cette étude, nous nous sommes intéressés à l'étude de l'influence de l'ajout et la dimension des voiles en plan dans la structure en béton armé.

Cette étude a été menée en effectuant une étude comparative entre trois types de structure (structure auto stable (poteau-poutre), structure mixte avec des voiles de 2 m dans les deux sens et structure mixte avec des voiles de 5 m dans le sens longitudinal et de 4 m dans le sens transversal), on a comparé les efforts internes dans les éléments structuraux (les poutres et les poteaux), les déplacements, les contraintes dans les voiles ainsi le comportement dynamique de la structure.

Il se résulte de cette étude que l'augmentation de la rigidité de la structure avec des voiles a un effet positif sur le comportement de la structure en béton armé.

- Efforts dans les éléments structuraux

L'augmentation de la rigidité de la structure avec les voiles diminue la valeur des moments et efforts tranchants ainsi que les efforts normaux agissant sur ses éléments (poteaux et poutres).

La variation de la largeur des voiles (passage de la 2^{ème} variante à 3^{ème} variante) n'as pas de grand effet sur la valeur des efforts internes à savoir les moments fléchissant et efforts tranchant.

Les voiles reprennent les charges verticales et horizontales.

- Comportement dynamique

La période diminue avec l'augmentation de la rigidité de la structure, cela justifie le fait que la condition sur la période (Article 4.2.4 de l'RPA99/2003), n'est pas vérifiée dans la structure poteau- poutre, par contre elle est vérifiée pour les deux autres structures (les plus rigides).

Une construction rigide se déplace moins qu'une construction moins rigide, cela justifie le fait que l' effet $P-\Delta$ (Article 5.9 de l' RPA99/2003), est important dans la structure poteau-poutre où les déplacements inter-étages sont importants par rapport aux structures mixtes.

Avec l'augmentation de la rigidité de la structure, le pourcentage de la masse participante (90%) est atteint avec l'augmentation de nombre de mode de vibration. Les conditions du RPA concernant l'effort tranchant à la base, effet P-Delta ainsi que la condition sur la période, ne sont pas vérifiées dans la structure auto stable, mais elles sont vérifiées pour les deux structures mixtes, cela est due à l'augmentation de la rigidité de la structure avec voiles.

- **Contrainte dans les voiles**

La base du voile est plus sollicitée avec des contraintes normales σ_{22} par rapport au sommet.

La base du voile est sollicitée par des contraintes de cisaillements σ_{12} .

L'augmentation de la largeur du voile diminue les contraintes dans ce dernier.

Perspectives

Notre étude a porté sur l'influence de l'augmentation de la rigidité de la structure vis-à-vis des charges verticales et le séisme, mais cette technique doit être utilisée d'une manière à garder une bonne marge de ductilité de la structure, une étude similaire en considérant le comportement non linéaire de la structure, pourrait faire l'objet d'une recherche future.

Figure 1.1 : Carte des principales plaques tectoniques dans le monde.4

Figure 1.2 Propagation des ondes sismiques.5

Figure 1.3 : Influence du sol et de la topographie sur les mouvements sismiques 6

Figure 1.4 : Carte sismotectonique de l'Algérie du nord 7

Figure 1.5 : Forces d'inertie constituant des charges sismiques 8

Figure 1.6 : séisme kobé, Japon 1995 9

Figure 1.7 : Oscillations verticales 10

Figure 1.8 : Rupture de porte-à-feu, siesme Californie 1971 10

Figure 1.9: Effondrement dû à la torsion, El Asnam 1980 11

Figure 1.10: Comportement sous charges horizontaux du système mixte à portiques et voile 13

Figure 1.11: Torsion d'un bâtiment irrégulier (modes propres d'un bâtiment en L) 14

Figure 1.12 : Sous-structuration par joints 15

Figure 1.13 : Joint parasismique insuffisant 16

Figure 1.14 : Localisation des masses de la construction 16

Figure 1.15 : Superposition des murs de contreventement 17

Figure 1.16 : Distance entre les éléments de contreventement 17

Figure 1.17 : La torsion d'ensemble 18

Figure 1.18 : Le contreventement décalé 19

Figure 1.19 : Sauts de rigidité et de résistance 20

Figure 1.20 : Rez-de-chaussée flexibles 20

Figure 1.21 : Étages flexibles 21

Figure 1.22 : Distribution de charges horizontales du diaphragme aux contreventements verticaux 22

Figure 1.23 : Apparition des rotules plastiques 22

CHAPITRE 02
PRESENTATION DES STRUCTURES ETUDIEES

- Figure 2.1 : Vue en plan de la variante 1 24**
Figure 2.2 : Vue en plan de la variante 2 25
Figure 2.3 : Vue en plan da la variante 3 25
Figure 2.4 : Vue 3D variante 1 26
Figure 2.5 : Vue 3D variante 2 26
Figure 2.6 : Vue 3D variante 3 27
Figure 2.7 : Diagramme – rectangle des contraintes-déformation du béton à l'ELU de résistance. 31

Tableau 2.1 : Caractéristiques mécaniques des aciers 32

Figure 2.8 diagramme contraintes déformations 33

Figure 2.9: Dimension des sections de béton des poutres et des poteaux des trois structures 42

Figure 2.10: Coupe de voile en élévation 42

Figure 2.11: Coupe de voile en plan 43

CHAPITRE 3:

LES DIFFERENTES ETAPES DE MODELISATION PAR LOGICIEL DE CALCUL

- Figure 3.1 : Système de Grid Line de L'ETABS 48**
Figure 3.2 : définition des matériels utilisés 49
Figure 3.3 : Définition des caractéristiques géométriques des éléments 49
Figure 3.4 : Encastrement des fondations 50
Figure 3.5: Définition des cas de charges statiques 51
Figure 3.6 : Charges appliquées sur les éléments FRAME 51
Figure 3.7 : Combinaisons de charges 52
Figure 3.8 : Affectation des diaphragmes 52
Figure 3.9 : Définition du spectre de réponse 53

Figure 3.10 : Charge dynamique spectrale 54
Figure 3.11 : Définition des combinaisons 54

Figure 3.12 : lancement d'analyse de la structure 55

Figure 3.13 : Visualisation numérique de l'OUTPUT 56

Figure 3.14 : Résultat numérique d'analyse 56

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. Analyse de la Performance Sismique D'une structure Auto-Stable (R+5) En Béton Armé. université Ibn Khaldoun de Tiaret, juin 2014
2. Analyse numérique d'une structure auto stable et d'une structure mixte (portiques + voiles). université Tizi Ouzou 2012
2. DROUNA Karima, Evaluation des performances parasismiques des portiques en béton armé renforcé par chemisage en béton armé par bandage en CFRP, Mémoire de magister, université de Constantine, Algérie, 2010.
3. BALADIER. P, Le séisme et les bâtiments, document d'information à l'usage des constructeurs, Direction départementale de l'équipement de la Guadeloupe- Direction régionale de l'environnement de Guadeloupe, volume 3.
7. Règles parasismiques algériens (RPA99/version 2003), centre national de recherche appliquée en génie parasismique, Algérie.
8. BAEL91, 1992, Règles techniques des conceptions et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant les méthodes des états limites, Edition Eyrolles.

Sommaire

Introduction générale. 1

CHAPITRE 01 APERÇU SUR LES EFFETS SISMIQUES SUR LES STRUCTURES EN BETON ARME

1.1 Introduction. 4

1.2. Genèse des séismes 4

1.3. Propagation des ondes 5

1.4 Influence du sol 5

1.5 L'Algérie et le risque sismique 6

1.6 Le séisme et les bâtiments 8

1.6.1 Oscillations horizontales 9

1.6.2 Oscillations verticales 10

1.6.3 Oscillations de torsion 11

1.7 Différents type de structures en béton armé 12

1.7.1 Structure en portique (poteau-poutre) 12

1.7.2 Structure mixte (portique + voile) 12

1.1.3. Voiles en béton armé 12

1.8 Principes de conception parasismique des bâtiments 13

1.8.1 Symétrie et régularité 13

1.8.2 Localisation des masses de la construction (essentiellement les planchers) 14

1.8.3 Superposition des murs de contreventement 17

1.8.4 Distance entre les éléments de contreventement 17

1.8.5 La torsion d'ensemble 18

1.8.6 Le contreventement décalé 19

1.8.7 Sauts de rigidité et de résistance 19

1.8.7 Sauts de rigidité et de résistance 20

1.8.9 Étages flexibles 21

CHAPITRE 02

PRESENTATION DES STRUCTURES ETUDIEES 23

2.1 Présentation et caractéristiques des structures 24

2.1.1 Présentation des structures 24

2.1.2 Caractéristiques géométriques 24

2.1.3 Caractéristique des matériaux 28

2.1.3.1 Le Béton 28

I. A) Les compositions du béton 28

I. A.1 Ciment 28

I. A.2 Granulats 28

I. A.3 Dosage de béton 28

I. B Caractéristiques Physique et Mécaniques du Béton 29

B.1 Résistance caractéristique à la compression et à la traction 29

I. B.2 Module d'élasticité 29

I.B.3 Module de déformation longitudinale 29

I.B.4. Module de déformation transversale 30

I.B.5. Le coefficient de poisson 30

I. C Notion des états limites 30

II- Acier 31

II. A. Caractéristiques mécaniques 32

II. B. Contraint limite de l'acier 33

II. B.1. Contrainte à ELU 33

II. B.2. Contrainte à ELS 33

II. B.3. Coefficient d'équivalence 34

2.2. Dimensionnement de la structure 35

2.2.1 Planchers 35

A. prédimensionnement :

A.1 Résistance au feu 35

A.2 Résistance a la flexion 35

A.3 Condition du BAEL 91 35

A.4 Isolation phonique 36

B Descente des charges des dalles 37

B.1 Plancher terrasse (inaccessible) 38

B.1.Plancher Courant 38

2.2.2 Poutres 39

2.2.3. Poteaux 40

2.2.4. Voiles 42

2.3. Charges appliquées 43

2.3.1. Charges gravitaires 43

2.3.2. Surcharges sismiques 43

CHAPITRE 3:

LES DIFFERENTES ETAPES DE MODELISATION PAR LOGICIEL DE CALCUL 45

3.1 CONCEPT DE BASE DE LA M.E.F 46

3.2 Description de l'étabs 9.7.0 47

3.3 Différentes étapes de modélisation avec le logiciel 47

3.3.1 Définition de la géométrie du model 47

3.3.2 Définition des propriétés mécaniques des matériaux utilisés 48

3.3.3 Section des éléments 49

3.3.4 Encastrement des fondations 50

3.3.6 Définition des charges statiques 51

3.3.7 Charges appliquées sur les éléments 51

3.3.8 Combinaisons de charges 52

3.3.9 Affectation des diaphragmes 52

3.3.10 Définition et chargement de spectre de réponses 53

3.3.11 Définition des charges sismiques 54

3.3.12 Définition des combinaisons 54

3.3.13 Lancement d'analyse de la structure 55

3.3.14 L'interprétation des résultats 56

CHAPITRE 4: PRESENTATION ET ANALYSE DES RESULTATS 57

4.1. Analyse des résultats des efforts internes dans les poutres 58

4.1.1. Analyse des résultats des efforts internes dans la poutre principale intermédiaire du RDC (B11) : 59

a) Moment fléchissant 60

b) Effort tranchant 63

c) 4.1.1. Analyse des résultats des efforts internes dans la poutre principale rive du RDC (B2) 65

d) Moment fléchissant 66

e) Effort tranchant 68

4.1.2. Analyse des résultats des efforts internes dans la poutre secondaire intermédiaire du RDC (B31) : 70

Moment fléchissant 71

Effort tranchant

1.2. Le séisme et les bâtiments.....	5
1.3. Réponse des bâtiments aux séismes.....	5