

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

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



Mémoire de Mastère

Présenté à l'Université de Guelma
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de : Génie Civil et Hydraulique
Spécialité : Génie Civil
Option : Structure

Présenté par :

RIHANE HOUARI

BELAAREDJ ZAKARIA

**Thème : Recherche bibliographique sur le renforcement
des bâtiments d'habitation vis-à-vis du séisme**

Sous la direction de : **Dr. MADI RAFIK**

Juin 2013

Sommaire

REMERCIEMENT

RESUME (Arabe)

RESUME(Français)

RESUME (Anglais)

Liste des figures

Liste des tableaux

Chapitre I: Généralité sur le séisme

1. Introduction.....	1
1.1- Les différents séismes.....	5
a) Les séismes superficiels.....	5
b) Les séismes intermédiaires	5
c) Les séismes profonds.....	6
1.2. Mesure l'intensité d'un séisme.....	6
1.2.1 . L'échelle de Richter.....	6
1. 2.2. L'échelle de Mercalli.....	9
1.3. Les ondes sismiques	12
1.3.1. Les ondes de fond (volume).....	13
a) Les ondes 'P'.....	14
b) Les ondes 'S'.....	15
1.3.2. Les ondes de surface.....	16
a) Les ondes de Love (L ou LQ).....	16
b) Les ondes de Rayleigh (LR).....	16

1.4. Les différents types des failles.....	17
a) Failles normales.....	17
b) Failles inverses ou chevauchements.....	18
c) Failles décrochements ou transformâtes.....	19

Chapitre II: La pathologie des bâtiments

2. Pathologie des bâtiments.....	20
2.1. Les causes principales de la pathologie sismique des bâtiments.....	21
a) Erreurs de conception.....	21
b) Erreurs de calcul.....	21
c) Qualité de réalisation	21
2.2. Les causes techniques.....	22
2.2.1. Mauvaise conception architecturale.....	22
2.2.2 Mauvaise conception structurale.....	23
2.3. Classification des dégâts.....	24
2.3.1. Selon EMS.....	24
2.4 .Etude pathologique.....	27
2.4.1. Pré diagnostic.....	27
2.4.2.Diagnostic.....	28
2.5. Quelques exemples sur la pathologie.....	28

Chapitre III: Le renforcement des bâtiments

3.Renforcement des bâtiments	35
3.1. Renforcement des structures.....	37
3.1.1. Généralités.....	37
3.1.2. Les nouveaux éléments de structure.....	37
3.2. Techniques de renforcement.....	39

3.2.1. Renforcement par addition de nouveaux éléments de construction.....	39
3.2.2. Amélioration de la résistance de la section transversale des éléments constructifs.....	39
3.2.3. Renforcement par confinement.....	40
3.2.4. Renforcement par précontrainte.....	40
3.2.5. Réalisation d'ancrages efficaces.....	40
3.2.6. Réparation.....	40
3.2.7. Traitement de sol.....	40
3.3. Renforcement par des murs en béton armé (voiles).....	41
3.3.1. Charges verticales.....	45
3.3.2. Charges horizontales.....	50
3.4. Renforcement par murs de remplissage.....	52
3.4.1. Soutènement ou remplissage.....	54
3.4.2 Protection.....	54
3.4.3. Isolation thermique et acoustique.....	54
3.4.4. Mure de remplissage (performances et avantages).....	54
3.5. Renforcement par murs a ailes.....	57
3.6. Renforcement par palées triangulées.....	60

Chapitre IV : Etude d'un bâtiment R+5

4. Etude d'un bâtiment R+5.....	64
4.1. Règles de calcul caractéristique des matériaux.....	65
4.1.1. Règles de calcul.....	65
a) Les règles parasismiques algériennes (R.P.A.99).....	65
b) Les règles du béton armé aux états limites (B.A.E.L).....	65
4.1.1.1. Etats limites ultimes.....	65
4.1.1.2. Hypothèses de calcul pour l'état limite ultime.....	66

a) De résistance (E.L.U.R).....	66
b) De stabilité de forme.....	66
4.1.1.3. Etats limites de service (E.L.S).....	66
a) Hypothèses de calcul pour l'état limite de service.....	66
4.1.1.4. Actions et sollicitations.....	66
a) Actions permanentes.....	66
b) Actions variables.....	67
c) Actions accidentelles.....	67
4.1.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	67
a) Béton.....	67
4.1.2.1. Résistance caractéristique du béton.....	67
a) Résistance à la compression.....	67
b) Résistance à la traction.....	67
c) Contraintes limites.....	68
4.2. Pré dimensionnement des planchers.....	71
4.2.1. Dalle à corps creux.....	71
4.2.2. Dalles pleines.....	72
4.3. Pré dimensionnement des voiles.....	73
4.4. Pré dimensionnement des escaliers.....	74
4.4.1. Caractéristiques techniques.....	75
4.4.2. Inclinaison de la paillasse.....	75
4.5. Evaluation des charges.....	75
4.5.1. Les planchers.....	76
4.5.2. Balcons.....	77
4.5.3. L'acrotère.....	78

4.5.4. Mur extérieur.....	78
4.5.5. L'escalier.....	78
4.6. Pré dimensionnement des poutres.....	79
4.6.1. Poutres principales (porteuses).....	79
4.6.2. Poutres secondaires (non porteuses).....	79
4.6.3. Vérification de la flèche.....	80
4.7. Pré dimensionnement des poteaux.....	81
Conclusion.	
Bibliographie.	

Remerciements

Nous tenons, d'abord à remercier en premier lieu et avant tout, notre DIEU le tout puissant qui nous a donné la force et la patience pour effectuer le présent travail.

Nous souhaitons également exprimer notre gratitude aux personnes qui nous ont aidé à effectuer ce travail et notamment notre encadreur : Dr. MADI RAFIK pour son suivi et ses conseils durant révolution de ce travail ainsi qu'à tous les enseignants et personnel administratif du département de génie civil de université du 8 mai 1945 Guelma.

Nous tenons aussi à remercier tous les étudiants de la promotion 2013 de master structure en particulier ainsi que tous les autres camarades du département de génie civil.

Et tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin.

BELAAREDJ ZAKARIA

RIHANE HOUARI

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mon modèle dans la vie,

A ma joie de vivre ma famille sur tt ma mère .

A ceux qui ont partage mes joies et mes peines.

A mes frères et mes belles sœurs

*A tous mes amis de la promotion de Génie civil 2013
et sur tt Jozef et Lotfi*

Et a tous ceux que je n'ai pas cite ... une pense van mille mots

ZAKI

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mon modèle dans la vie,

A ma joie de vivre ma famille.

A ceux qui ont partagé mes joies et mes peines.

*A mes belles sœurs et sur tt a mon neuve yanis
A tous mes amis de la promotion de Génie civil 2013
Sur tt zakí et Lotfi*

Et a tous ceux que je n'ai pas cite ... une pense van mille mots

Josef

ملخص

الحمل الزلزالية تدل على العيوب والنقائص في التصاميم والحسابات و لا يمكن أن تبقى الزلازل مخفية إلى الأبد.

بعد الزلزال المباني تعاني الضرر الذي يمكن أن يصل إلى انهيار كامل للهياكل والبضائع الأمر الذي يتطلب التعزيز أو الإصلاحات .

كل عملية بناء أو إصلاح تتطلب عناية خاصة، كما تتطلب استخدام أساليب وأدوات تتكيف مع وضعية المشكل وتقنيات البناء الخاصة به.

والغرض من هذه المذكرة هو دراسة علم أمراض المباني السكنية وكذلك بعض تقنيات البناء التي تتعلق بوقوع الزلزال، تواجد جدران القص في الهياكل باستخدام برنامج الروبوت هذا الأخير يسمح بحساب حركة العناصر، المجهودات في الأعمدة والفترة الزمنية الخ. وتظهر النتائج المتحصل عليها أن أمراض تختلف حسب تصميم هيكل المبنى، المواد المستخدمة وشدة الزلزال الخ، ومنه التعزيز المتبع يختلف باختلاف أمراض المباني.

ولا ننسى أهمية ودور تعزيزات البناء من خلال إضافة جدران القص في الخرسانة المسلحة، حيث أن هذه التعزيزات تزيد بشكل كبير في قدرات المقاومة و التخفيف عن الأعمدة.

ABSTRACT

The solicitation is the developer of seismic faults, shortcomings, defects in design, calculations and enforcement, without earthquake might remain hidden forever.

After the earthquake buildings suffer damage that can lead to complete collapse, burying the body and property, which requires strengthening or repairs, each operation to strengthen or repair requires special consideration and requires the use of methods, tools and techniques appropriate to the situation and specific problems of each of the constructs.

The aim of this dissertation is to study the pathology of apartment buildings of reinforced concrete and some reinforcement techniques towards the earthquake and then the utilization of reinforced walls in the structures by using the ROBOT and this latter allows calculating the displacements of elements, period and the efforts in the pillars...etc

The results obtained show that the pathology differs depending on the design of building structures, materials, the intensity of the earthquake... etc. so the strengthening to be adopted is dependent on the pathology of buildings.

An important role of the strengthening via the reinforced walls that we can't forget is that it increases the ability of resistance, and the comfort of the pillar.

KEYWORDS: *earthquake, damage, pathology, residential building, strengthening*

RÉSUMÉ

La sollicitation sismique est le révélateur de défauts, d'insuffisances, de vices de conception, de calculs et d'exécution qui, sans séisme pourraient rester à jamais cachés.

Après séisme les constructions subissent des dégâts qui peuvent aller jusqu'à l'effondrement complet, ensevelissant corps et biens, ce qui nécessite des renforcements ou des réparations.

Chaque opération de renforcement ou de réparation requiert une réflexion particulière et nécessite l'utilisation des méthodes, d'instruments et de techniques adaptées à la situation et aux problèmes spécifiques de chacune des constructions.

Le but de ce mémoire est d'étudier la pathologie des bâtiments d'habitations ainsi que quelques techniques de renforcement vis-à-vis du séisme, ainsi que la présence du voile dans les structures en utilisant le logiciel ROBOT. Ce dernier permet de calculer les déplacements des éléments, la période, les efforts dans les poteaux, etc.

Les résultats obtenus montrent que la pathologie se diffère selon la conception de la structure des bâtiments, des matériaux utilisés, l'intensité du séisme, etc. donc Le renforcement à adopter est fonction de la pathologie de la construction.

Et n'oublie pas l'importance ou le rôle de du renforcement par ajout des voiles de contreventement en béton armé. Ils augmentent considérablement la capacité en résistance et en déformation en soulageant les poteaux.

MOTS- CLES: *séisme, dégâts, pathologie, bâtiment d'habitation, renforcement.*

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : La structure interne de la Terre.....	2
Figure 1.2 : Foyer et épicentre du séisme.....	5
Figure 1.3 : Répartition mondiale des séismes leur profondeur.....	6
Figure 1.4 : Quelques grands séismes.....	8
Figure 1.5 : Le principe de séisme.....	11
Figure 1.6 : Liens entre les ondes sismiques et l'intensité d'un séisme.....	11
Figure 1.7 : Vitesse de déplacement des ondes sismique (hodochrones).....	13
Figure 1.8 : Onde primaire p.....	14
Figure 1.9 : Onde secondaire S.....	15
Figure 1.10 : Onde de love.....	16
Figure 1.11 : Onde de Rayleigh.....	17
Figure 1.12 : Faille normale.....	18
Figure 1.13 : Faille inverses.....	18
Figure 1.14 : Faille décrochements.....	19
Figure 2.1 : Maçonnerie non chaînée.....	22
Figure 2.2 : La formation des poteaux courts.....	22
Figure 2.3 : Poteaux de géométrie élancée a subi une flexion globale.....	22
Figure 2.4 : Disposition incorrecte des cadres.....	22
Figure 2.5 : Eclatement des noud par manque de frettage.....	23
Figure 2.6 : Effondrement par manque de ductilité.....	23
Figure 2.7 : Cas de bâtiments en L.....	23
Figure 2.8 : Changement brusque des rigidités en élévation.....	23

Figure 2.9 : Classification selon EMS pour constructions en maçonnerie.....	25
Figure 2.10 : Classification selon EMS pour constructions en béton.....	27
Figure 2.11 : Pathologie: Désolidarisation d'un mur de refend avec un mur périphérique.....	28
Figure 2.12 : Pathologie: Décollement de l'enduit sur un mur de soutènement.....	29
Figure 2.13 : Pathologie: Affaissement des linteaux.....	29
Figure 2.14 : Pathologie: Eclatement du béton en façade.....	30
Figure 2.15 : Pathologie: Affaissement de la clé.....	30
Figure 2.16 : Pathologie: Déchaussement d'un mur en pierre et fissure entre le mur et l'arche.....	31
Figure 2.17 : Pathologie: Fissures en moustache.....	31
Figure 2.18 : Pathologie : Fissure d'angle.....	32
Figure 2.19 : Pathologie: Apparition de sels sur un mur en terre cuite.....	32
Figure 2.20 : Pathologie: Chute d'une pierre d'un mur de soutènement.....	33
Figure 2.21 : Pathologie : Désolidarisation des parements.....	33
Figure 2.22 : Pathologie: Fissuration importante de l'angle du mur de soubassement.....	34
Figure 3.1 : Interaction maçonnerie-portique.....	36
Figure 3.2 : Formation des fissures X après séisme.....	36
Figure 3.3 : Renforcement des structures en portique.....	38
Figure 3.4 : Renforcement des structures en voiles.....	39
Figure 3.5 : Les différentes liaisons d'un mur placé à l'extérieur.....	42
Figure 3.6 : Les différentes liaisons d'un mur placé à l'intérieur.....	43

Figure 3.7 : Construction de voiles en béton armé.....	45
Figure 3.8 : Déformations des voiles homogènes simplement comprimés (comportement élastique avec coefficient de Poisson positif).....	47
Figure 3.9 : Lignes isostatiques (traits rouges) dans un voile comprimé composé d'un matériau homogène.....	47
Figure 3.10 : Redistribue des efforts intérieurement.....	48
Figure 3.11 : Redistribution des charges descendantes dans un voile avec percement et porte-à-faux.....	49
Figure 3.12 : La mise en place de ce système statique.....	49
Figure 3.13 : Modes de flambements d'un voile simplement comprimé, libre latéralement et supérieurement et encastré à la base.....	50
Figure 3.14 : Lignes isostatiques dans un voile élancé et un voile court.....	51
Figure 3.15 : Modes de ruine d'un voile sous chargement horizontal.....	52
Figure 3.16 : Mur de remplissage.....	53
Figure 3.17 : La liaison poteaux-poutre par mur de remplissage	53
Figure 3.18 : Les différentes liaisons qui peuvent exister entre les murs et les poutres.....	55
Figure 3.19 : Les différents cas de murs à ailes.....	57
Figure 3.20 : La prolongement des murs en ailes.....	58
Figure 3.21 : Palées triangulées.....	59
Figure 3.22 : Palées triangulées ajouté.....	60
Figure 3.23 : Palée centrées en X et en V.....	61
Figure 4.1 : Diagramme de l'acier aux E.L.U.....	69

Figure 4.2 : Dalle à corps creux.....	70
Figure 4.3 : Schéma d'escalier.....	73
Figure 4.4 : Vue en plan.....	73
Figure. 4.5 : Coupe plancher terrasse.....	75
Figure 4.6 : Coupe plancher étage courant.....	76

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : <i>Notion sur la magnitude</i>	7
Tableau 1.2 : Correspondance entre échelle de Mercalli et Richter.....	10
Tableau 4.1 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse.....	75
Tableau 4.2 : Evaluation des charges permanentes du plancher courant.....	76
Tableau 4.3 : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.....	76
Tableau 4.4 : Evaluation des charges permanentes de mur extérieur.....	77
Tableau 4.5 : Evaluation des charges permanentes de palier.....	77
Tableau 4.6 : Evaluation des charges permanentes de volée.....	78
Tableau 4.7 : Caractéristiques des Barres.....	88
Tableau 4.8 : Caractéristiques des Matéria.....	88
Tableau 4.9 : Les différents charges.....	90
Tableau 4.10 : Les différents combinaisons de la structure.....	91
Tableau 4.11 : Le déplacement de la structure avec voile	92
Tableau 4.12 : Le déplacement de la structure sans voile	94
Tableau 4.13 : La période dans la structure avec voile.....	96
Tableau 4.14 : La période dans la structure sans voile.....	96
Tableau 4.15 : L'effort dans la structure avec voile.....	97
Tableau 4.16 : L'effort dans la structure sans voile.....	97
Tableau 4.17 : L'effort sur les poteaux dans le sens X.....	98
Tableaux 4.18 : L'effort sur les voiles dans le sens X.....	99
Tableaux 4.19 : L'effort sur les poteaux dans le sens Y.....	100
Tableaux 4.20 : L'effort sur les voiles dans le sens Y.....	101

Chapitre I:

Généralité sur le séisme

1. Introduction :

Notre planète a toujours subi des mouvements tectoniques. Depuis que le phénomène est étudié on en compterait plus de 3 000 significatifs par ans, dont 100 modifient le paysage et plus de 20 causent d'importants dégâts. Le séisme, risque naturel majeur le plus meurtrier et le plus coûteux a fait de 1970 à 1979 environ 430 000 victimes et 12 milliards de dollars de pertes. Voici dans le monde quelques séismes récents parmi les plus destructeurs :

- En 1985 à Mexico au Mexique, un séisme d'une magnitude de 8,1 sur l'échelle de Richter a fait plus de 10 000 victimes.

- En 1988 Spitak, ville de 30 000 habitants en Arménie a été détruite à 100 % par un séisme d'une magnitude de 6,9 sur l'échelle de Richter faisant plus de 100 000 victimes, 500 000 sinistrés et des pertes directes chiffrées à 14 milliards de dollars.

- En 1995, à Kobe, au Japon un séisme de magnitude 7,2 sur l'échelle de Richter a provoqué la mort de 6 308 personnes, la disparition d'un millier de personnes, a fait 12 000 blessés et 140 000 sans-abri et a détruit 12 000 bâtiments.

- En août 1999 à Izmit en Turquie, un séisme d'une magnitude de 7,4 sur l'échelle de Richter a fait plus de 20 000 morts.

- En septembre 1999 à Taiwan, un séisme d'une magnitude de 7,6 sur l'échelle de Richter cause le décès de plus de 2 400 personnes et fait 11 000 blessés.

-En France 5 000 séismes ont été enregistrés depuis 10 siècles la rareté des séismes d'intensité supérieure à 7 soit environ 4 par siècle ne doit pas faire oublier qu'ils peuvent être très destructeurs s'ils sont localisés près des villes.

La Terre se compose de trois couches principales de roche. Le manteau est une couche très épaisse formée de roche en fusion appelée magma. La couche supérieure du manteau se refroidit par échange d'énergie au contact de la croûte solide plus froide.

Pendant ce temps, la couche inférieure du manteau se réchauffe en échangeant de l'énergie avec le noyau très chaud. Ces transferts d'énergie créent des courants de convection (fluide chaud moins dense qu'un fluide froid).

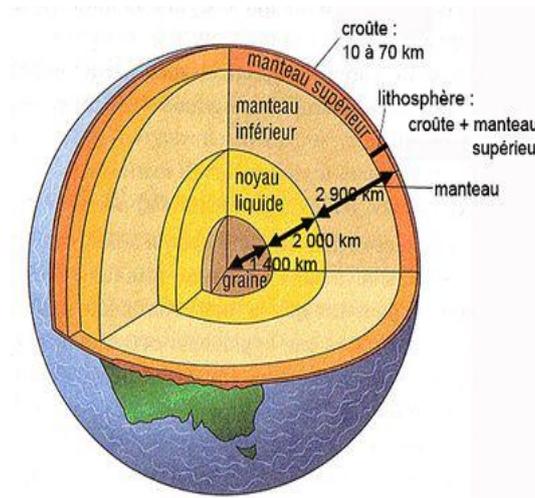


Figure 1.1 : La structure interne de la Terre

Un séisme ou tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol qui proviennent de l'ébranlement des roches en profondeur. Ceci se produit suite à la libération instantanée d'énergie lentement accumulée au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint. La théorie de la tectonique des plaques permet depuis plusieurs dizaines d'années d'expliquer la cause des séismes : la surface de la Terre ou lithosphère est constituée de plaques relativement rigides. Elles se déplacent les unes par rapport aux autres s'affrontent c'est à leurs jonctions qu'apparaît la majeure partie des tremblements de terre. En dehors de ces zones étroites, il existe de vastes régions à l'intérieur des continents où la sismicité est diffuse. C'est le cas du domaine alpin-méditerranéen. Par exemple l'activité sismique des Alpes est la conséquence de la collision entre les plaques continentales, Afrique, Eurasie et la sous plaque Adriatique dépendante de la plaque Afrique.

Ces deux grandes plaques se rapprochent actuellement à une vitesse moyenne de 1 cm/an. On distingue les séismes d'origines tectonique et volcanique. Les dégâts

observés sont fonction de l'amplitude, la fréquence, la durée des vibrations et surtout de la densité et de la qualité de l'urbanisation.

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, raison pour laquelle une démarche globale de conception parasismique dans la construction doit être mise en place. Elle doit s'appuyer sur le respect de la réglementation parasismique, la conception architecturale parasismique et la mise en œuvre soignée de la construction. Le dimensionnement d'une structure contre les actions d'un séisme dépend du comportement ductile ou non ductile. Dans le cas d'un comportement non ductile, la structure devra être très rigide et résistante, générant ainsi des coûts élevés. L'ouvrage ne subira que peu de dégâts même pour un séisme d'une certaine importance.

Toutefois si les valeurs admises pour le dimensionnement sont dépassées, la structure pourrait s'écrouler de façon fragile. Le comportement ductile permet une dissipation d'énergie considérable dans certaines sections choisies sans provoquer l'écroulement de la structure globale. Le dimensionnement permet d'adopter des sections plus faibles et conduites à des structures plus économiques. Cependant, il est à noter que la structure peut subir déjà pour des séismes de faible magnitude des déformations plastiques qui nécessitent une réparation ou un renforcement de certaines sections. Actuellement il existe plusieurs méthodes pour le renforcement des structures vis-à-vis au séisme dans le but d'augmenter la capacité des structures.

Ainsi que l'évaluation de dommages causés par les séismes des constructions existantes constitue l'un élément primordial dans la philosophie de réduction des effets sismiques. Pour concrétiser cela l'utilisation des facteurs de vulnérabilité a été récemment proposée et acceptée dans plusieurs pays dans le monde.

Dans la plupart des régions sismiques à travers le monde, les constructions existantes anciennes construites initialement sans la prise en compte du risque sismique et plus grave encore, n'ayant souvent pas fait l'objet d'études préalables

d'engineering ou de contrôle d'exécution présentent certainement un risque très important tant de point de vue économique que de celui des pertes en vies humaines.

L'analyse de la vulnérabilité sismique et la détermination des fonctions de vulnérabilité permettront de renforcer les constructions existantes en fonction des paramètres de vulnérabilité déterminés en incluant sa capacité de résistance aux efforts latéraux générés par les séismes. Il est très important donc d'identifier ces paramètres pathologiques des structures qui jouent un rôle plus significatif dans le dommage global.

L'intervention sismique doit être concentrée sur ces éléments afin de réduire le coût total du renforcement. En Algérie les séismes modérés, tels que ceux de Mascara (1994), Alger (1996) et Ain T'émouchent (1999) causent en moyenne des pertes de plusieurs millions de Dollars. Il est recommandé que les mesures préventives soient prises tendant à améliorer la connexion des différents éléments et diaphragmes horizontaux pour considérablement réduire les dégâts et les pertes encore causés par les séismes modérés au moyen d'intervention à moindre coût. Il est bien entendu que l'analyse de la vulnérabilité combinée avec l'aléa sismique de la zone considérée nous donnera le niveau de risque sismique attendu, les résultats obtenus doivent contribuer considérablement dans la formulation générale de la stratégie de réduction des pertes en vies humaines et en matérielles. Ce projet de recherche est un projet à long terme dépendant beaucoup de l'accumulation des données, c'est à dire des événements sismiques et des dégâts causés aux différentes structures. Il est clair aussi que les paramètres pathologiques des bâtiments existants peuvent aussi être déterminés par une lecture archéologique adéquate en termes d'architecte et d'ingénieur. A une échelle plus large, les résultats de cette recherche devront constituer un moyen fondamental devant guider les pouvoirs publics dans la formulation d'une stratégie de prise de décision pour les mesures préventives et de préparation dans le cadre de la réduction du risque sismique.

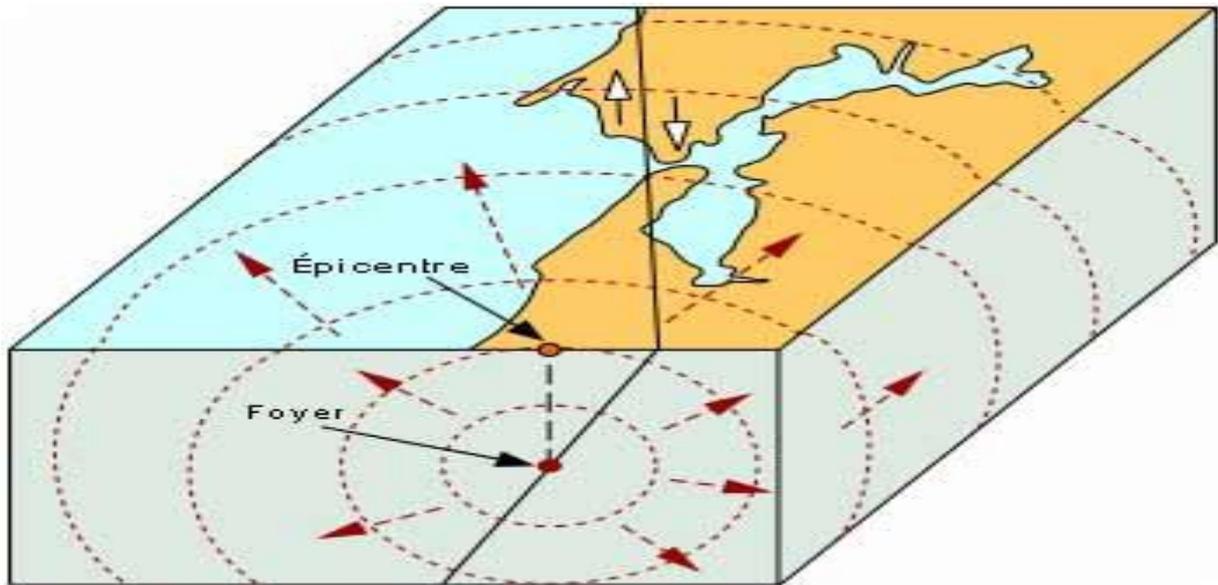


Figure 1.2 : foyer et épicentre du séisme

1.1. Les différents séismes :

Les séismes n'ont pas une répartition aléatoire à la surface de la planète, mais sont répartis selon un patron bien défini. Cette répartition ordonnée vient appuyer la théorie de la tectonique des plaques particulièrement en ce qui concerne l'existence de zones de subduction. On retrouve ainsi la majorité des séismes aux frontières des plaques lithosphériques. Trois classes de séismes se distinguent en fonction de la profondeur où ils se produisent:

a) les **séismes superficiels** : se produisent en faible profondeur partout au niveau des intersections entre les plaques (dorsales médio-océanique et fosses océaniques).

b) les **séismes intermédiaires** : qui se produisent entre quelques dizaines et quelques centaines de kilomètres de profondeur et se concentrent uniquement au voisinage des limites convergentes.

c) les **séismes profonds** : qui se produisent à des profondeurs pouvant atteindre les 700 km, soit en pratique la base de l'asthénosphère et qui se trouvent exclusivement au voisinage de limites convergentes.

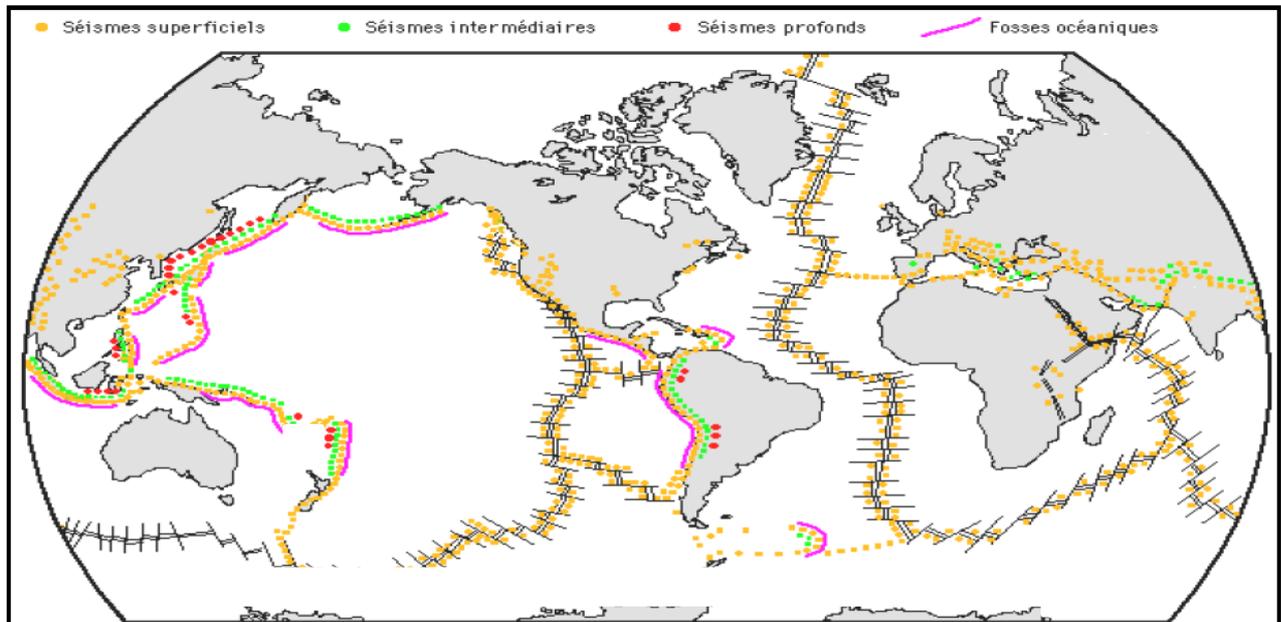


Figure 1.3 : Répartition mondiale des séismes selon leur profondeur

1.2. Mesure l'intensité d'un séisme :

Nous disposons de deux échelles pour évaluer les tremblements de terre: l'échelle de Mercalli et l'échelle de Richter.

Aujourd'hui, nous n'utilisons que Celle de Richter, mais les séismes du passé ne peuvent être évalués que selon celle de Mercalli.

1.2.1. L'échelle de Richter :

Qui sert à quantifier la puissance d'un séisme a été créée en 1935 par le sismologue américain Charles F. Richter. Elle est basée sur l'amplitude des ondes mesurées par un sismographe. La mesure est ensuite ajustée de façon à prendre en compte la distance entre le sismographe et l'épicentre du séisme.

La magnitude mesurée sur l'échelle de Richter est logarithmique, ce qui signifie que chaque niveau est dix fois plus puissant que le précédent. Chaque graduation de l'échelle de Richter correspond à un niveau de destruction causé par le séisme.

Afin d'estimer la puissance des séismes, le sismologue Richter introduisit la notion de magnitude. Elle correspond à l'énergie libérée au foyer du séisme et dépend de la longueur de la faille activée et de l'importance du déplacement.

Description	Magnitude	Effets	Fréquence
Micro	Moins de 1,9	Micro tremblement de terre, non ressenti.	8 000 par jour
Très mineur	2,0 à 2,9	Généralement non ressenti mais détecté/enregistré.	1 000 par jour
Mineur	3,0 à 3,9	Souvent ressenti mais causant rarement des dommages.	50 000 par an
Léger	4,0 à 4,9	Secousses notables d'objets à l'intérieur des maisons, bruits d'entrechoquement. Dommages importants peu communs.	6 000 par an
Modéré	5,0 à 5,9	des dommages majeurs à des édifices mal conçus dans des zones restreintes. légers dommages aux édifices bien construits.	800 par an
Fort	6,0 à 6,9	Peut-être destructeur dans des zones allant jusqu'à 180 kilomètres à la ronde si elles sont peuplées.	120 par an
Majeur	7,0 à 7,9	Peut provoquer des dommages modérés à sévères dans des zones plus vastes.	18 par an
Important	8,0 à 8,9	Peut causer des dommages sérieux dans des zones à des centaines de kilomètres à la ronde.	1 par an
Dévastateur	9,0 et plus	Dévaste des zones de plusieurs milliers de kilomètres à la ronde.	1 à 5 par siècle environ

Tableau 1.1 : Notion sur la magnitude

Mesure d'un séisme « L'échelle de Richter » :

Le graphique qui suit met en relation entre la magnitude des séismes sur l'échelle arithmétique et l'énergie dégagée au foyer sur l'échelle logarithmique.

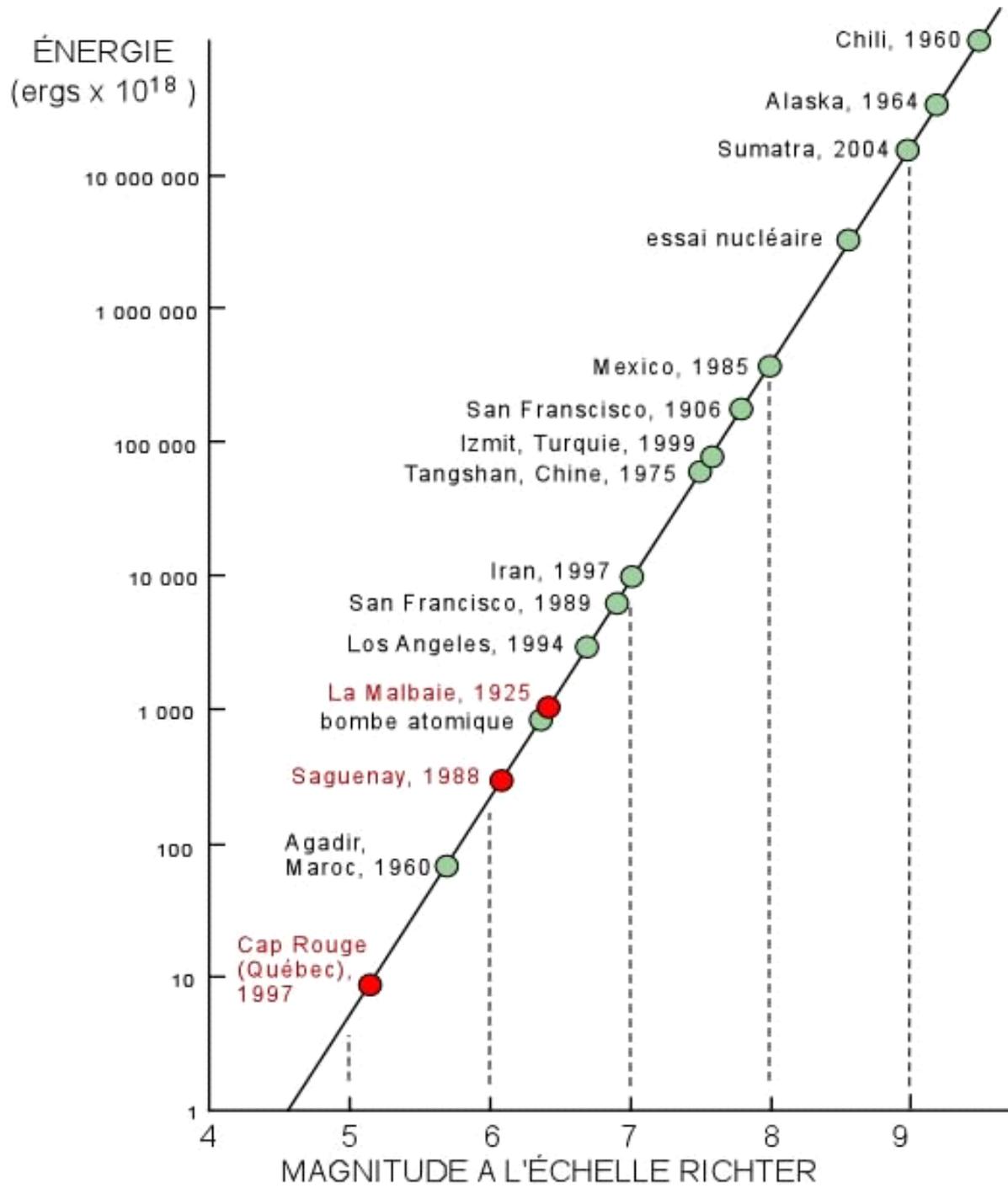


Figure 1.4 : Quelques grands séismes

1.2.2. L'échelle de Mercalli :

L'échelle de **Mercalli** a été développée en 1902 et modifiée en 1931. Elle indique l'intensité d'un séisme sur une échelle de I à XII.

Cette intensité est déterminée par deux choses: l'ampleur des dégâts causés par un séisme et la perception qu'a eue la population du séisme.

Il s'agit d'une évaluation qui fait appel à une bonne dose de subjectivité.

De plus, la perception de la population et l'ampleur des dégâts vont varier en fonction de la distance à l'épicentre.

On a donc avec cette échelle, une échelle variable géographiquement.

Mais à l'époque on ne possédait pas les moyens d'établir une échelle objective. Pas les moyens d'établir une échelle objective.

Echelle d'intensité de Mercalli	Richter
I. séisme perçu uniquement par quelques personnes dans des circonstances particulières.	2
II. perçu par quelques personnes au repos et se trouvant en étages supérieurs .balancements d'objets suspendus.	3
III. perçu principalement par des personnes à l'intérieur des édifices. les automobiles stationnées peuvent bouger.	
IV. perçu par la plupart des gens à l'intérieur des édifices et par certains à l'extérieur, bruit de vaisselle.	4
V. perçu par tout le monde ; plusieurs personnes sont effrayées et courant à l'extérieur, quelques meubles sont déplacés, dommages légers.	
VI. perçu par tout le monde ; plusieurs personnes sont effrayées et courant à l'extérieur, quelques meubles sont déplacés, dommages légers.	5
VII. la plupart des gens paniquent et courent vers l'extérieur ; dommages minimes aux constructions conçues pour les zones sismiques .meubles renversés.	6
VIII. Dommages légers aux constructions conçus pour les zones sismiques, importants chez les bonnes constructions ordinaires avec des effondrements possibles, catastrophiques chez les mauvaises constructions	7

IX. Dommages considérables aux constructions conçus pour les zones sismiques. édifices déplacés sur leur fondation .fissuration du sol bris des canalisations des sols.	
X. quelques bonnes constructions en bois et la plupart des constructions en maçonnerie sont détruits, sol fortement fissuré. Plusieurs glissements de terrain se produisent.	8
XI. très peu de constructions en maçonnerie restent debout ; ponts détruits, larges fissures dans le sol.	
XII. destructions quasi totales. ondulations visible à la surface du sol objectée dans les airs	9

Tableau 1.2: Correspondance entre échelle de Mercalli et Richter

La plupart des séismes sont liés au mouvement des plaques lithosphériques et se produisent au niveau de leur frontière. Dans ce cas les séismes (tremblements de Terre) sont localisés le long d'une faille. Les couches de roche s'appuient les unes contre les autres pendant des années sans bouger. Lorsque la pression accumulée devient trop forte les couches en contact glissent brusquement en faisant vibrer le sol autour du foyer. Des ondes sismiques sont créées qui se propagent en toute direction. Lorsque ces ondes arrivent en surface elles occasionnent des dégâts.

Des séismes peuvent également être provoqués par un déplacement de magma dans une chambre magmatique ou dans un conduit reliant la chambre à la surface (séisme volcanique). D'autres peuvent être provoqués par un effondrement de cavité dans le sous-sol (séisme d'effondrement). Des explosions et vibrations de toutes natures provoquées par l'homme produisent également des séismes.

Le lieu de rupture de la faille est appelé foyer du séisme, les ondes sismiques libérées lors de la rupture se propagent en cercles qui ont pour origine le foyer. A la surface, le point atteint en premier par les ondes se trouve donc à la verticale du foyer et est appelé épiceutre. C'est donc ici que généralement l'intensité du séisme est la plus forte.

Les ondes sismiques sont des ondes élastiques, elles peuvent traverser un milieu sans modifier durablement ce milieu.

Les vibrations engendrées par un séisme se propagent dans toutes les directions à partir du foyer, leur vitesse de propagation et leur amplitude sont modifiées par les structures géologiques traversées.

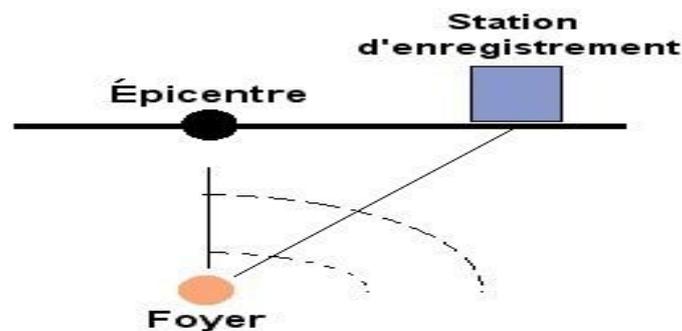


Figure 1.5 : le principe de séisme

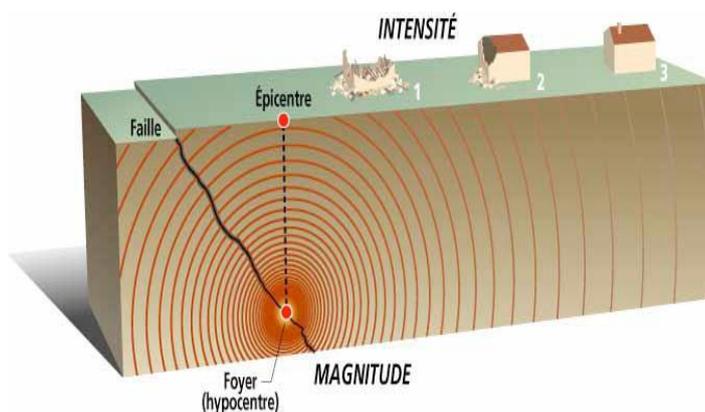


Figure 1.6: Liens entre les ondes sismiques et l'intensité d'un séisme

-Foyer : le foyer d'un séisme est le point de départ de la rupture des roches.

-L'épicentre : est le point de la surface terrestre situé à la verticale du foyer.

-La magnitude : La magnitude mesure l'énergie libérée par le séisme sous forme d'ondes sismiques.

-L'intensité : l'intensité mesure la sévérité de la secousse au sol en fonction des effets observés (effets sur les personnes et les objets, dégâts sur les bâtiments...).

1.3. Les ondes sismiques :

Les ondes sismiques sont des ondes élastiques qui traversent un milieu sans pour autant modifier durablement ce milieu. L'impulsion de départ va "pousser" des particules élémentaires, qui vont "pousser" d'autres particules et reprendre leur place. Ces nouvelles particules vont "pousser" les particules suivantes et reprendre leur place et ainsi de suite.

Les vibrations engendrées par un séisme se propagent dans toutes les directions. Selon leur nature, on distingue deux grands types d'ondes émises par un tremblement de terre : les **ondes de volume** appelées également **ondes de fond** qui traversent la Terre et les ondes de surface qui se propagent parallèlement à sa surface.

Elles se succèdent et se superposent sur les enregistrements des sismomètres. Leur vitesse de propagation et leur amplitude sont modifiées par les structures géologiques traversées, c'est pourquoi les signaux enregistrés sont la combinaison d'effets liés à la source aux milieux traversés et aux instruments de mesure. Selon leur nature, on distingue deux grands types d'ondes émises par un tremblement de terre:

- les ondes de fond 'S' et 'P'. Elles se propagent à l'intérieur de la terre
- les ondes de surface qui comprennent les ondes de Love et de Rayleigh.

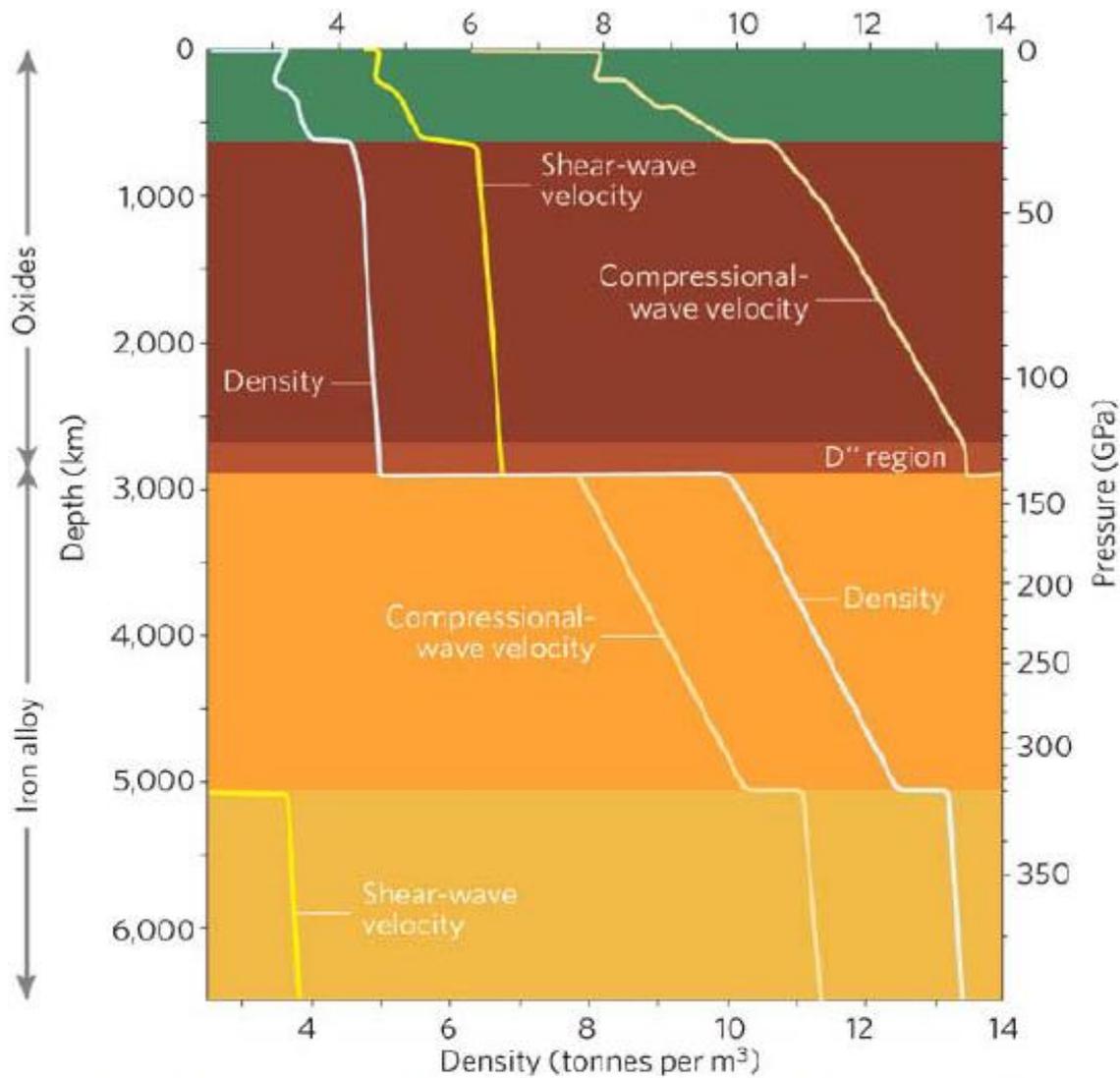


Figure 1.7 : vitesse de déplacement des ondes sismique (hodochrones)

1.3.1. Les ondes de fond (volume) :

Les ondes de volume se propagent à l'intérieur du globe à partir du foyer. Leur vitesse de propagation dépend de la densité des matériaux traversés et d'une manière générale elle augmente avec la profondeur. Elles se propagent un peu comme les rayons lumineux, elles peuvent être réfléchies ou réfractées, c'est-à-dire déviées à chaque changement de milieu, elles peuvent ainsi suivre des trajets très complexes à l'intérieur de la Terre.

a) Les ondes 'P' :

Les ondes P ou ondes primaires appelées aussi ondes de compression ou ondes longitudinales. Elles se matérialisent par un mouvement préférentiel d'une particule parallèlement à la direction de propagation. Le déplacement du sol qui accompagne leur passage se fait par dilatation et compression successives, parallèlement à la direction de propagation de l'onde. Ce sont les plus rapides (6 km.s⁻¹ près de la surface) et sont enregistrées en premier sur un sismogramme. Elles sont responsables du grondement sourd que l'on peut entendre au début d'un tremblement de terre.

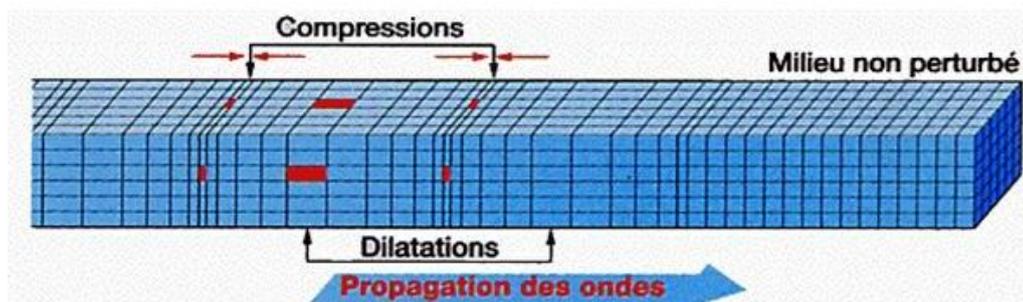


Figure 1.8 : onde primaire p

La vitesse de propagation des ondes P est donnée par l'équation suivante :

$$V_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}} = \sqrt{\frac{\frac{4}{3}\mu + K}{\rho}}$$

Où :

K = module d'incompressibilité exprimé en Pa, Plus il est élevé, plus il se détend vite, et plus l'onde se propage vite.

m = module de cisaillement (Pa) et rend compte de la résistance du matériau à changer de forme.

ρ = masse volumique exprimée en kg/m³. Plus un corps est dense plus il est difficile à mettre en mouvement, l'onde se propage alors moins vite.

μ = module de cisaillement exprimé en Pa. Plus un corps est difficile à déformer élastiquement (μ grand), plus il revient vite à sa position initiale.

b) Les ondes 'S' :

Les ondes S ou ondes secondaires appelées aussi ondes de cisaillement ou ondes transversales ne peuvent se propager que dans les solides. Les particules oscillent dans un plan vertical à angle droit par rapport à la direction de propagation de l'onde. A leur passage, les mouvements du sol s'effectuent perpendiculairement au sens de propagation de l'onde. Ces ondes ne se propagent pas dans les milieux liquides elles sont en particulier arrêtées par le noyau de la Terre. Leur vitesse est plus lente que celle des ondes P, elles apparaissent en second sur les sismogrammes.

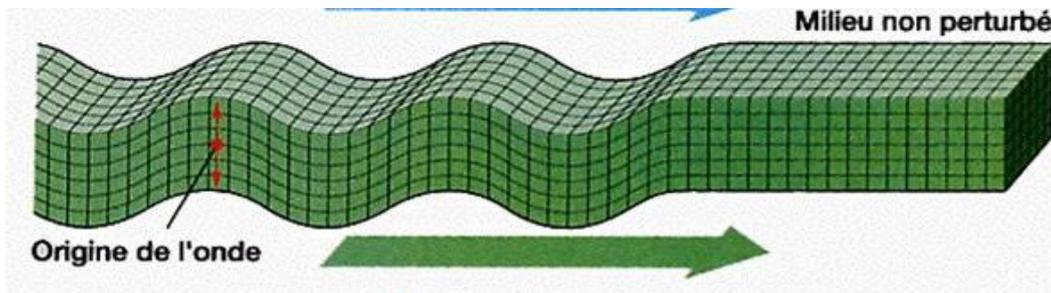


Figure 1.9 : onde secondaire S

La vitesse de propagation des ondes S est donnée par l'équation suivante :

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

Où :

ρ = masse volumique exprimée en kg/m³. Plus un corps est dense, plus il est difficile à mettre en mouvement, l'onde se propage alors moins vite.

μ = module de cisaillement exprimé en Pa. Plus un corps est difficile à déformer élastiquement (μ grand), plus il revient vite à sa position initiale.

1.3.2. Les ondes de surface :

Ce sont des ondes guidées par la surface de la Terre. Leur effet est comparable à celui des rides qui se forment à la surface d'un plan d'eau. Leur vitesse de propagation est inférieure à celle des ondes de volume, mais leur amplitude est généralement plus forte. Deux types d'ondes de surfaces sont à définir : Les ondes dites de Love et les ondes de Rayleigh.

a) Les ondes de Love (L ou LQ) :

Résultant d'interférences constructives entre les ondes PH et SH horizontales, les ondes de Love ont un déplacement similaire à celui des ondes S sans mouvement vertical. Les particules du sol sont déplacées d'un côté à l'autre dans un plan horizontal Perpendiculairement à sa direction de propagation engendrant ainsi un ébranlement horizontal qui est la cause de nombreux dégâts aux fondations des édifices. La vitesse moyenne de propagation des ondes de Love $V_L \approx 4\text{km/s}$.

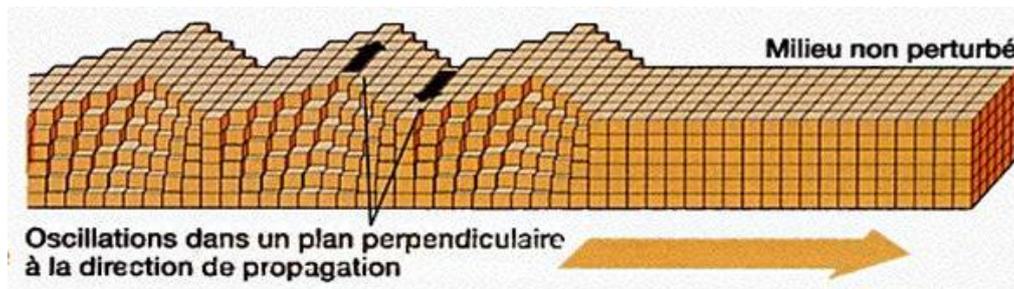


Figure 1.10 : onde de love

b) Les ondes de Rayleigh (LR) :

Résultant d'interférences constructives entre les ondes PV et SV verticales, les ondes de Rayleigh ont un déplacement complexe assez semblable à celui d'une poussière portée par une vague, un mouvement elliptique à la fois horizontal et vertical, rétrograde à faible profondeur R et pro grade pour une profondeur supérieure au cinquième de la longueur d'onde (λ). Les vibrations engendrées par cette onde durent plusieurs minutes.

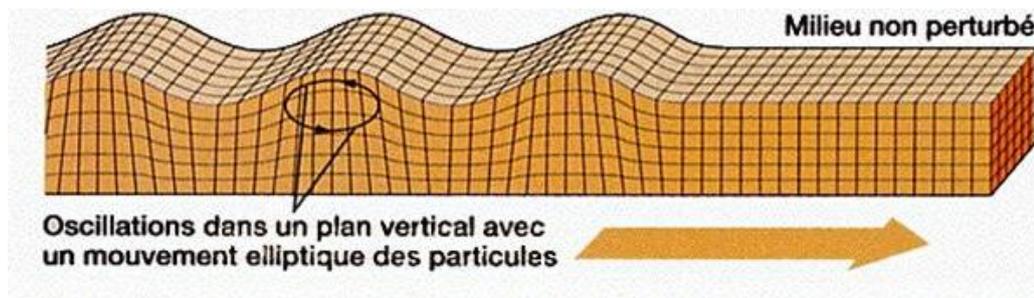


Figure 1.11 : onde de Rayleigh

1.4. Les différents types de failles :

Les failles sont des fractures de l'écorce terrestre le long desquelles il y a eu un déplacement appréciable. S'il n'y a pas de déplacement on parle de diaclase.

Les failles peuvent avoir des dimensions très diverses, elles peuvent être petites comme celles qui se trouvent dans les talus des routes ou très grandes comme la Faille de Saint André en Californie, ayant un déplacement de centaines de kilomètres et formée en réalité par de nombreuses failles interconnectées entre elles.

Les mouvements soudains le long des failles occasionnent la plupart des grands tremblements de terre qui ont lieu sur la Terre. Actuellement il y a beaucoup de failles qui sont inactives.

a) Failles normales :

Ce sont des failles ayant un déplacement vertical, elles ont lieu lorsque le bloc du plafond est déplacé vers le bas par rapport au bloc de mur. Les plans de faille ont d'habitude environ 60° de pendage bien qu'ils puissent être tout à fait verticaux ou plus horizontaux.

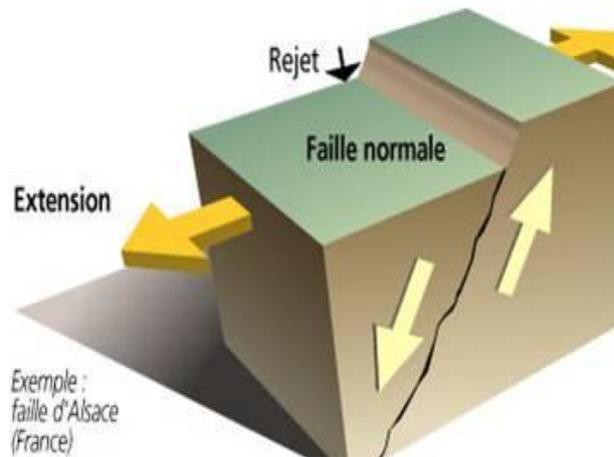


Figure1.12: faille normale

b) Failles inverses ou chevauchements :

Ce sont des failles ayant un déplacement vertical où le bloc du plafond est déplacé vers le haut par rapport au bloc de mur. Les failles inverses ont des pendages supérieurs à 45° et les chevauchements pendages inférieurs à 45° .

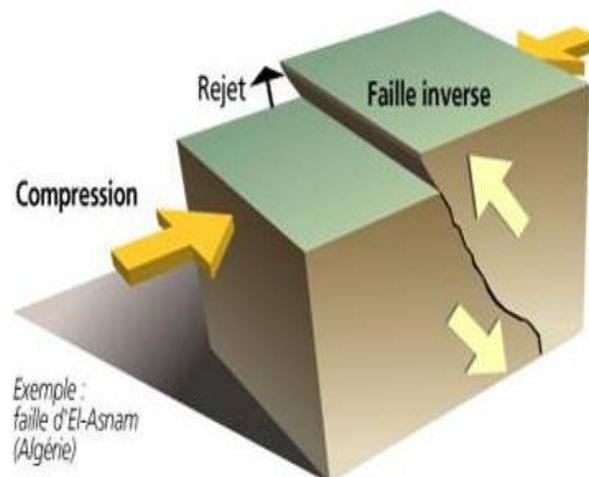


Figure1.13 : faille inverses

c) Failles décrochements ou transformâtes :

Ce sont des failles ayant un déplacement horizontal et une longueur très importante. On les trouve en coupant la lithosphère océanique autour des dorsales.

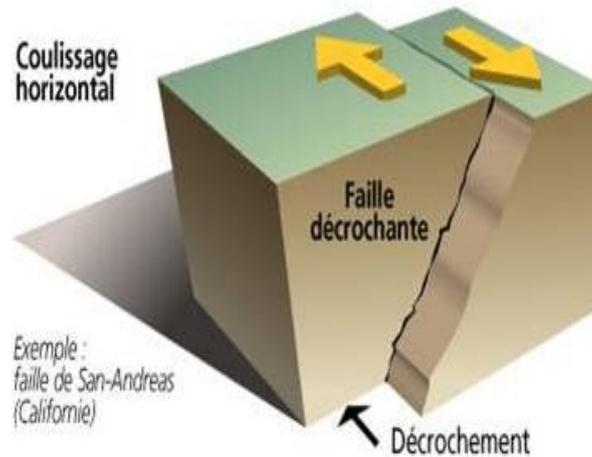


Figure 1.14: faille décrochements

En fin et On conclusion on peut dire que le séisme autant que phénomène naturel indépendant dans très peu de cas présente une menace à l'homme, il devient un phénomène hasardeux principalement quand il est considéré en relation avec les structures. Par conséquent, les tremblements de terre sont d'intérêt spécial pour l'ingénieur de structure travaillant dans des secteurs sismiques.

C'est ainsi qu'une meilleure connaissance du phénomène sismique et de ses effets a permis de développés et de perfectionner les règles humains que pour la sauvegarde des collectivités.

Il s'est avéré alors que si les techniques modernes permettent de réaliser des ouvrages capables de bien résister aux séismes, il n'en demeure pas moins que la connaissance de la sismicité passé garde toujours sa valeur et même indispensable et nécessaire pour une évaluation fiable de l'aléa sismique ainsi au perfectionnement des règles parasismiques.

Chapitre II:

La pathologie des bâtiments

2. Pathologie des bâtiments :

La pathologie des bâtiments vis-à-vis au séisme dépend de plusieurs facteurs : le type de la structure, le nombre de niveaux, le système de contreventement, les matériaux utilisés, la nature du sol des fondations, etc. Avant le renforcement l'étude de la vulnérabilité est nécessaire.

Elle permet de connaître le sens et les éléments les plus vulnérables et par conséquent le choix du type de renforcement adéquat.

Actuellement il existe plusieurs méthodes de renforcement en fonction du but recherché: augmentation de la capacité portante de la ductilité ou les deux simultanément.

On peut renforcer la stabilité générale des ouvrages par ajout de certains éléments de contreventement intérieurs comme les voiles, ou bien la stabilité de certains éléments structuraux : poteaux, poutres et voiles par chemisage en béton, confinement en acier ou tissus en matériaux composites ou renforcement en flexion par plaques en aciers ou en FRP. Mais il faut être toujours prudent concernant le comportement de la structure après le renforcement et surtout les endroits de formation des rotules plastique et qui peuvent provoquer la ruine de l'ouvrage après le passage d'un séisme.

Pour minimiser les dégâts en cas de séisme et aussi les difficultés de l'opération de réalisation ainsi que les prix élevés des renforcements, il faut bien dimensionner les éléments de la structure dans la phase de conception.

Les structures en poteaux-poutres sont moins stables que la même structure renforcée par voiles de contreventement et une construction rigide (renforcée) déplace moins qu'une construction plus faible et plus flexible pour le même niveau d'une demande spectrale, et moins de dommages sont prévus au système structural et aux composants non structuraux sensibles au déplacement.

Alors qu'en génie civil, la pathologie détermine les causes de symptômes et de maladies des constructions. L'objectif réside dans la recherche des remèdes pour ces signes de fatigue.

2.1. Les causes principales de la pathologie sismique des bâtiments :

a) Erreurs de conception :

Maçonnerie non chaînée (Figure 2.1), bâtiments avec vide sanitaire sur poteaux courts, salles de classes ou autres locaux avec ouvertures en vasistas: formations des poteaux courts (Figure 2.2), l'effet P (Figure 2.3) et dispositions constructives non adaptés (Figure: 2.4, 2.5 et 2.6).

b) Erreurs de calcul :

Ce que l'on retrouve le plus souvent à ce niveau, c'est l'absence tout court de calcul parasismique. En Algérie, ceci est valable pour l'écrasante majorité des constructions étudiées et réalisées avant 1981 et pour une partie appréciable de celles réalisées après 1981 (construction individuelles entre autres).

c) Qualité de réalisation :

La qualité doit répondre à un minimum de règle de l'art aussi bien au niveau des matériaux et composants de gros œuvres (et particulièrement de structure) eux-mêmes qu'au niveau également de la mise en œuvre.



Figure 2.1 : maçonnerie non chaînée



Figure 2.2: la formation des poteaux courts



Figure 2.3: poteaux de géométrie élancée a subi une flexion globale



Figure 2.4 : disposition incorrecte des cadres

2.2 Les causes techniques :

2.2.1 Mauvaise conception architecturale :

Lorsque la forme en plan des bâtiments est irrégulière (Figure 2.7: a, b et c), dissymétrique (Dowrick D. J., 1977), ou présente des décrochements notables (Forme en L, T et U), la conception structurale est souvent

Complexe et entraîne, en l'absence de joint des efforts de torsion nuisibles qui modifient le comportement dynamique des bâtiments (Figure 2.7 et 2.8).

2.2.2 Mauvaise conception structurale :

Dans certains cas le contreventement est insuffisant : sous dimensionnement, contreventement dans un seul sens, plancher assez rigide dans leur plan et ne pouvant faire fonctionner ensemble les éléments de Contreventement, l'ignorance de l'interaction maçonnerie-structure (V.Davidovici 2003).



Figure 2.5 : éclatement des nœud par manque de frettage



Figure 2.6 : effondrement par manque de ductilité

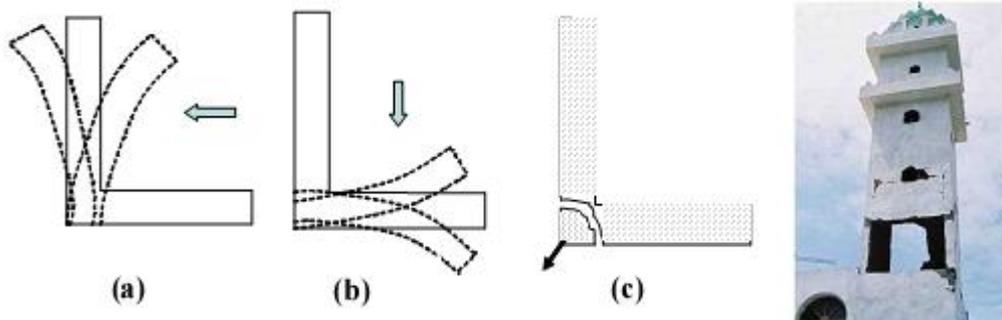


Figure 2.7 : cas de bâtiments en L

Figure 2.8 : changement brusque des rigidités en élévation

Il est important de traiter et de savoir traiter toutes ces pathologies afin d'éviter la ruine complète du bâtiment ou de l'ouvrage. Ces interventions doivent être faites dans le respect du bâti et suivant les règles de l'art.

Nous donc à les analyser, à les diagnostiquer puis y apporter et justifier une (ou des) solution(s) de traitement adéquate et pérenne. C'est un principe fondamental de cette formation.

2.3. Classification des dégâts :

En raison de leur caractère horizontal, cyclique et dynamique, les sollicitations sismiques causent des dégâts typiques aux structures.

Après chaque séisme important le même constat se répète invariablement : des erreurs récurrentes sont à l'origine de la majorité des dégâts et des effondrements des ouvrages. Pourtant ces erreurs sont aisément évitables par une conception parasismique adéquate. L'examen des principaux types de dégâts sismiques est donc particulièrement important dans cette optique. Dans l'analyse et l'interprétation, il faut bien garder à l'esprit que l'immense majorité des structures endommagées lors des séismes ont été conçues et réalisées sans tenir compte de l'aspect.

2.3.1. Selon EMS:

Classification des dégâts aux bâtiments en maçonnerie	
	<p>Degré 1: Dégâts négligeables à légers (aucun dégât structural, légers dégâts non structuraux)</p> <p>Fissures capillaires dans très peu de murs. Chute de petits débris de plâtre uniquement. Dans de rares cas, chute de pierres descellées provenant des parties supérieures des bâtiments.</p>
	<p>Degré 2: Dégâts modérés (dégâts structuraux légers, dégâts non structuraux modérés)</p> <p>Fissures dans de nombreux murs. Chutes de grands morceaux de plâtre. Effondrement partiel des cheminées.</p>

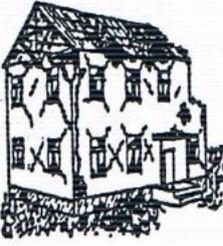
	<p>Degré 3: Dégâts sensibles à importants (dégâts structuraux modérés, dégâts non structuraux importants)</p> <p>Fissures importantes dans la plupart des murs. Les tuiles des toits se détachent. Fractures des cheminées à la jonction avec le toit défaillance d'éléments non structuraux séparés (cloisons, murs pignons)</p>
	<p>Degré 4: Dégâts très importants (dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très importants)</p> <p>Défaillance sérieuse des murs défaillance structurale partielle des toits et des planchers.</p>
	<p>Degré 5: Destruction (dégâts structuraux très importants)</p> <p>Effondrement total ou presque total.</p>

Figure 2.9 : Classification selon EMS pour constructions en maçonnerie

Classification des dégâts aux bâtiments en béton armé	
	<p>Degré 1: Dégâts négligeables à légers (aucun dégât structural, légers dégâts non structuraux)</p> <p>Fissures fines dans le plâtre sur les parties de l'ossature ou sur les murs à la base.</p> <p>Fissures fines dans les cloisons et les remplissages.</p>
	<p>Degré 2: Dégâts modérés (dégâts structuraux légers, dégâts non structuraux modérés)</p> <p>Fissures dans les structures de types portiques (poteaux et poutres) et dans structures avec murs.</p> <p>Fissures dans les cloisons et les murs de remplissage, chute des revêtements friables et du plâtre. Chute du mortier aux jonctions entre les panneaux des murs</p>
	<p>Degré 3: Dégâts sensibles à importants (dégâts structuraux modérés, dégâts non structuraux importants)</p> <p>Fissures dans les poteaux et dans les nœuds à la base de l'ossature et aux extrémités des linteaux des murs avec des ouvertures. Ecaillage du revêtement de béton, flambement des barres d'armature longitudinale.</p> <p>Fissures importantes dans les cloisons et les murs de remplissage, défaillance de certains panneaux de remplissage.</p>

	<p>Degré 4: Dégâts très importants (dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très importants)</p> <p>Fissures importantes dans les éléments structuraux avec défaillance en compression du béton et rupture des barres à haute adhérence, perte de l'adhérence barres béton, basculement des poteaux. Ecoulement de quelques poteaux ou d'un étage supérieur.</p>
	<p>Degré 5: Destruction (dégâts structuraux très importants)</p> <p>Effondrement total du rez-de-chaussée ou de parties de bâtiments.</p>

Figure 2.10 : Classification selon EMS pour constructions en béton

2.4 .Etude pathologique:

2.4.1.Pré diagnostic:

Il s'agit d'un examen pratiquement visuel ou on s'attachera très précisément à analyser tous les désordres apparents avec comme objectifs :

- 1) Faire l'inventaire des désordres et définir de façon globale le degré de vétusté des immeubles.
- 2) Déjuger en 1 ère analyse de la faisabilité du projet de réparation.
- 3) D'orienter les investigations suivantes qui se doivent d'être plus fines et plus techniques et qui doivent conduire au diagnostic proprement dit.

2.4.2. Diagnostic:

Le diagnostic consiste à identifier la cause probable de la (ou les) défaillance (s) à l'aide d'un raisonnement logique fondé sur un ensemble d'informations provenant d'une inspection, d'un contrôle ou d'un test.

Il est une première et importante étape dans un tel raisonnement, qui fait recourir essentiellement aux symptômes de dégradation.

Les premières investigations doivent cibler en premier lieu le côté structurel, pour remédier aux pathologies liées à la stabilité de l'édifice et ensuite s'orienter vers les travaux de finition et d'embellissement.

Donc sauvegarder la stabilité et la structure du bâtiment est le premier but pour toute intervention de réhabilitation.

2.5. Quelques exemples sur la pathologie :



Figure 2.11 : Pathologie: Désolidarisation d'un mur de refend avec un mur périphérique

*Cause(s) probable(s): Tassement différentiel des fondations.



Figure 2.12 : Pathologie: Décollement de l'enduit sur un mur de soutènement

*Cause(s) probable(s): Enduit de ciment non respirant et de forte épaisseur (7 cm) ainsi que Poids propre de l'enduit trop important.



Figure 2.13 : Pathologie: Affaissement des linteaux

*Cause(s) probable(s): Charges importantes et non réparties de la charpente au-dessus des linteaux.



Figure 2.14 : Pathologie: Eclatement du béton en façade

*Cause(s) probable(s): Enrobage insuffisant des aciers dans le béton. L'acier rouille et en gonflant fait éclater le béton.



Figure 2.15: Pathologie: Affaissement de la clé

*Cause(s) probable(s): Tassement différentiel des fondations.



Figure 2.16 : Pathologie: Déchaussement d'un mur en pierre et fissure entre le mur et l'arche

*Cause(s) probable(s): Mouvement différentiel entre les deux ouvrages et perte de cohésion de la maçonnerie en partie basse.



Figure 2.17 : Pathologie: Fissures en moustache

*Cause Tassement du mur qui se fissure à l'endroit le plus vulnérable (poinçonnement au niveau des appuis).



Figure 2.18 : Pathologie : Fissure d'angle

*Cause(s) probable(s): Ce tassement résulte de la combinaison du poids considérable de la structure et des réactions du sol en fonction de l'alternance des périodes humides, des sècheresses et du gel.



Figure 2.19 : Pathologie: Apparition de sels sur un mur en terre cuite

*Cause(s): Les eaux de ruissellement entraînent avec elles des sels minéraux qui se fixent sur le parement.



Figure 2.20 : Pathologie: Chute d'une pierre d'un mur de soutènement

*Cause(s) probable(s) : Ruissellement d'eau entraînant la détérioration du mortier de pose



Figure 2.21 : Pathologie : Désolidarisation des parements

*Cause(s) probable(s): Les matériaux constituant le blocage du mur interne situé entre les deux parements du mur se désagrègent sous l'effet d'infiltrations et sont drainés vers l'extérieur par les joints évidés.

La perte de cohésion de la maçonnerie et le propre poids des matériaux du parement entraînent une déformation de ce dernier sous la forme d'un gonflement.



Figure 2.22 : Pathologie: Fissuration importante de l'angle du mur de soubassement

*Cause(s): Dans ce cas, absence de raidisseur vertical. Il n'y a donc pas de liaisonnement entre le poteau et le chaînage. Le bâtiment résiste mal aux mouvements et au tassement différentiel du sol.

Chapitre III:
Le renforcement des
bâtiments

3. Renforcement des bâtiments :

Il est nécessaire de s'intéresser à la vulnérabilité des bâtiments existants non construits selon des règles de construction parasismique en cas de séisme. A l'occasion de travaux, la réglementation impose pour les actions significatives sur la structure de rendre le bâtiment existant conforme aux règles parasismiques en vigueur.

En dehors de travaux, la stratégie est différente pour le bâti courant et pour les constructions d'importance. Pour le bâti courant, il s'agit de réaliser un diagnostic de vulnérabilité avant de réaliser des travaux pour éviter de fragiliser plus encore le bâtiment voire de profiter des travaux pour augmenter la résistance du bâtiment en cas de séisme. Pour les ouvrages plus sensibles (établissements recevant du public) ou plus stratégiques (indispensables en cas de crise : hôpitaux, casernes des pompiers, etc.), des diagnostics de vulnérabilité doivent être réalisés pour envisager d'éventuelles actions de réduction de la vulnérabilité.

Le renforcement des bâtiments déjà construits coûte beaucoup plus cher que la construction parasismique d'ouvrages neufs. Comme cela n'a pas été prévu lors de la conception du bâtiment, le renforcement parasismique est une opération techniquement difficile et délicate. Elle consistera parfois à reprendre les fondations, créer des chaînages dans le cas de constructions anciennes en maçonnerie, renforcer les planchers, contreventer la toiture, etc.

Dans les centres anciens, la présence de bâtiments mitoyens et l'intérêt architectural de certains ouvrages viendront également augmenter la difficulté du renforcement parasismique.

Le renforcement est une opération qui consiste à augmenter le niveau de service et en particulier l'augmentation de la ductilité et de la résistance d'un élément de structure

pour en permettre l'utilisation dans des conditions non prévues à l'avance pendant la phase de conception et de calcul. Parmi les nombreuses techniques de renforcement, les plus courantes: incorporation de profils en acier, collage d'éléments préfabriqués, addition d'armatures en aciers sans augmentation de la de la section en béton avec ou sans addition d'armature en acier (Abowtaha R. S. et al., 1999), adjonction de platines en acier (Azizinamini A. et al., 1992), adjonction de lamelles ou bandes de matériaux composites (Khalifa A. et al., 2001), renforcement par la technique NSMR : cette méthode consiste à sceller les joncs ou bandes de polymères renforcées de fibres de carbone (CFRP) dans des engravures déjà préparées sur la surface de la poutre à renforcer, etc.

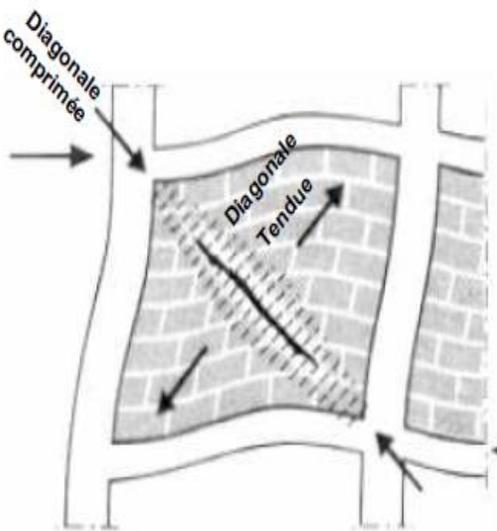


Figure 3.1 : interaction maçonnerie-portique

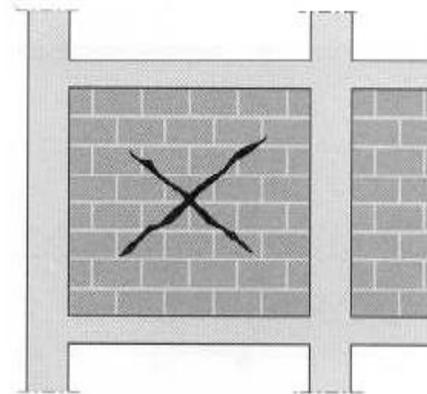


Figure 3.2 : formation des fissures X après séisme

3.1. Renforcement des structures :

3.1.1. Généralités :

La capacité résistante aux forces horizontales d'une structure existante peut être augmentée en ajoutant des éléments de structure pour résister partiellement ou totalement aux efforts sismiques laissant l'ancienne structure reprendre la part dont elle est capable.

3.1.2. Les nouveaux éléments de structure peuvent être :

- Des murs en béton armé à l'intérieur d'une structure en portiques.
- Des murs en béton armé l'intérieur d'une structure en murs porteurs.
- Des portiques à l'intérieur d'une structure en portiques.
- Des palées triangulées (en acier ou en béton armé) à l'intérieur d'une structure en portiques.

Le choix du type, du nombre et des dimensions des nouveaux éléments dépend des particularités de la structure existante et du plan de fonctionnement de l'ouvrage.

L'incorporation de nouveaux éléments de structures dans un ouvrage existant change considérablement son comportement dynamique durant un séisme, et il y a une nouvelle redistribution des efforts horizontaux entre les éléments résistants aux forces latérales.

Donc il est très important que les conditions les plus favorables soient réunies :

- ❖ En évitant des grandes concentrations de forces dans les éléments de faible résistance et /ou de faible ductilité, en positionnant, rationnellement, les éléments de renforcement de la structure.
- ❖ En améliorant la distribution de l'effort horizontal en réduisant les effets de torsion et des irrégularités.

❖ En procurant aux éléments de structure et à la structure entière, une résistance, une rigidité et une ductilité suffisantes.

❖ En donnant une résistance adéquate aux liaisons entre la structure existante et les nouveaux éléments incorporés.

✚ Quelques exemples de bonne ou mauvaise distribution d'éléments de renforcement, incorporés dans des structures en portiques, sont donnés dans la figure (3.3).

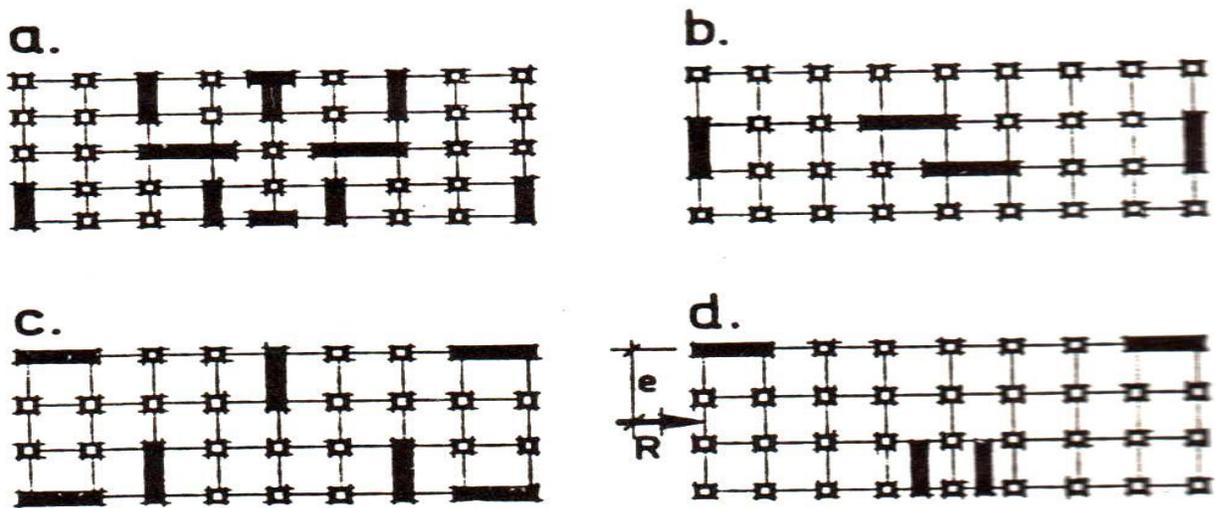


Figure 3.3 : renforcement des structures en portique

Les mêmes considérations sont valables pour les ouvrages dont la structure est composée d'un nombre insuffisant de murs en béton armé qui doivent s'opposer aux forces latérales. Il est nécessaire, dans ce cas, d'introduire d'autres murs pour augmenter la capacité résistante de la structure et éliminer du même coup les effets de la torsion (fig. 3.4)

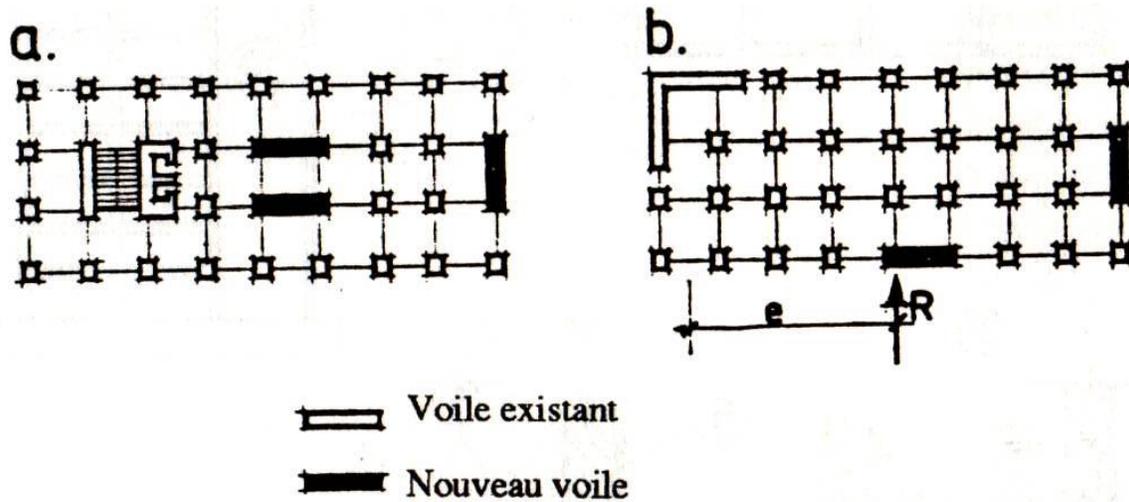


Figure 3.4 : renforcement des structures en voiles

3.2. Techniques de renforcement:

Les techniques de renforcement ne sont pas spécifiquement parasismiques car elles sont indépendantes des motifs de renforcement. Elles peuvent être classées en plusieurs catégories.

3.2.1. Renforcement par addition de nouveaux éléments de construction : voiles, palées de stabilité, contreforts extérieurs, chaînages, micro pieux, parois enterrées, etc. La liaison entre la partie ajoutée et la structure existante est d'une importance capitale pour l'efficacité de la solution.

3.2.2. Amélioration de la résistance de la section transversale des éléments constructifs :

- augmentation de section par enrobage.
- renforcement de l'armature.
- contre voiles.
- plaques d'acier collées.

- tissu de fibres de carbone collé.

3.2.3. Renforcement par confinement :

- chemisage des poteaux.
- corsetage des murs, poteaux, cheminées,...
- contre voiles bilatéraux solidarités.

3.2.4. Renforcement par précontrainte (essentiellement pour les ouvrages en béton armé ou maçonnerie).

3.2.5. Réalisation d'ancrages efficaces :

- ancrage des planchers dans les chaînages.
- ancrage des charpentes sur le niveau sous-jacent.
- ancrage à la fondation des ossatures préfabriquées.
- ancrage des équipements lourds.

3.2.6. Réparation :

- injection de fissures.
- remplacement de béton et d'armatures détériorés.
- remplacement des éléments de maçonnerie détériorés.
- traitement de surface afin d'améliorer la durabilité des bétons et des aciers.

3.2.7. Traitement de sol visant à :

- augmenter sa capacité portante.
- prévenir les tassements importants en cas de séisme.
- supprimer la susceptibilité de liquéfaction.

- prévenir des mouvements de terrain : glissements, éboulements, affaissements, coulées lentes, etc.

Le choix des techniques de renforcement s'effectue selon les critères habituels : coût, rapidité de mise en œuvre, durabilité, réversibilité (possibilité de retour ultérieur en

arrière, ce qui est parfois demandé pour les monuments historiques), disponibilité, compétence des entreprises locales, etc.

Les solutions techniques retenues doivent également tenir compte d'un éventuel impératif de non interruption de l'exploitation du bâtiment. En effet, cette exigence est très fréquente.

3.3. Renforcement par des murs en béton armé (voiles) :

Le renforcement par des murs en béton armé est incontestablement la meilleure méthode pour augmenter la capacité de résistance aux efforts sismiques d'une structure. Les murs sont en général coulés en place, mais peuvent aussi être réalisés en utilisant la technique du béton projeté.

Ces murs peuvent être placés à l'extérieur du bâtiment, sur la périphérie (fig. 3.5)

Dans le premier cas, l'exécution des murs est plus facile, mais leur inconvénient réside dans leur liaison avec les planchers. Les différentes liaisons qu'on peut envisager sont représentées par la figure (3.5).

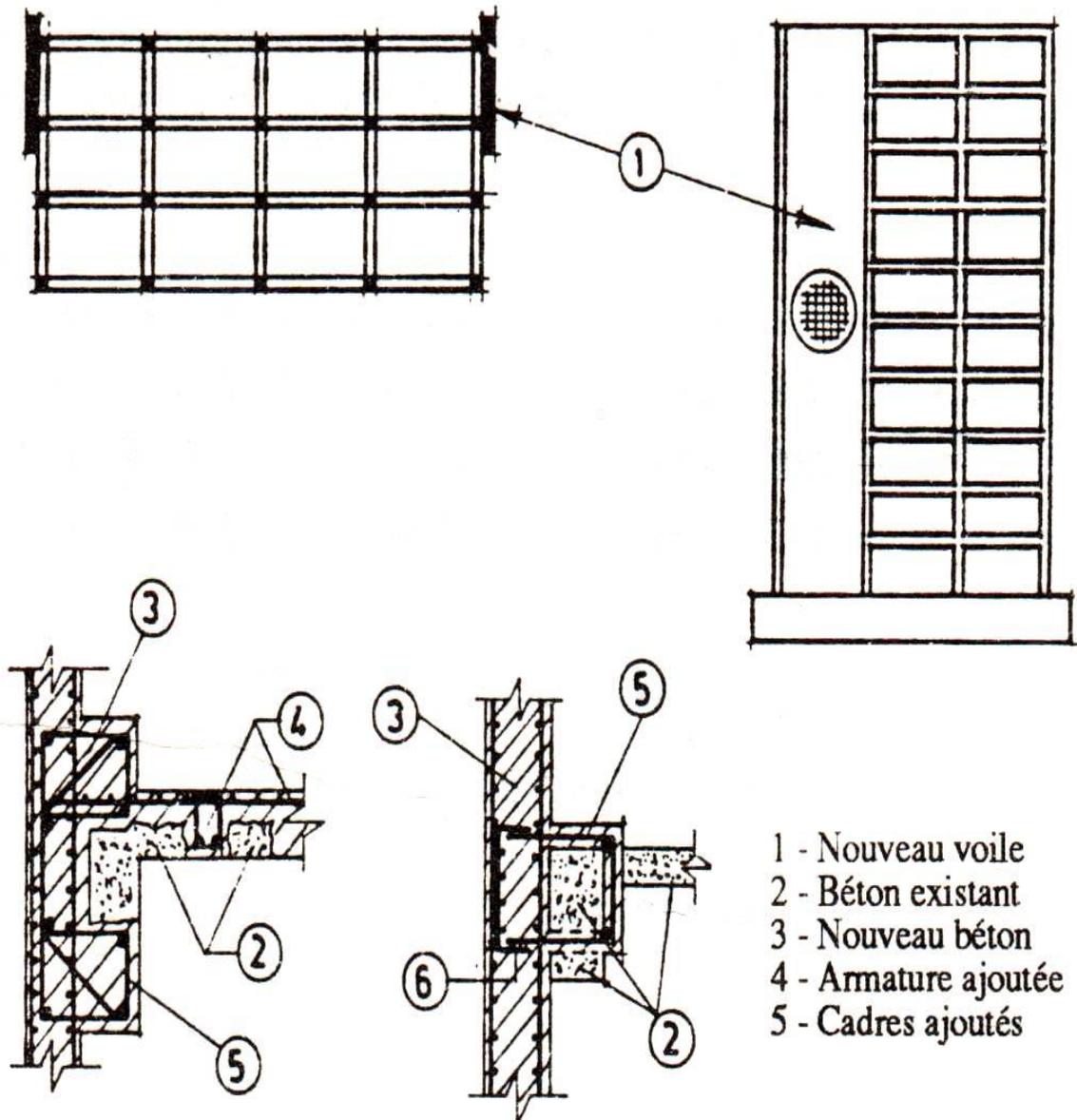


Figure 3.5 : Les différentes liaisons d'un mur placé à l'extérieur

Dans le deuxième cas (Fig.3.6), les murs placés à l'intérieur de la structure sont liés aux planchers à l'aide d'armatures verticales passées dans des trous réalisés dans ces derniers.

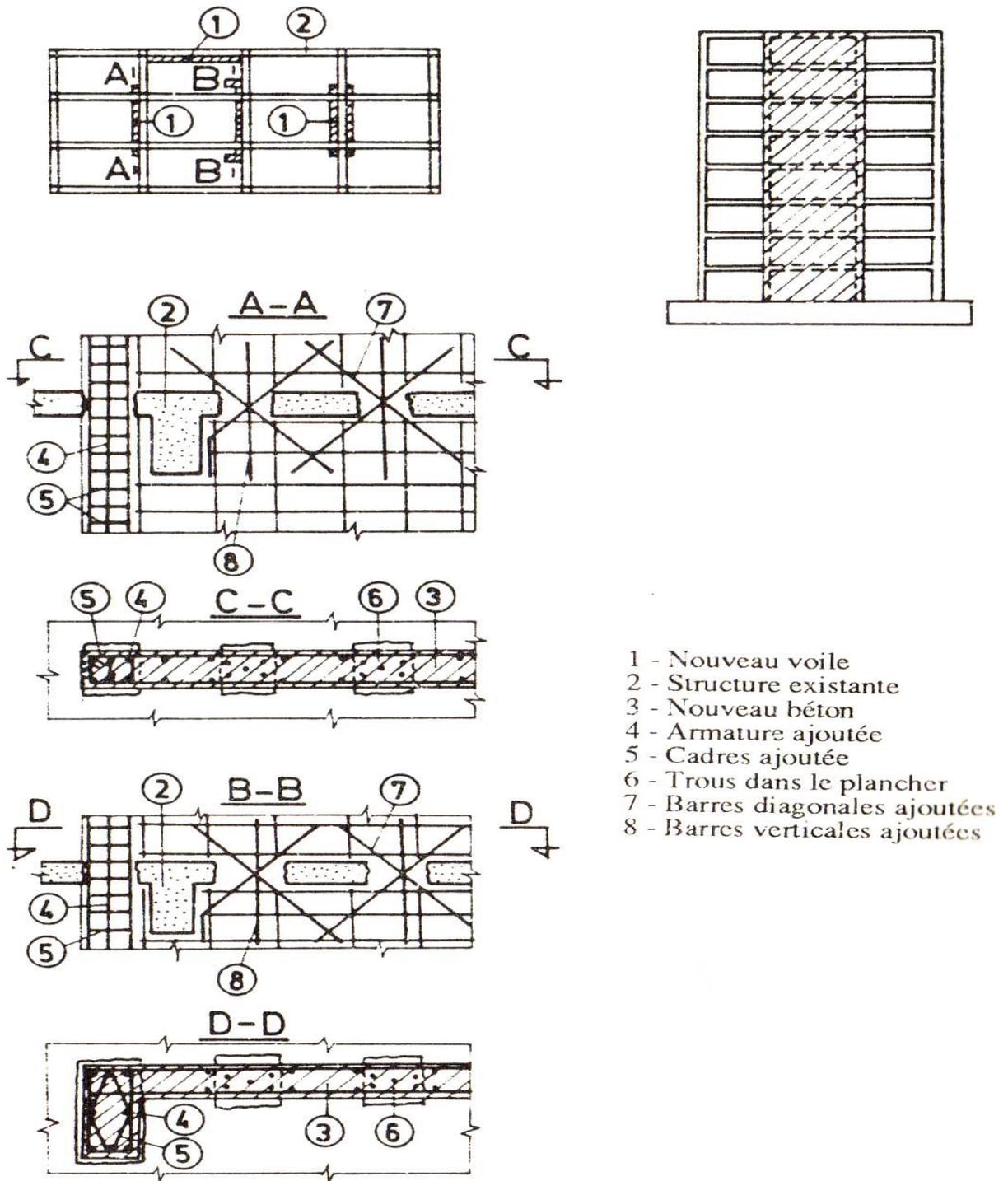


Figure 3.6 : Les différentes liaisons d'un mur placé à l'intérieur

Un voile se présente comme un mur... il en est, en effet, un cas particulier. En tant que « *simple* » mur, un voile doit parfois intégrer un ensemble de fonctions :

- la descente des charges verticales de son sommet jusqu'à sa base (rôle de mur porteur),
- la reprise des forces horizontales agissant dans son plan (contreventement),
- la reprise des forces horizontales hors plan (rôle de paroi),
- l'étanchéité vis-à-vis de l'eau de pluie et du vent, la perméabilité à la vapeur d'eau,
- l'isolation thermique, le rôle de volant d'inertie thermique et hygrométrique,
- le passage de gaines et de réseaux, ...

Les explications qui suivent se limitent aux trois premières fonctions – purement mécaniques – de la liste ci-dessus, mais on comprend que c'est l'intégration possible de plusieurs fonctions qui rend ces éléments de structure intéressants.



Figure 3.7 : Construction de voiles en béton armé

3.3.1. Charges verticales :

La descente de charges verticales peut être assurée par un voile par simple effet de compression (effort de type N_y , y étant l'axe vertical, avec un effort N_x éventuellement associé par effet Poisson). Pour ce faire, le chargement doit se trouver autant que possible dans le plan du voile, ce qui peut être obtenu grâce aux systèmes de contreventement. On dispose par exemple des voiles orthogonaux aux premiers, qui fonctionnent comme des raidisseurs vis-à-vis des déformations de flexion du voile porteur. Le système voile porteur/voile de contreventement est alors capable de reprendre des moments de flexion, tout en chargeant chaque voile essentiellement dans son plan.

En tout cas le voile simplement comprimé devra avoir une raideur suffisante à la flexion pour assurer sa tenue au flambement. Pour cela, il faut donner au voile une épaisseur minimale et une double nappe d'armatures, afin de créer le couple résistant du béton armé : acier tendu et béton comprimé.

Un voile porteur peut donc être vu comme une suite de poteaux, deux treillis et des épingles jouant exactement le rôle des barres longitudinales et des étriers dans les poteaux. A la différence néanmoins que dans la suite de poteaux les charges ne descendent pas le long du voile par un chemin à priori déterminé (dans la suite de

poteaux chaque élément reprend la force extérieure qui est appliqué sur son sommet et la ramène à son pied). Certains avantages résultent de ce fait :

- des percements sont possibles dans le voile, ainsi que des porte-à-faux, avec des modifications localisées de l'état de sollicitation de la structure, qui peuvent être reprises par des armatures locales.
- un changement des conditions d'appui (dû par exemple à un tassement des fondations) ou de chargement (comme une surcharge localisée) peuvent être repris par la structure qui redistribue les sollicitations intérieurement.

Dans les murs en maçonnerie, on observe une capacité à s'adapter aux percements et aux changements des conditions d'appui qui s'apparente à celle décrite ici. Dans ces structures, on parle dans ce cas souvent d'« *effet d'arche* », car, en présence d'un obstacle comme un trou, les efforts intérieurs se concentrent au sein de la maçonnerie, comme s'ils suivaient une courbe funiculaire inversée chevauchant l'obstacle. Par conséquent une poussée horizontale doit être reprise par les flancs de la structure pour la redistribution des efforts intérieurs.

Les voiles en béton armé ont, à la différence des dits murs en maçonnerie, une résistance à la traction non négligeable ; par conséquent la mise en place d'une poussée n'est pas une condition nécessaire pour que ces structures résistent par un effet semblable à l'effet d'arche en présence de percement ou de tassements. C'est seulement si les armatures ne peuvent pas reprendre les forces de traction nécessaires à la mise en place d'un régime d'efforts de membrane, le béton entrant alors en état de fissuration, qu'un effet d'arche proprement dit pourra expliquer la tenue de l'ouvrage.

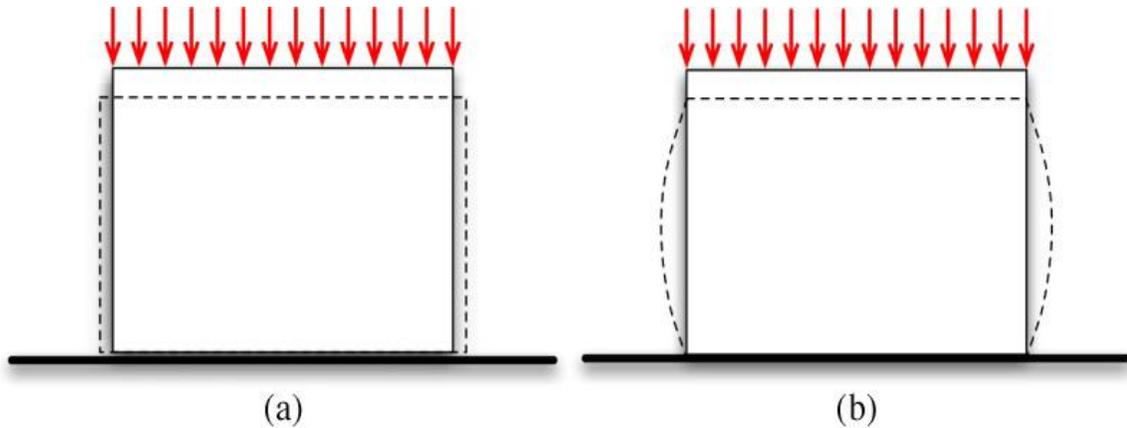


Figure 3.8 : Déformations des voiles homogènes simplement comprimés
(comportement élastique avec coefficient de Poisson positif)

a) si les conditions de montage sont telles que les déplacements horizontaux dans le plan du voile des arases inférieure et supérieure restent libres.

b) si, comme dans la plus part de cas, ces déplacements sont bloqués.

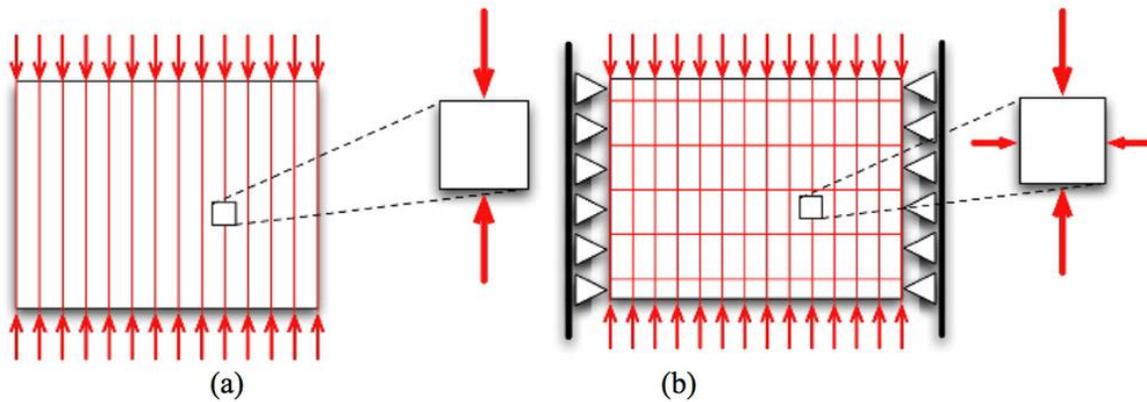


Figure 3.9 : Lignes isostatiques (traits rouges) dans un voile comprimé composé d'un matériau homogène

a) si les conditions de montage sont telles que les bords du voile restent libres de se déformer.

b) si ces bords sont bloqués, faisant apparaître un effort de compression horizontal accompagnant par effet Poisson la compression verticale. Dans un voile en béton armé les armatures horizontales jouent le rôle du confinement latéral présent dans le cas (b): le béton sera donc comprimé, les aciers horizontaux tendus. Comme la figure le montre, la traction dans les armatures se réduit là où la déformation horizontale est empêchée par d'autres éléments constructifs.

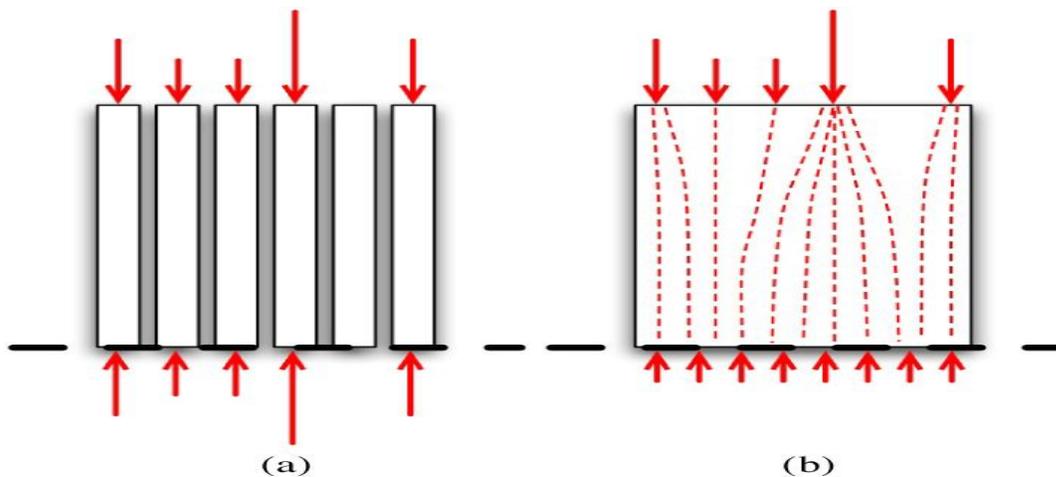


Figure 3.10 : redistribue des efforts intérieurement

a) Dans une file de poteaux, chaque élément soutient l'effort qui lui est appliqué en le transmettant au sol.

b) Un voile redistribue les efforts intérieurement, ce qui égalise la descente des charges. (le sol est ici représenté par une ligne discontinue, car à sa place on a dessiné les réactions qu'il engendre sur la structure).

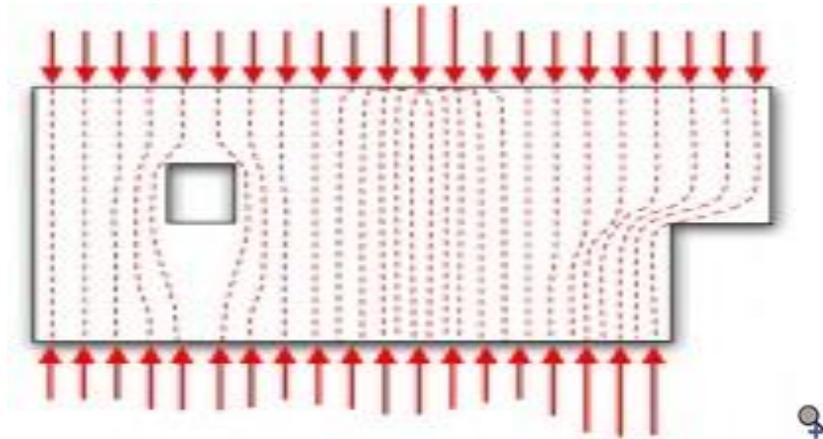


Figure 3.11 : Redistribution des charges descendantes dans un voile avec percement et porte-à-faux.

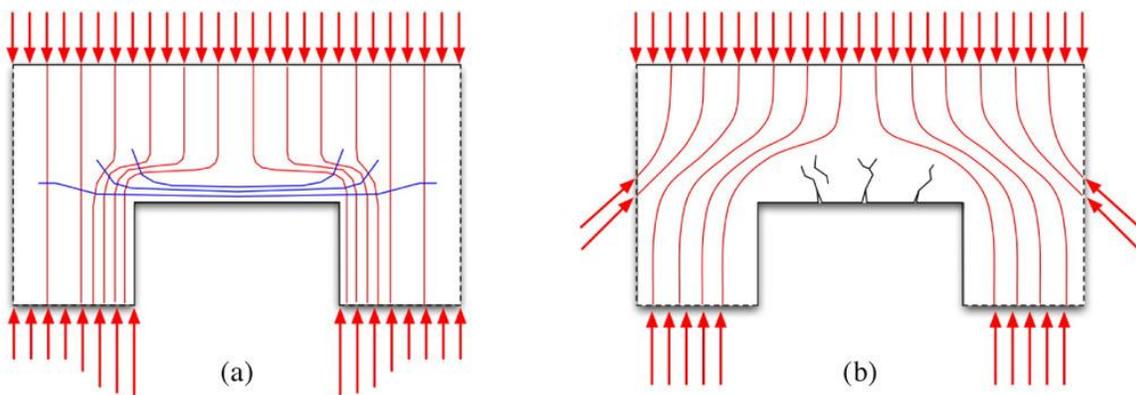


Figure 3.12 : la mise en place de ce système statique

a) Les armatures permettent la réalisation de portées qui fonctionnent en flexion : le dessin montre les lignes isostatiques de compression en rouge et de traction en bleu ce sont les armatures qui, en reprenant ces efforts intérieurs de tractions, permettent la mise en place de ce système statique.

b) Si les armatures sont absentes ou insuffisantes on observe l'ouverture de fissures, la tenue éventuelle de l'ouvrage étant assurée par l'établissement d'un mécanisme de

type arche, sans tractions significatives dans la structure, mais avec apparition d'une poussée horizontale (qui doit être reprise par le reste de la structure).

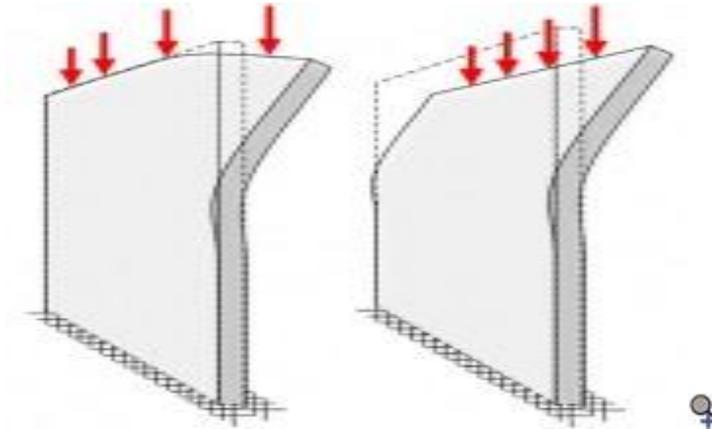


Figure 3.13 : Modes de flambements d'un voile simplement comprimé, libre latéralement et supérieurement et encastré à la base

pour que ce phénomène ne se produise que sous efforts extérieurs importants, il faut munir la structure d'une double nappe d'armatures qui lui donnent la raideur à la flexion nécessaire pour s'opposer aux déplacements latéraux.

3.3.2. Charges horizontales :

La fonction de contreventement est assurée par des efforts intérieurs tangentiels de membrane (effort de type N_{xy}). Le comportement de ces éléments de structure sous efforts horizontaux dépend du rapport entre leur hauteur et leur largeur, qu'on appelle « élancement ».

un voile élancé a un comportement qui s'apparente de celui d'une poutre : le couple de renversement généré par les efforts extérieurs et par la réaction du sol est équilibré par un couple intérieur fibres comprimées-fibres tendues, avec la résistance à la traction assurée par les armatures.

- un voile court se comporte comme une console courte. La résistance est assurée encore par la mise en place d'un système fibres tendues-fibres comprimées, mais cette fois ces fibres ne sont pas parallèles, mais organisées comme un ensemble montant-diagonales d'un treillis.

Les voiles élancés travaillent « à la flexion » alors que les voiles courts travaillent « à l'effort tranchant ». Il ne faut néanmoins pas oublier que ces structures répondent aux chargements par efforts membranaires.

Il faut noter aussi que, indépendamment de leur élancement, les voiles résistent aux forces horizontales aussi par effet stabilisant de leur poids propre qui peut parfois être pris en compte (mur de soutènement).

- Les deux classes de voiles (qu'on peut séparer par le facteur $H/L=2$, H étant la hauteur et L la longueur du voile) doivent être armées différemment pour bien tenir compte de la façon dont ils répondent aux efforts extérieurs. Dans tous les cas les armatures sont normalement organisées en treillis soudé ou en double grille orthogonale pour des raisons de montage, même si les tractions maximales sont le plus souvent dans le voile dirigées suivant des lignes inclinées à 45° (Figure 3.14). Des armatures verticales de renfort, placées près des bords, permettent la reprise des efforts maximum de traction (et de compression).

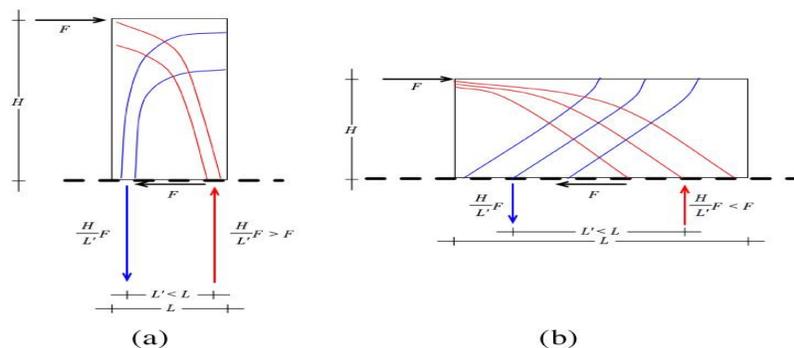


Figure 3.14 : Lignes isostatiques dans un voile élancé et un voile court

a) Lignes isostatiques dans un voile élancé.

b) Dans un voile court.

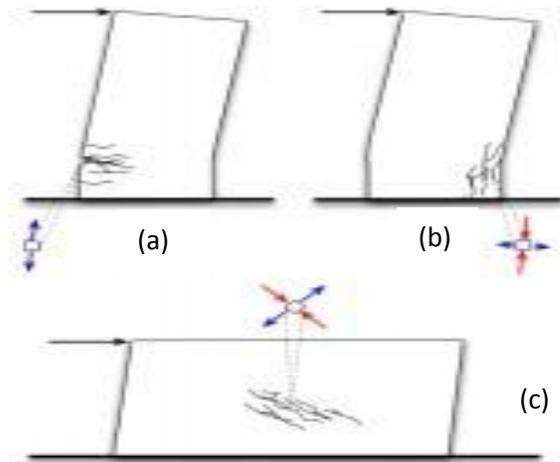


Figure 3.15 : Modes de ruine d'un voile sous chargement horizontal

a) Rupture des aciers tendus à proximité du bord.

b) Rupture du béton comprimé (fendage) à proximité du bord; à noter que les deux modes (a) et (b) peuvent se produire en même temps.

c) Rupture au centre du voile par traction et/ou compression des bielles inclinées à 45° .

3.4. Renforcement par murs de remplissage :

Le renforcement par de remplissage consiste en la réalisation de murs en béton armé ou en maçonnerie dans le plan du portique existant.

La méthode des murs de remplissage est une très bonne solution pour le renforcement des portiques en béton armé. Ces murs peuvent être facilement insérés à la place de cloisons de séparation. S'ils sont en béton armé, ils peuvent être coulés en place ou réalisés en béton projeté et liaisonnés aux poteaux et poutres comme indiqué sur la (fig.3.17).

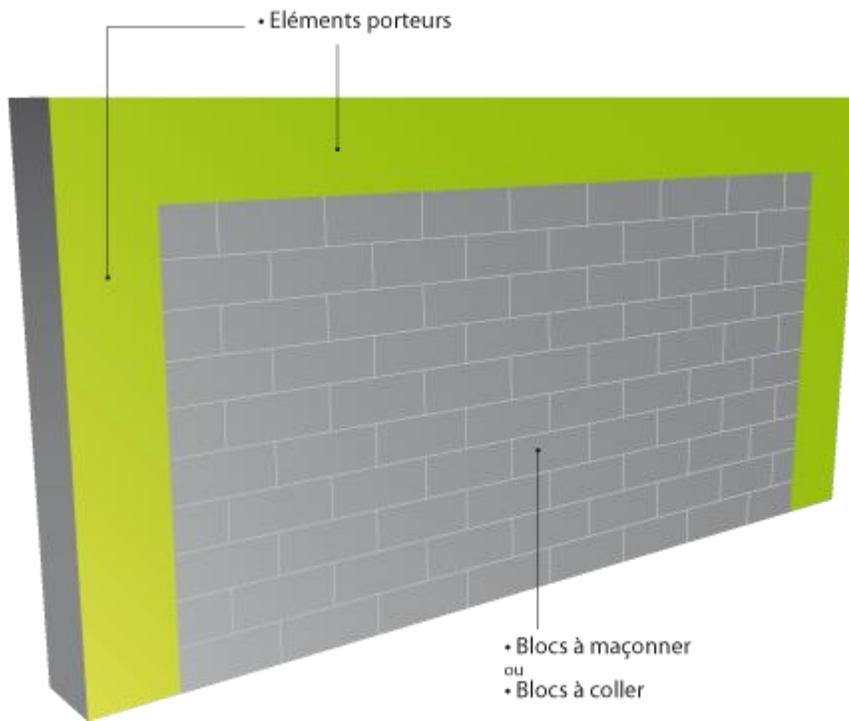


Figure 3.16 : mur de remplissage.

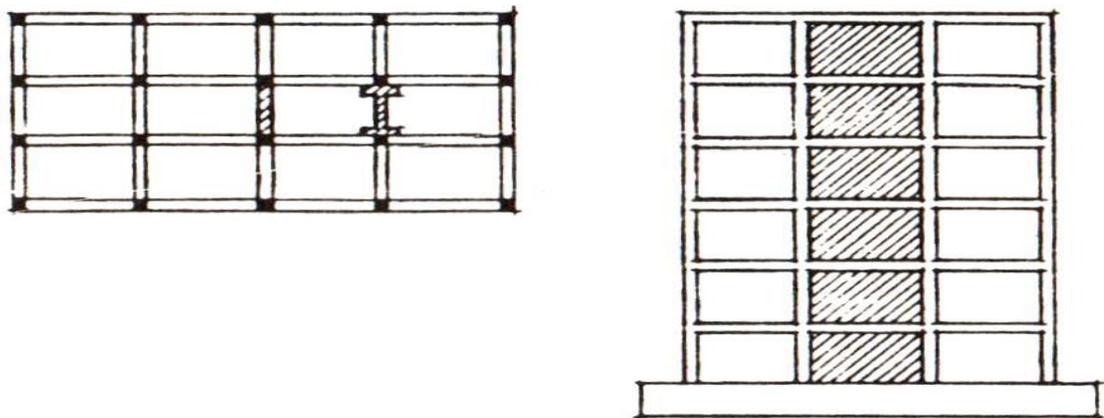


Figure 3.17 : la liaison poteaux-poutre par mur de remplissage

Les triples fonctions de murs de remplissage:

3.4.1. Soutènement ou remplissage :

Ils doivent être dimensionnés de manière à pouvoir remplir la fonction de support ou de remplissage.

3.4.2 Protection :

Dans un climat maritime humide tempéré, les murs extérieurs sont soumis aux agressions des précipitations, de la condensation superficielle et intérieure et du vent. Il est élémentaire que la façade extérieure protège l'intérieur contre ces agressions.

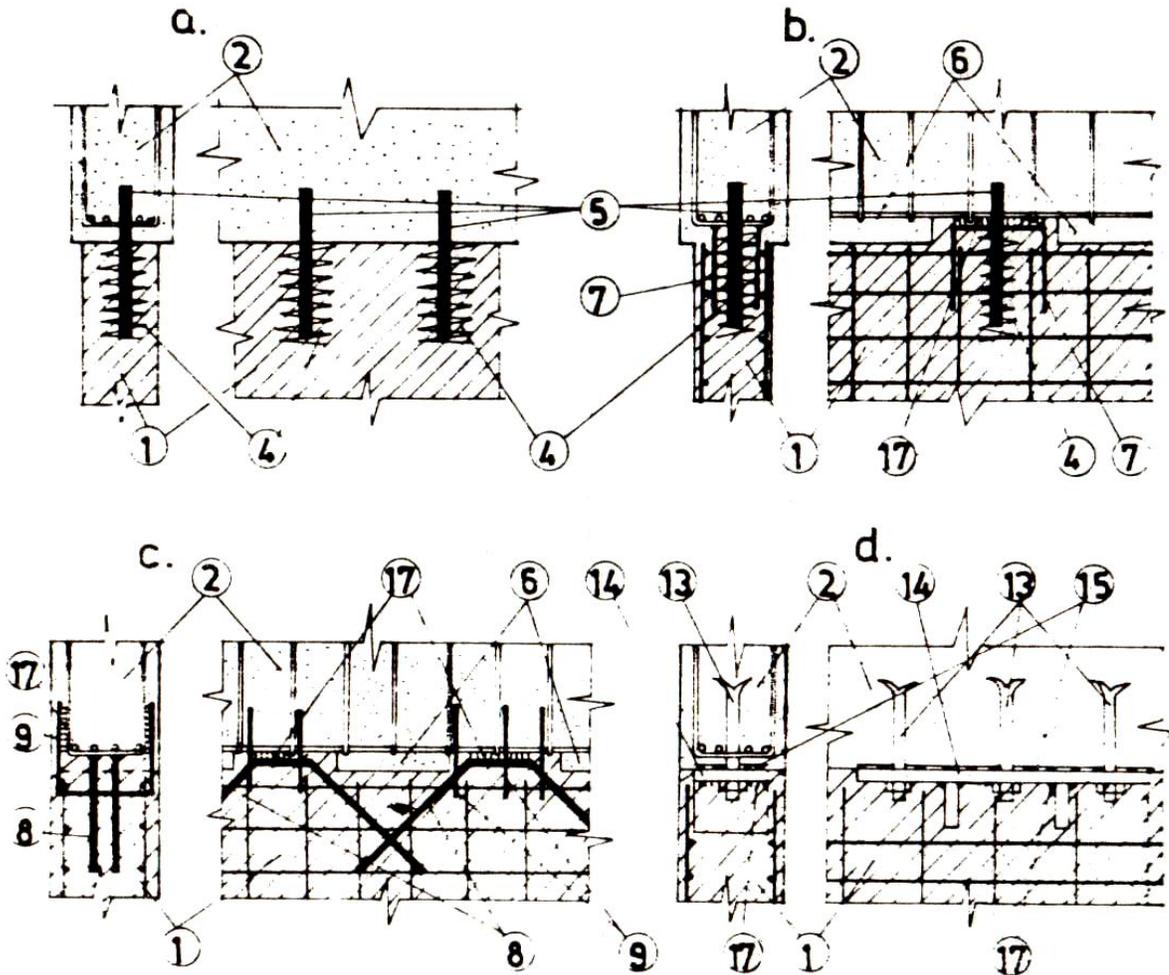
3.4.3. Isolation thermique et acoustique :

Economie d'énergie et confort imposent une exigence supplémentaire aux murs extérieurs, à savoir un dimensionnement correct en fonction de l'isolation thermique et acoustique.

3.4.4. mure de remplissage (performances et avantages) :

- *R+20 et au-delà possible avec joint de fractionnement à chaque niveau.
- *Label BBC possible en épaisseur 30 et 36,5.
- *Perméabilité à l'air des parois maîtrisée.
- *Acoustiques réglementaires sans ajout d'un doublage intérieur.
- *Sécurité incendie et respect de la règle C+D concernant la propagation entre étages.
- *Conception simple.
- *Bâtiment redestinable en cas de changement d'usage.
- *Parfaitement adaptés aux constructions de moyennes hauteurs.
- *Concerne les projets en réhabilitation.
- *Rapidité de la mise en œuvre.
- *Performances Thermiques élevées.
- *Faible couts d'entretien et d'usage.

La figure.3.18. montre les différentes liaisons qui peuvent exister entre les murs et les poutres.



- 1 - Nouveau mur; 2 - Poutre existante; 3 - Poteaux existants;
 4 - acier en spirales; 5 - Boulon scélé à l'époxy; 6 - Crampon enbéton;
 7 - Barre d'ancragesoudée; 8 - Barre d'ancrage en diagonale;
 9 - Etriers soudés ajoutés; 10 - Cadres soudés ajoutés; 11 - Gaine;
 12 - Triant précontraint; 13 - Boulon d'ancrage; 14 - Armature de liaison;
 15 - Colle époxy; 16 - Fers plats enrobés; 17 - Soudure,
 18 - Barre diagonale ajoutée; 19 - Barre horizontale ajoutée

Figure 3.18 : les différentes liaisons qui peuvent exister entre les murs et les poutres

Ces liaisons doivent répondre aux critères suivants :

*La longueur d'ancrage des boulons doit être supérieure à cinq fois leur diamètre et doit être prolongée au-delà des aciers longitudinaux des poteaux ou des poutres.

*L'ancrage des tiges peut être renforcé par des aciers en spirale.

*La longueur des tiges ne doit pas être inférieure à 15 cm.

La vérification des calculs au séisme ne doit pas se limiter uniquement aux murs seuls, mais doit être faite pour les liaisons entre murs et portiques.

3.5. Renforcement par murs a ailes :

Le mur en aile est un Paroi verticale ou faiblement inclinée ayant généralement un rôle mécanique (mur porteur, mur de soutènement) ou servant à diviser un espace clos.

La capacité de résistance latérale d'un poteau peut être augmentée par la technique qui consiste à ajouter des éléments de voiles ou ailes de part et d'autre de ce poteau. Les différents cas de murs à ailes qui peuvent être adoptés sont illustrés par la figure (3.19).

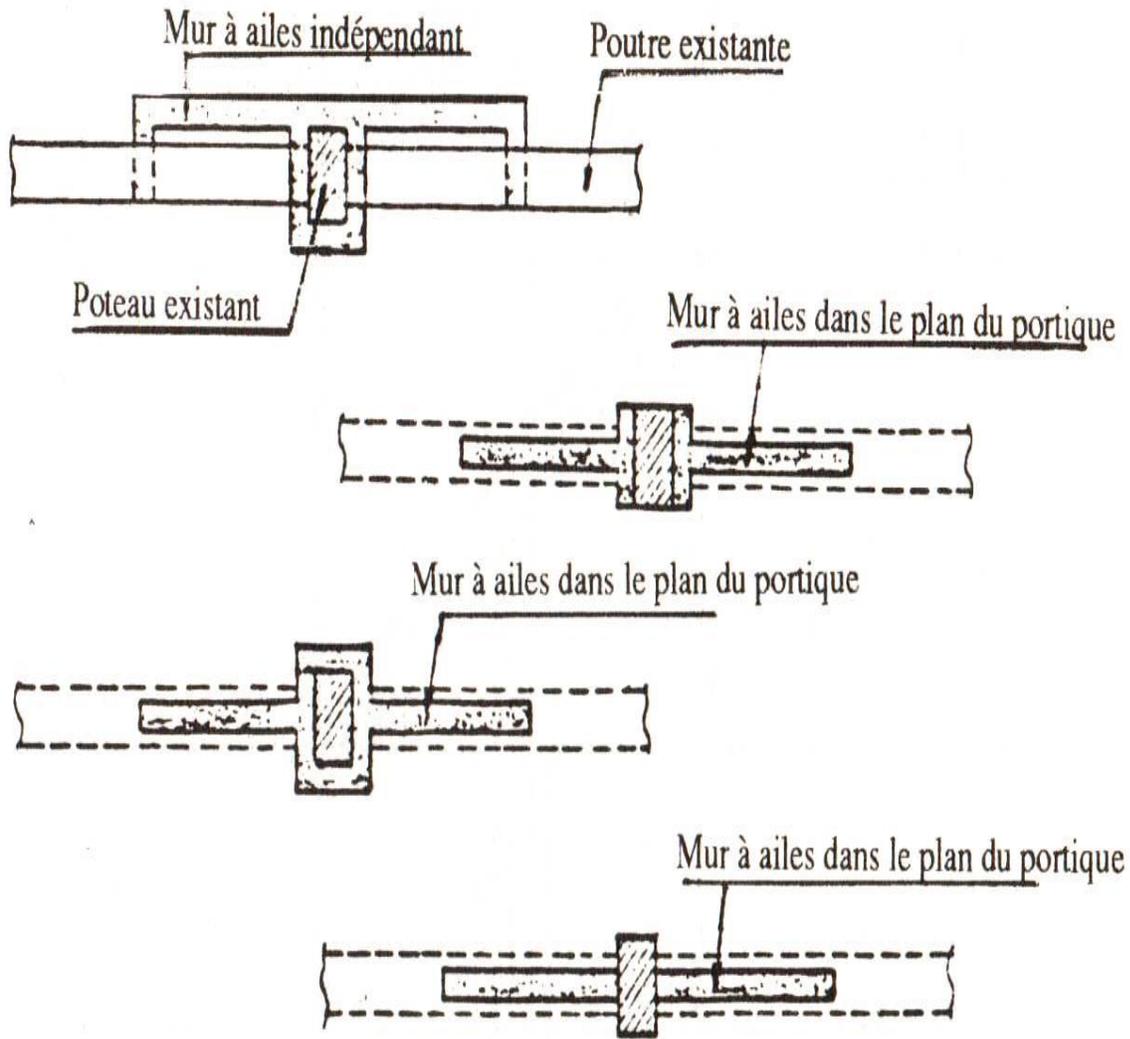


Figure 3.19 : Les différents cas de murs à ailes

Les liaisons doivent être bien réalisées pour assurer la continuité entre la nouvelle et l'ancienne structure.

En infrastructure, les ailes du mur doivent être prolongées jusqu'à rencontrer

Les autres poteaux comme indiqué sur la figure 3.20.

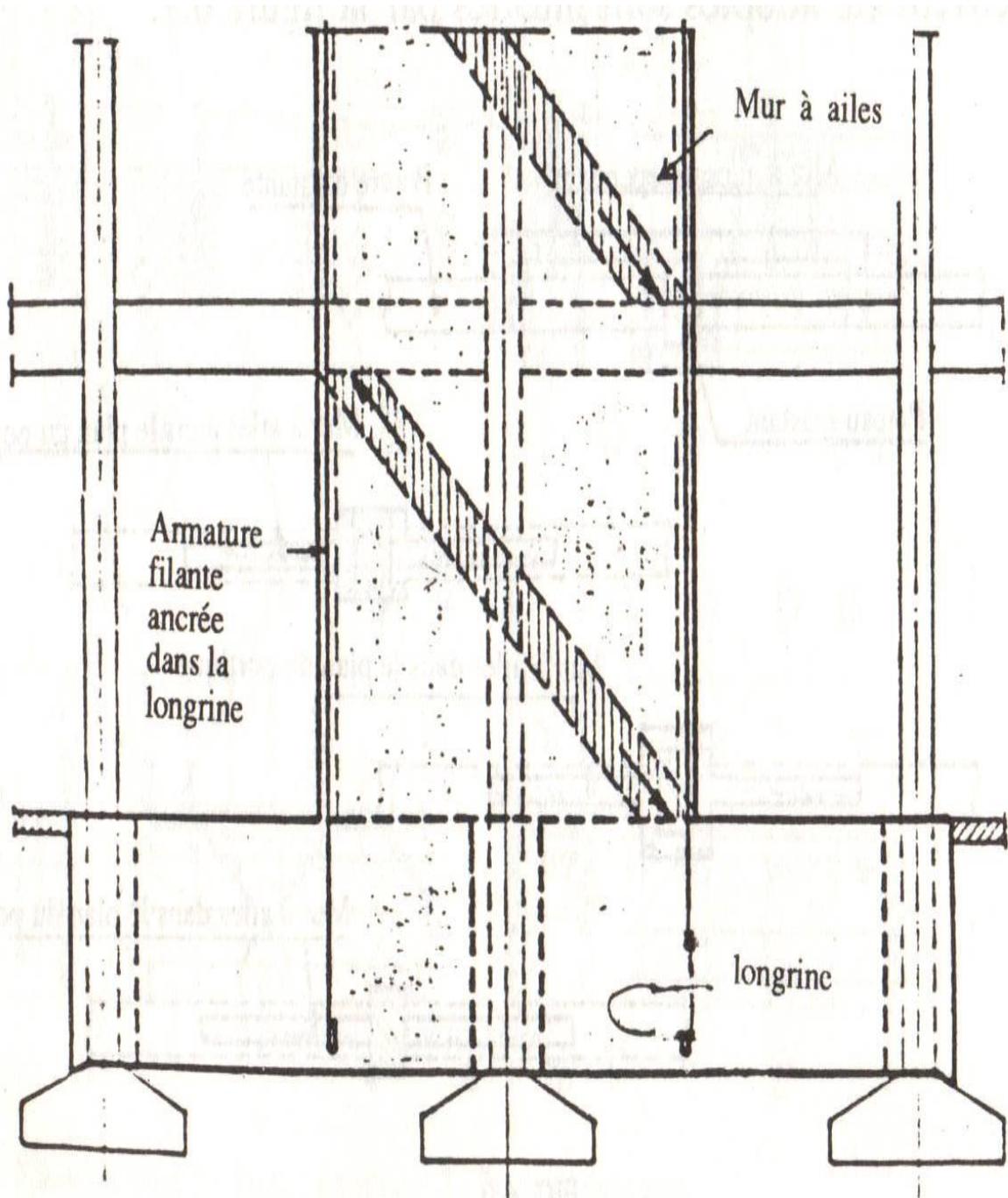


Figure 3.20 : la prolongement des murs en ailes

3.6. Renforcement par palées triangulées :

Quand de larges ouvertures sont nécessaires, il est possible de renforcer une structure existante par des palées triangulées ou des éléments en treillis verticaux (figure 3.21)

Les éléments en treillis ou palées triangulées peuvent être en acier, en béton coulé en place ou la combinaison des deux.

De simples diagonales peuvent être

Introduites dans une structure en portiques formant ainsi avec les poteaux et les poutres, si leurs rigidités sont suffisantes, un élément en treillis. il faudrait veiller à ce que les liaisons entre les éléments en acier et les éléments en béton soient bien réalisés.

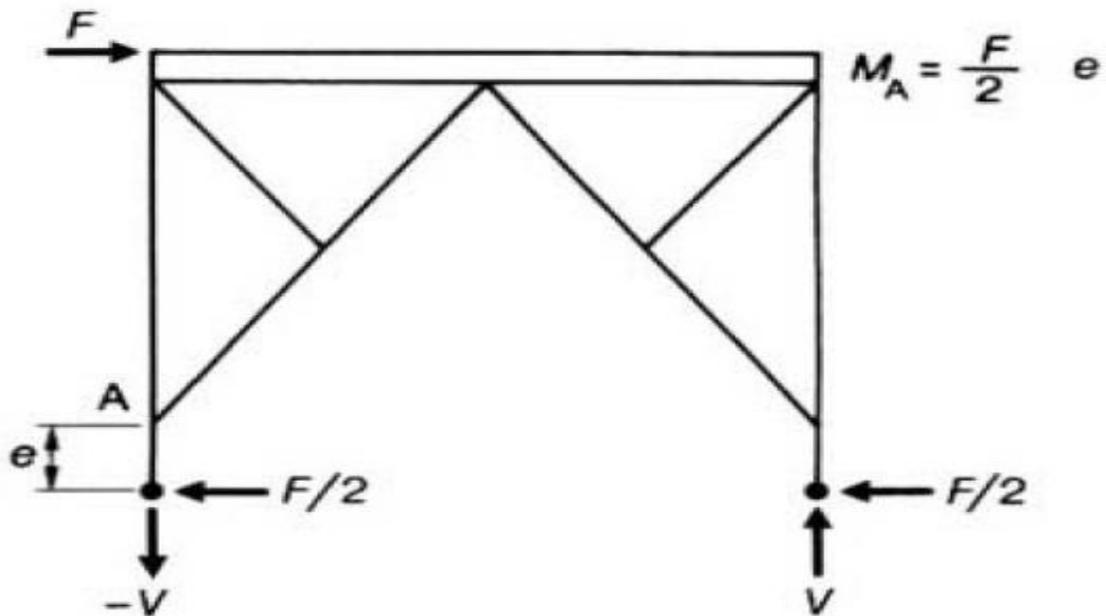


Figure 3.21 : palées triangulées.

Comme dans la figure précédente la stabilité longitudinale d'un bâtiment était assurée par des palées triangulées dans chaque façade.

Au lieu de les assembler sur les poteaux au niveau des appuis, Les diagonales étaient fixées à 0,5m plus haut. Il en résultait un moment important qu'il fallait reprendre par un renforcement des parties inférieures des poteaux.

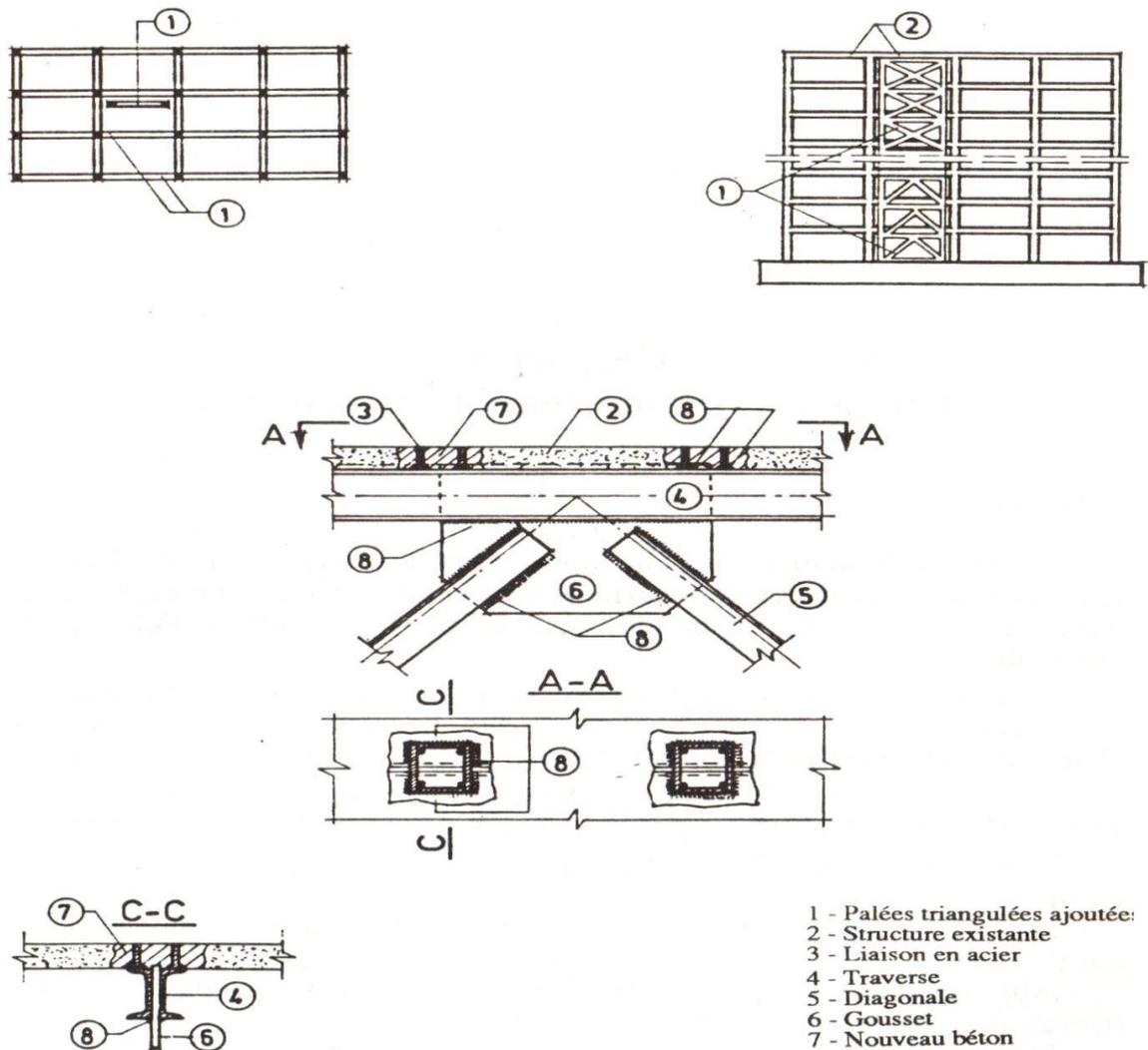


Figure 3.22 : palées triangulées ajoutées

Les structures à palées triangulées centrées : Ce sont des structures pour lesquelles l'intersection des barres du système de contreventement coïncide avec le milieu des éléments porteurs et ou avec les jonctions poteaux-poutres. Pour ce genre de structure la stabilité latérale est assurée soit par les diagonales tendues (contreventement en X), soit par la combinaison simultanée des diagonales tendues et comprimées.

(Contreventement en V et V renversé). Ces structures manifestent un meilleur comportement comparativement aux structures contreventées par cadres auto stables.

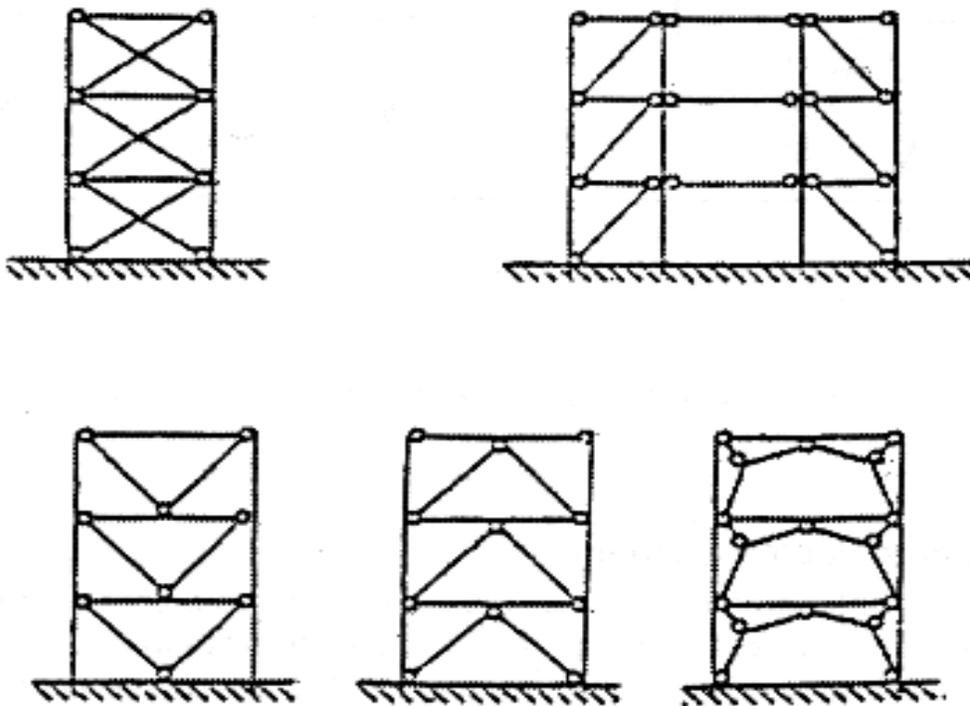


Figure 3.23 : palée centrées en X et en V.

- Le rôle principal des palées triangulées est de limiter le glissement (c'est-à-dire le déplacement relatif le long de l'interface) entre l'acier et le béton. Selon le nombre

de connecteurs, on distinguera par la suite les cas de « connexion complète » et de « connexion partielle ».

- Un autre rôle des paléestriangulées est de s'opposer à la séparation des deux matériaux (transversalement à leur interface). Il est satisfait facilement de par la forme des connecteurs (tête d'un goujon, sommet recourbé d'une cornière clouée) ou par l'adjonction d'un dispositif simple (filant traversant une cornière soudée, arceau soudé sur une butée).

Chapitre IV :
Etude d'un bâtiment R+5

4. Etude d'un bâtiment R+5 :

Le présent projet consiste à l'étude et la vérification des éléments porteurs constitués de portiques autostables en béton armé d'un bâtiment à usage d'habitation (R+5) dont l'implantation aura lieu dans la wilaya de GUELMA, classée comme zone de moyenne sismicité (zone IIa) d'après le règlement parasismique algérien (R.P.A 99 version 2003).

Le bâtiment se compose d'un seul bloc constitué d'un rez de chaussée et cinq étages identiques, avec une terrasse inaccessible.

La longueur du bâtiment est de 18.70 m, la largeur est de 9.20 m, alors la surface totale occupée par notre construction est de 172.04 m². La hauteur d'étage est (RDC=3.40m et étage courant= 3.06).

Les escaliers sont exécutés en béton armé qui sont composés à deux volées avec palier de repos et palier de départ.

Les fondations adoptées sont des fondations superficielles disposent des semelles isolées sous poteaux.

4.1. Règles de calcul caractéristique des matériaux :

4.1.1. Règles de calcul:

Le calcul et la vérification du bâtiment considéré sont basés sur les règlements suivants :

a) Les règles parasismiques algériennes (R.P.A.99) :

Elles sont applicables à toutes les catégories de constructions courantes de configuration simple et régulière.

Le but de ce règlement est de prévoir les mesures à la conception et à l'exécution des constructions, il prévoit:

- Une classification selon les zones sismiques et le groupe d'usage d'une construction, les caractéristiques et les conditions du sol de fondations.
- Une conception sur la catégorie d'ouvrage pour prévoir un système convenable de contreventement.
- Des dimensionnements en vigueur des éléments structuraux.

b) Les règles du béton armé aux états limites (B.A.E.L) :

Le règlement (B.A.E.L91) fait intervenir le calcul aux limites un état particulier au-delà duquel une structure cesse de remplir la fonction pour laquelle elle a été conçue, on distingue deux états limites qui sont:

4.1.1.1. Etats limites ultimes :

Ils correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la structure dont le dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage.

Les états limites seront relatives à la limites soit:

- ✱ De l'équilibre statique.
- ✱ De la résistance de la structure ou de l'un de ses éléments.
- ✱ De la stabilité de forme de la construction (flambement).

La Combinaison d'action à l'état limite ultime est:

$$q = 1,35G + 1,5Q$$

4.1.1.2. Hypothèses de calcul pour l'état limite ultime :

a) De résistance (E.L.U.R) :

- Les sections droites planes avant déformation restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligée.

b) De stabilité de forme :

Elle est exposée à l'article A4.43 des règles B.A.E.L91, on tient compte lors de la justification à cet état des efforts ramenés à étudier la stabilité de forme en majorant convenablement les actions à considérer dans les calculs (L'E.L.U.R).

4.1.1.3. Etats limites de service (E.L.S) :

Ils constituent les limites de déformation, de l'ouverture de fissuration, de contraintes au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de la durabilité ou de l'un de ses éléments ne sont pas satisfaites, les états limites de service sont relatifs à la limite:

- * De l'ouverture excessive des fissures.
- * Des déformations excessives pour les éléments porteurs.
- * Des vibrations inconfortables pour les usages

La Combinaison d'action à l'état limite de service est :

$$q = G + Q$$

a) Hypothèses de calcul pour l'état limite de service :

En plus des hypothèses citées ci-dessus, le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.

$$\sigma_b = E_b \times \varepsilon_b$$

$$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$$

Par convention $N = \frac{E_s}{E_b}$ (coefficient d'équivalence).

4.1.1.4. Actions et sollicitations :

On distingue :

- a) **Actions permanentes:** telles que ; Le poids propre, le retraitetc.

b) Actions variables: telles que ; Charge d'exploitation, charge climatique elles efforts dus à la température.

c) Actions accidentelles: Choc de véhicules, le séisme.

Les sollicitations sous les efforts (normaux et tranchants) et les moments (de flexion ou de torsion) sont calculées à partir des actions par la méthode de la résistance des matériaux (R.D.M) et lorsque celle-ci est invalide, on peut se pencher vers des méthodes forfaitaires.

4.1.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux:

La conception de notre ouvrage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (B.A.E.L91) et tous les règlements appliqués en vigueur en Algérie (R.P.A99) et neige et vent (N.V.99)

a) Béton :

Composition du béton:

- Le béton est composé en granulats naturels normalisés.
- 350 g de cimentCPA 325.
- 400 L de sableDg ≤ 5 mm
- 800 L de gravillonDg ≤ 25mm.
- 175 L d'eau de gâchage.

4.1.2.1. Résistance caractéristique du béton:

a) Résistance à la compression f_{cj} :

Le béton est connu par sa résistance de compression définie à 28 j.

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \rightarrow \text{Si } f_{c28} < 40 \text{ MPA.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \rightarrow \text{Si } f_{c28} > 40 \text{ MPA}$$

On admet que pour un dosage de $350 \text{ kg} / \text{m}^3 \rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

b) Résistance à la traction f_{tj} :

La résistance à la traction du béton à jours est conventionnellement donnée par la relation $\rightarrow f_{ti} = 0,6 + 0,06f_{cj}$

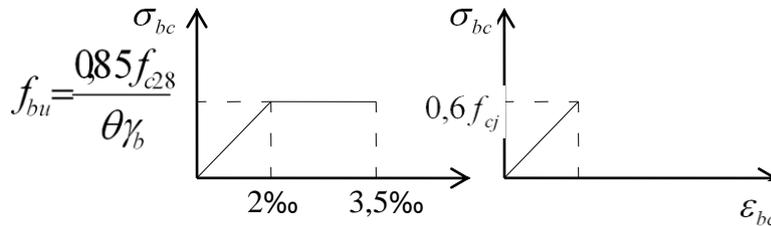
Pour $f_{cj} < 60MPa \rightarrow f_{c28} = 25MPa \rightarrow f_{cj} = 0,6 + 0,06(25) = 2,10MPa$

c) Contraintes limites :

1) E.L.U:

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Valeur γ_b : coefficient de sécurité de béton.



E.L.U

E.L.S

- * 1,5 → Combinaisons fondamentales.
- * 1,15 → Combinaisons accidentelles.
- * $\theta = 1$: pour une durée d'application < 24H.

2) E.L.S:

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28}$$

3) Contraintes limites de cisaillement :

La contrainte limite de cisaillement du béton est fixé à:

★ $\tau_u = \min \left[\frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa \right]$ la fissuration est peu préjudiciable.

★ $\tau_u = \min \left[\frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa \right]$ la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

Sachant que la contrainte ultime du cisaillement du béton est définie par :

★ $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$ Avec:

V_u : Effort tranchant.

b, d Dimensions de pièce.

4) Module de déformation longitudinal du béton E (module de Young) :

- * sous charges instantanées <24 h): $E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{c28}}$
- * sous charges de très longue durées (différées >24 h) : $E_{ij} = 3700\sqrt[3]{f_{c28}}$

5) Coefficient de poisson (ν) :

- * $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations.
- * $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations.

6) Aciers :

Les aciers sont destinés à équilibrer les efforts de traction si le béton ne peut y suffire, les aciers utilisés sont:

Les ronds lisses (R.L) et les hautes adhérences (H.A) et les treillis soudés (T.S).

* **Aciers à hautes adhérences :**

Les aciers utilisés sont de nuance FeE400 caractérisés par:

- Contrainte à la limite élastique F_e .
- Contrainte de rupture F_r .
- Coefficient de fissuration..... $\eta = 1,6$
- Coefficient de sécurité..... $\gamma_s = 1,5$.
- Coefficient de scellement..... $\psi = 1,5$.
- Module d'élasticité $E=2000000\text{Mpa}$.

* **Treillis soudés (T.S) :**

Pour le voile périphérique et hourdis (dalle de compression), on utilise le treillis soudés.

* **Contraintes limites de services :**

a) Etat limite de service E.L.S: $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$;

$$\star \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} F_e; 110\eta F_{ij}\right) \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

★ $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2}F_e; 90\sqrt{F_{ij}}\right)$ fissuration très préjudiciable.

b) Etat limite ultime E.L.U:

Elle est déduite du diagramme (déformation - contrainte) $\bar{\sigma}_s = \sigma_{s10} = \frac{F_e}{\gamma_s}$

✱ **Diagramme contrainte - déformation de calcul**

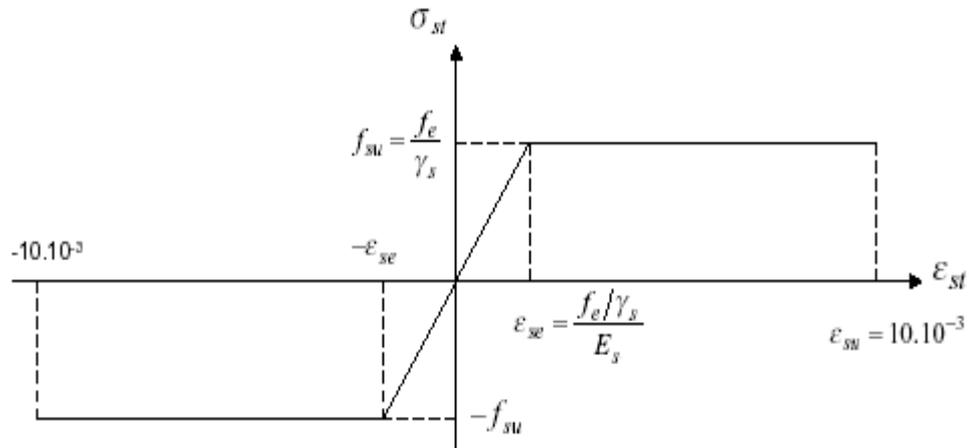


Figure 4.1 : diagramme de l'acier aux E.L.U

Le pré dimensionnement est très important, son but est de déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et béton.

4.2. Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan.

4.2.1. Dalle à corps creux :

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

- la facilité de réalisation.
- les portées de l'ouvrage sont importantes (max 4.40 m)
- diminuer le poids de la structure et par conséquent le résultant de la force sismique.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

➔ Résistance au feu

D'après BEAL 91 :

- $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17,5$ pour un coupe-feu de quatre heures
- On admet que : $e = 16 \text{ cm}$

➔ Condition de flèche

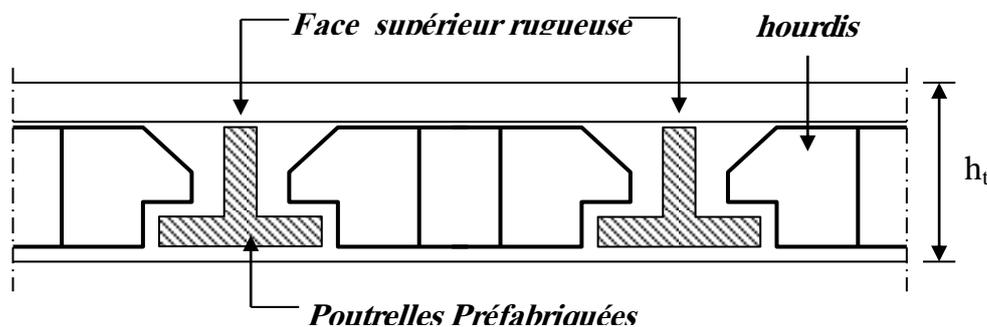


Figure 4.2. Dalle à corps creux

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :

$$\frac{L}{25} < h_t < \frac{L}{20}$$

L : la portée de la poutrelle mesurée à nu des appuis

On a: $L = 440 \text{ cm}$ d'ou $17.6 < h_t < 22$

Donc l'épaisseur de: $h_t = 20 \text{ cm}$

Tel que $h_t = d + e$ $\begin{cases} e = 16 \text{ cm} \\ d = 4 \text{ cm} \end{cases}$

➡ *Isolation phonique*

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

On limite donc notre épaisseur à: $e = 16 \text{ cm}$

Conclusion :

$e = \max \{16; 10; 16; 16\} \text{ (cm)}$

$e = (16+4) \text{ cm} \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$

4.2.2. DALLES pleines :

➡ *Résistance à la flexion*

- Dalles reposant sur deux côtés : $L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30$.
- Dalles reposant sur trois ou quatre cotés : $e \geq L_x / 20 + 7$
 $e \geq 140 / 20 + 7 \Rightarrow e \geq 9.50$

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

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable).

Remarque :

Concernant le pré dimensionnement des dalles des balcons on adopte une épaisseur :

$e = 12 \text{ cm}$

4.3. Pré dimensionnement des voiles :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de **RPA 99**.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connus de la cadre de ce pré dimensionnement.

D'après le **RPA 99** article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition: ($L \geq 4e$). Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

- L : longueur de voile.
- e : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article **7.7.1 de RPA99** :

$e_{\min} = 15\text{cm}$.

A partir de la hauteur d'étage $h_e = 3,40\text{m}$ et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$e \geq h/25 \quad \Rightarrow \quad e \geq 13.6 \text{ cm}$$

$$e \geq h/22 \quad \Rightarrow \quad e \geq 15.45 \text{ cm}$$

$$e \geq h/20 \quad \Rightarrow \quad e \geq 17 \text{ cm}$$

$$e \geq \max (e_{\min}, h_e/25, h_e/22, h_e/20)$$

$$e \geq \max (15; 13.6; 15.45; 17)$$

$$e \geq 17 \text{ cm} \quad \text{on adopte que : } e = 17 \text{ cm}$$

4.4. Pré dimensionnement des escaliers :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Les escaliers sont constitués par des volées préfabriquées en béton armé reposant sur des paliers coulés en place, la jonction palier – volée est assurée par des piques de scellement s'opposant à l'effort transmis par la paillasse au palier.

Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants :

- Rapidité d'exécution.
- Utilisation immédiate de l'escalier.

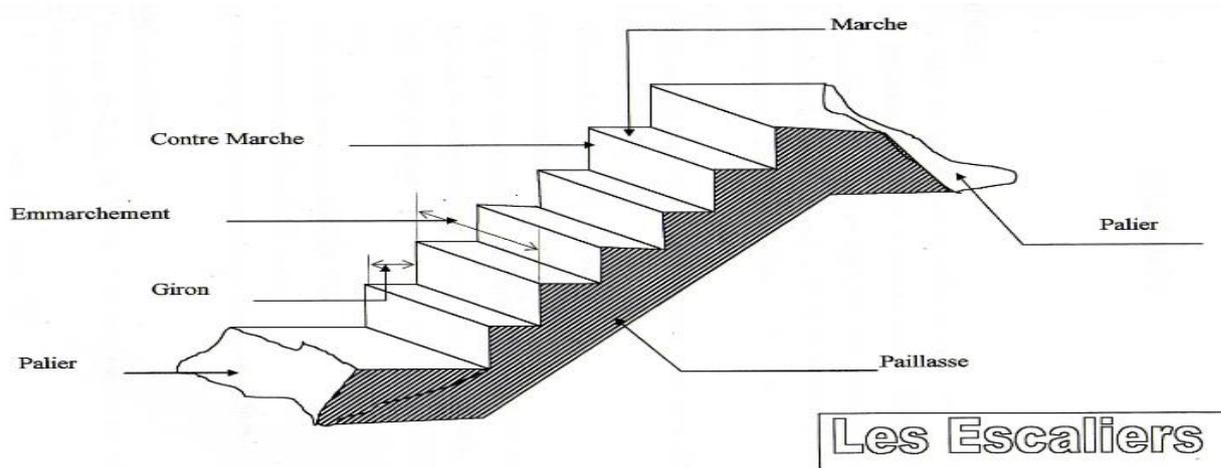


Figure 4.3. Schéma d'escalier

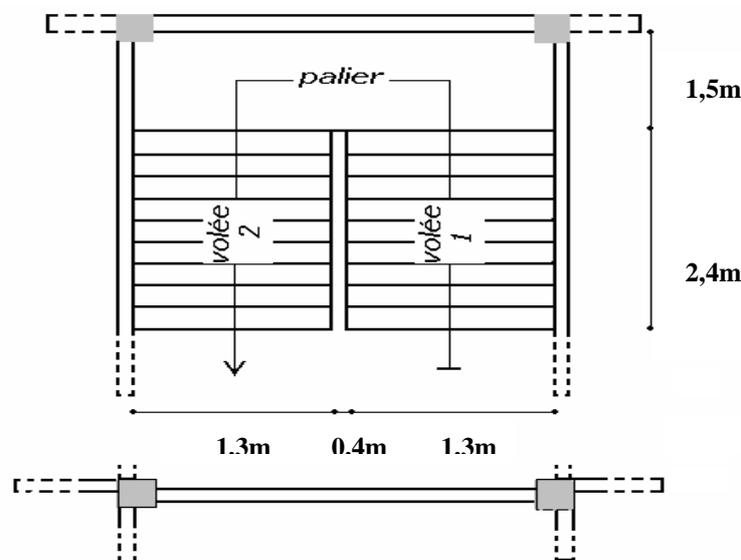


Figure 4.4 : Vue en plan

4.4.1. Caractéristiques techniques :

➤ *Pour étage courant et RDC :*

Hauteur : $H=3,40\text{m}$.

Giron : $g=30\text{ cm}$.

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL :

On a: $59 < 2h+g < 66 \Rightarrow 14,5 < h < 18$.

h : varié de 14 cm à 20 cm.

g : varié de 22 cm à 33 cm.

Pour: $h=18\text{ cm}$

$N_c = H/h = 340/18$

On aura 18 contre marche entre chaque étage 9 contre marche

$n = N_c - 1 = 8$ marche

4.4.2. Inclinaison de la paillasse :

$$\text{Tg}\alpha = H' / L'$$

$$H' = N_c \times h \Rightarrow H' = 9 \times 18 \Rightarrow H' = 1.62\text{m}$$

$$L' = (n-1) \times g \Rightarrow L' = (8-1) \times 30 \Rightarrow L' = 2.10\text{m}$$

$$\text{Tg}\alpha = 1.62/2.1 = 0.771 \Rightarrow \alpha = 37.63^\circ$$

La longueur de volée est : $L = 1.62 / \sin\alpha \Rightarrow L = 2.70\text{m}$

L'épaisseur de la paillasse est : $L/30 < e < L/20 \Rightarrow 270/30 < e < 270/20$

$$\Rightarrow 9 < e < 13.50 \Rightarrow e = 13\text{cm}$$

L'épaisseur du palier est la même que celle de la paillasse

4.5. Evaluation des charges :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Les différents charges et surcharges existantes sont :

- ♦ Les charges permanentes (**G**).
- ♦ Les surcharges d'exploitation (**Q**).

4.5.1. Les planchers :

➔ *Plancher terrasse (inaccessible)*

La terrasse est inaccessible et réalisée en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

**Charge permanente :*

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1- Protection en gravillon	5	1700	85
2- Etanchéité multicouche	/	/	12
3- Forme de pente	10	2200	220
4- Isolation liège	4	400	16
5- Dalle en corps creux	16+4	1400	280
6- Enduit plâtre	2	1000	20

$$G = 633 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 100 \text{ kg/m}^2$$

Tableau 4.1. Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse

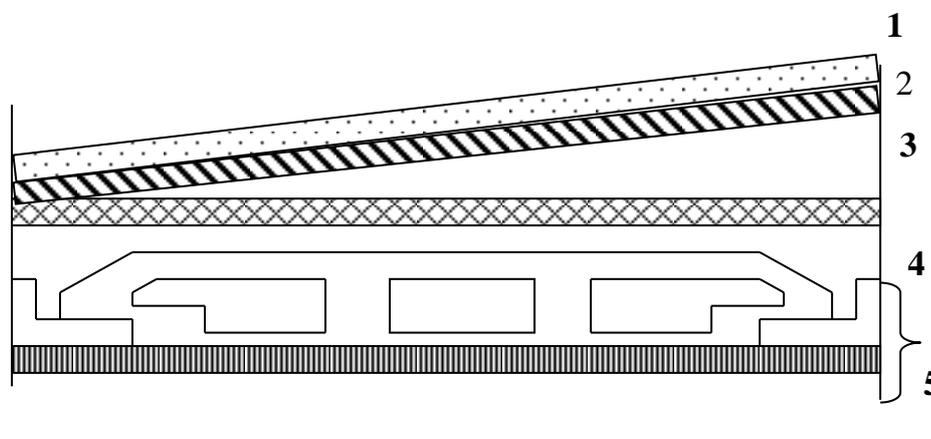


Figure. 4.5. Coupe plancher terrasse

➔ *Planchers étages courant + RDC :*

Les planchers des étages courant sont en corps creux.

***Charge permanente :**

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	2	2000	40
3-Lit de sable	2	1800	36
4-Dalle en corps creux	16+4	1400	2
5-Enduit plâtre	2	1000	20
6-cloison de séparation	/	/	75

G = 499 kg/m²

Q = 150 kg/m²

Tableau 4.2. Evaluation des charges permanentes du plancher courant

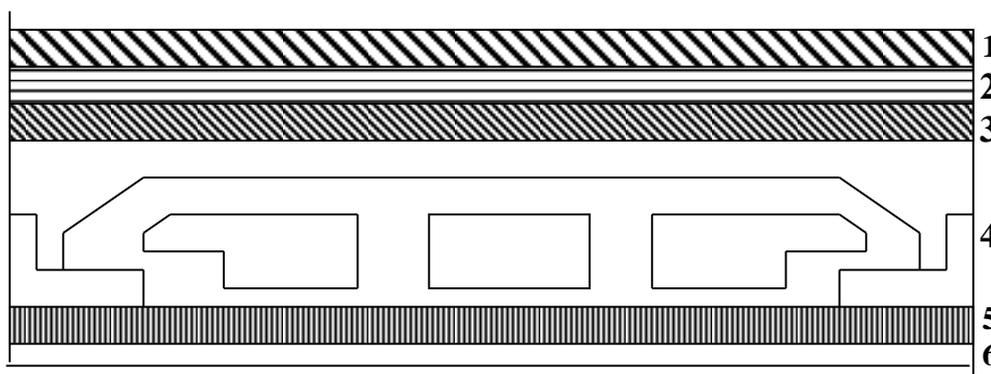


Figure 4.6. Coupe plancher étage courant

4.5.2. Balcons :

Les balcons sont en dalle pleine

MATERIAUX	EPAISSEUR (CM)	D (KG/M ³)	G (KG/M ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle en BA	15	2500	375
Enduit ciment	2	2000	40

G = 560 kg/m²

Q = 350 kg/ m²

Tableau 4.3. Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon

4.5.3. L'acrotère :

$$S = ((0,1 \times 0,6) + (0,08 \times 0,1) + (0,02 \times 0,1 / 2)) = 0,069 \text{ m}^2$$

$$G_b = ((0,1 \times 0,6) + (0,08 \times 0,1) + (0,02 \times 0,1 / 2)) \times 2500 = 180 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Charge permanente : } G = 180 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ kg/m}^2$$

4.5.4. Mur extérieur :

MATERIAUX	EPAISSEUR (CM)	D (KG/M ³)	G (KG/M ²)
Brique creux	25	1400	350
Enduit plâtre	2	1200	24
Enduit ciment	2	2000	40
			G = 414

Tableau 4.4. Evaluation des charges permanentes de mur extérieur

4.5.5. L'escalier :**➡ Palier :**

MATERIAUX	EPAISSEUR (CM)	D (KG/M ³)	G (KG/M ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle en BA	14	2500	350
Enduit ciment	2	2000	40

$$G = 510 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 250 \text{ kg/m}^2$$

Tableau 4.5. Evaluation des charges permanentes de palier

➡ Volée :

MATERIAUX	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40

Lit de sable	2	1800	36
Marche	18	2200	$2200 \times 0,18/2=198$
Paillasse	14	2500	$(2500 \times 0,14)/\cos 34,02=422$
Enduit ciment	2	2000	40
Gardes corps	/	/	90

$G = 870 \text{ kg/m}^2$

$Q = 250 \text{ kg/m}^2$

Tableau 4.6. Evaluation des charges permanentes de volée

4.6. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton arme de section rectangulaire elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements vertical ramenés par les planchers.

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par BAEL91 et vérifiées par la suite selon le RPA99 (v2003)

4.6.1. Poutres principales (porteuses) :

D'après le BAEL91 :

♦ $L/15 \leq h_t \leq L/10$ h_t : hauteur de la poutre.

♦ $0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t$ b : largeur de la poutre.

Avec : L : portée maximale de poutre.

Nous avons : L= 4.40m.

$L/15 \leq h_t \leq L/10 \Rightarrow 29.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 44 \text{ cm}.$

On prend $h=40 \text{ cm}.$

$0.3h_t \leq b \leq 0.7 h_t \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}.$

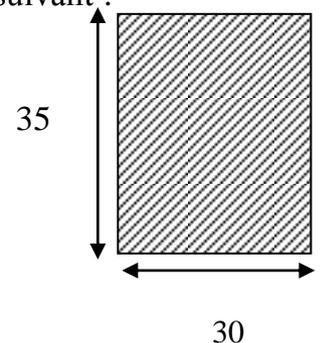
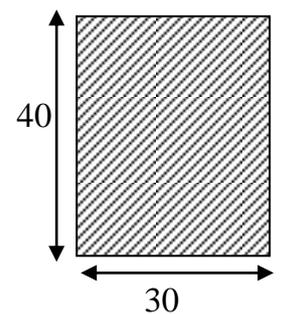
On prend $b=30 \text{ cm}$

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article:7.5.1 de RPA 99 suivant :

♦ $b \geq 20 \text{ cm}.$ $\Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ vérifie.

♦ $h \geq 30 \text{ cm}.$ $\Rightarrow h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ vérifie.

♦ $h/b \leq 4$ $\Rightarrow h/b = 1.33 < 4$ vérifie.



4.6.2. Poutres secondaires (non porteuses) :

D'après le BAEL91:

$$\diamond L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad h_t : \text{hauteur de la poutre.}$$

$$\diamond 0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t \quad b : \text{largeur de la poutre.}$$

Avec : L : portée maximale de poutre.

Nous avons : L=3.8 m.

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad \Rightarrow \quad 25.33\text{cm} \leq h_t \leq 38 \text{ cm.}$$

On prend $h=35$ cm.

$$0.3h_t \leq b \leq 0.7 h_t \quad \Rightarrow \quad 10.5\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm.}$$

On prend $b=30$ cm.

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de RPA 99 suivant :

$$b \geq 20 \text{ cm.} \quad \Rightarrow \quad b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \quad \text{vérifie.}$$

$$\diamond h \geq 30 \text{ cm.} \quad \Rightarrow \quad h = 35\text{cm} > 30\text{cm} \quad \text{vérifie.}$$

$$\diamond h/b \leq 4 \quad \Rightarrow \quad h/b = 1.16 < 4 \quad \text{vérifie.}$$

$$\text{Poutres principales : } (b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires : } (b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$$

4.6.3. Vérification de la flèche :

Nous devons vérifier que : $F_{\max} \leq \bar{F}$

$$F_{\max} \leq L/500 \quad \text{Si la portée L est au plus égale à 5m.}$$

$$F_{\max} \leq (L/1000) + 0.5 \quad \text{Si la portée L est supérieur à 5 m.}$$

Dans le cas de poutre isostatique avec une charge uniformément répartie, la flèche maximale est donnée par : $F_{\max} = (5 q L^4 / 384 E I)$

Avec :

F_{\max} : Flèche maximale de la poutre.

L : portée de la poutre.

h : hauteur de la section de la poutre.

Q : charge uniformément répartie déterminé à L ELS.

E : module d'élasticité différée du béton.

I : moment d'inertie de la section $I = b h^3 / 12$

➔ **Poutre principale :**

$$L = 4.40\text{m}$$

$$F_{\text{adm}} \leq (L/500) = 0.88\text{cm.} \quad E=321642 \text{ Kg/cm}^2 \quad I=160000\text{cm}^4$$

$$\text{Charge permanent} \quad G=633\text{kg/m}^2.$$

$$\text{Charge d'exploitation} \quad Q=100 \text{ kg/m}^2.$$

$$q=G+Q = (633 \times 4.40 + 2500 \times 0.3 \times 0.4) + (100 \times 4.40) = 5857.32\text{kg/ml}$$

$$F_{\text{max}}=0.55 \text{ cm.} \quad \text{Donc la condition vérifie}$$

➔ **Poutre secondaire :**

$$L=3.80\text{m}$$

$$F=L/500 = 0.76 \text{ cm.} \quad E=321642\text{kg/cm}^2 \quad I=107187.5\text{cm}^4$$

$$q=G+Q = (633 \times 3.80 + 2500 \times 0.3 \times 0.35) + (100 \times 3.80) = 3047.9\text{kg/ml.}$$

$$F_{\text{max}}=0.3 \text{ cm.} \quad \text{Donc la condition vérifie}$$

4.7. Pré dimensionnement des poteaux :

Selon le RPA :

$$L_c/a \leq 14.4 \quad \longrightarrow \quad a \geq L_c/14.4$$

Avec :

a : petite dimension.

Le : longueur de flambement.

Lc : longueur de flambement

$$L_c = 0.7 L_0$$

$$L_0 = 3.06\text{m} \quad \longrightarrow \quad L_c = 0.7 \times 3.06 = 2.142\text{m}$$

$$\text{Donc :} \quad a \geq 2.142/14.4 = 14.87\text{cm}$$

Selon R.P.A : minimum de section de poteaux (25×25).

Section des poteaux (30 x 30) cm².

Vérification de la section de poteau :

$$\overline{Nu} = \alpha \left\{ Br \cdot \frac{F_{C28}}{0.9\gamma_b} + A_s \frac{F_e}{\gamma_s} \right\}$$

$$Br = (a - 0.02)(b - 0.02) = 0.106\text{m}^2.$$

$$B = (0.30 \times 0.40) = 0.12\text{m}^2$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$F_{C28} = 25 \text{MPa}$$

$$\lambda = \frac{\ell_f}{i} \text{ avec } \ell_f = 0.7 \ell_0$$

$$i = \sqrt{\frac{I_{\min}}{B}} = \sqrt{\frac{0.3^2}{12}} = 0.087.$$

$$\ell_f = 0.7 \times 3.23 = 2.261 \text{ m}$$

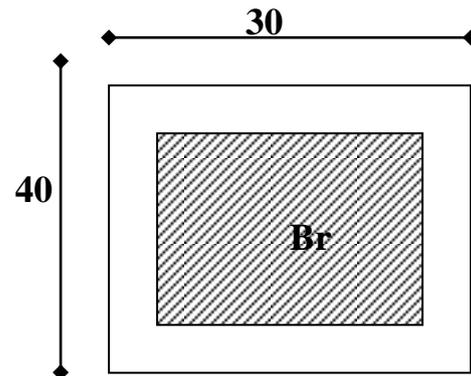
$$\lambda = \frac{2.261}{0.087} = 25.99$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{25.99}{35} \right)^2} = 0.77$$

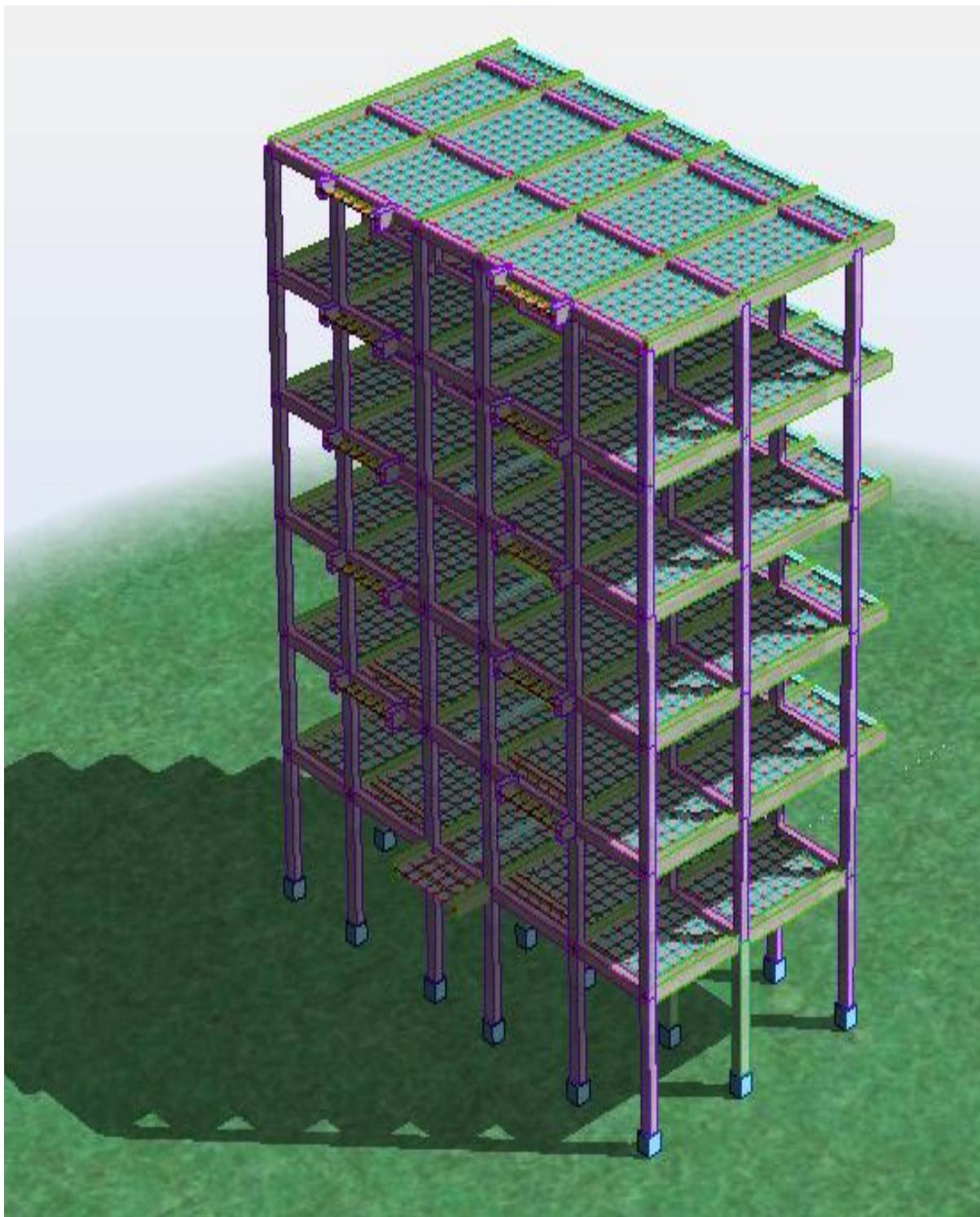
$$\overline{Nu} = 0.77 \{ 0.106 \times 25 / (0.9 \times 1.5) + 0 \} = 1.511 \text{ Mn} = 1511 \text{ Kn}$$

$$\text{donc : } Nu = 1355.42 < \overline{Nu} = 1511 \text{ Kn}$$

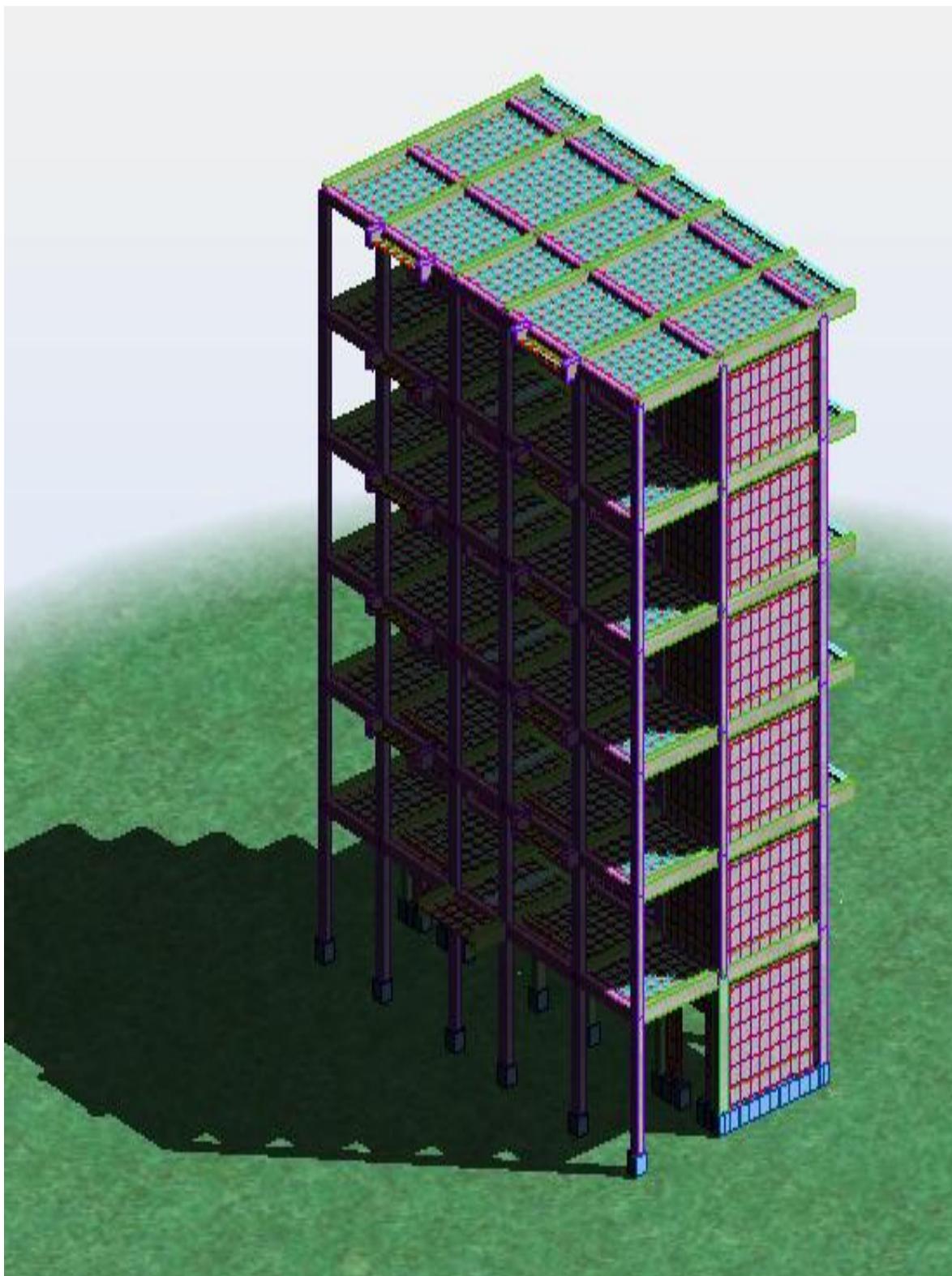
Donc : Les dimensions de poteau acceptable.



- vue de la structure :



Sans voile.



Avec voile.

-note de calcul :

Propriétés du projet: **LOGEMENTS RDC+5**

Type de structure : **Coque**

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

$$X = 8.850 \text{ (m)}$$

$$Y = 4.748 \text{ (m)}$$

$$Z = 10.633 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure:

$$I_x = 20087525.675 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 29586736.088 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 20722001.558 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 515284.658 \text{ (kg)}$$

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

$$X = 8.818 \text{ (m)}$$

$$Y = 4.660 \text{ (m)}$$

$$Z = 10.780 \text{ (m)}$$

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

$$I_x = 44383817.812 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 70063422.683 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 50843376.566 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 1177722.710 \text{ (kg)}$$

Description de la structure

Nombre de noeuds:	4962
Nombre de barres:	362
Eléments finis linéiques:	1831
Eléments finis surfaciques:	4536
Eléments finis volumiques:	0
Nbre de degrés de liberté stat.:	29664
Cas:	20

Combinaisons:**-Liste de cas de charges/types de calculs :**

Cas 1 : PP

Type d'analyse: Statique linéaire

Cas 2 : G

Type d'analyse: Statique linéaire

Cas 3 : Q

Type d'analyse: Statique linéaire

Cas 4 : Modale

Type d'analyse: Modale

-Données:

Mode d'analyse : Modal

Type de matrices de masses : Concentrée sans rotations

Nombre de modes : 10

Limites : 0.000

Coefficient des masses participantes : 0.000

Cas 5 : Sismique RPA 99 Dir. - masses_X

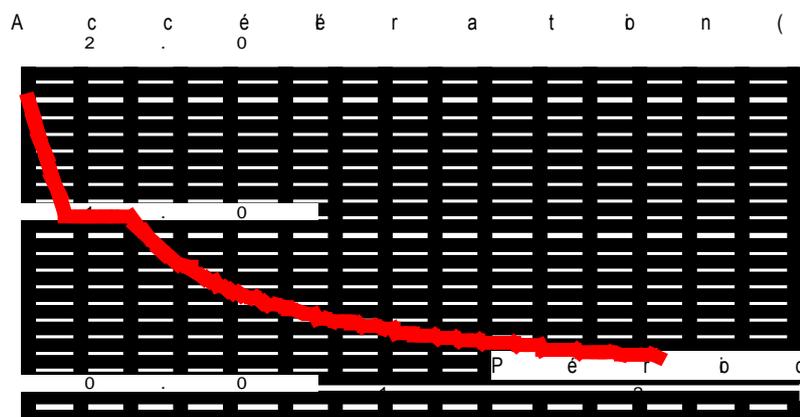
Type d'analyse: Sismique - RPA 99

Direction de l'excitation:

X = 1.000

Y = 0.000

Z = 0.000



-Données:

Zone : II
 Usage : 2
 Assise : S2
 Coefficient de qualité : 1.000
 Coefficient de comportement : 3.500
 Amortissement : $x = 7.00 \%$

-Parametres du spectre:

Correction de l'amortissement = 0.882

$A = 0.150$

$T_1 = 0.150$ $T_2 = 0.400$

Cas 6 : Sismique RPA 99 Dir. - masses_Y

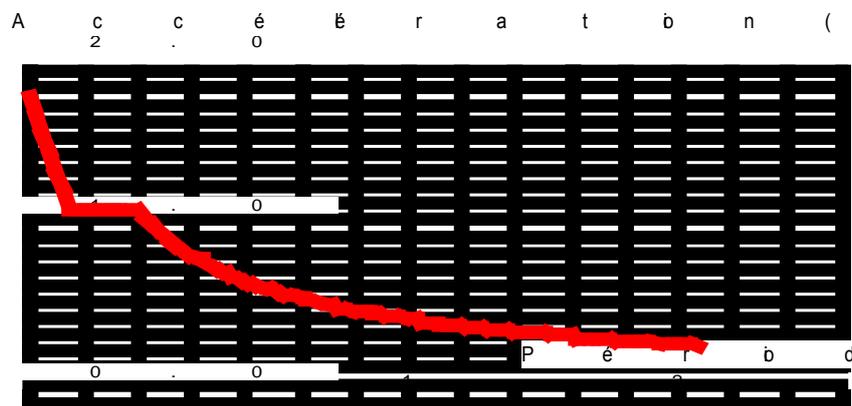
Type d'analyse: Sismique - RPA 99

Direction de l'excitation:

$X = 0.000$

$Y = 1.000$

$Z = 0.000$

**-Données:**

Zone : II
 Usage : 2
 Assise : S2
 Coefficient de qualité : 1.000

Coefficient de comportement : 3.500
 Amortissement : x = 7.00 %

-Parametres du spectre:

Correction de l'amortissement = 0.882

A = 0.150

T₁ = 0.150 T₂ = 0.400

Cas 7 : G+Q

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 8 : 1.35G+1.5Q

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 : 0.8G+Ex

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 14 : 0.8G-Ex

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 15 : 0.8G+Ey

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 16 : 0.8G-Ey

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 17 : G+Q+1.2Ex

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 18 : G+Q-1.2Ex

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 19 : G+Q+1.2Ey

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 20 : G+Q-1.2Ey

Type d'analyse: Combinaison linéaire

-propriétés de l'affaire :

Nom du projet : **LOGEMENTS RDC+5**

-Caractéristiques – Barres :

Nom de la section	Liste des barres	AX [cm ²]	AY [cm ²]	AZ [cm ²]	IX [cm ⁴]	IY [cm ⁴]	IZ [cm ⁴]
B E30x35	446 450 455 457A475P6 462 468 474	1050	0	0	153294,3	107187,5	78750
B R30x40	1A12 46A57 73A84 100A111 127A138 154A165 295 296 334A339 357A362 374A379 391A396 408A413	1200	0	0	194898,8	160000	90000
CH30x30	13 14 16A27 58A139P27 59A140P27 61A72 88A99 115A126 142A153 166A180	900	0	0	113872,3	67500	67500
PN20X20	340A343 363A366 380A383 397A400 414A418 477A481	400	0	0	22493,29	13333,33	13333,33
PN25x20	482A486	500	0	0	34347,48	16666,67	26041,67
PN30x20	#####	600	0	0	46983,54	20000	45000
PO40X40	34A39	1600	1333,33	1333,3	359892,7	213333,33	213333,3
PO 30X40	28A33 40A45 181A240 298A331 351A354 368A371 385A388 402A405	1200	1000	1000	194898,8	160000	90000

Tableau 4.7 : Caractéristiques des Barres

-Caractéristiques – Matéria :

Matériau	E [MPa]	G [MPa]	NU	LX [1/°C]	RO [kN/m ³]	Re [MPa]
BETON	32000	16300	0,2	0	24,53	25

Tableau 4.8 : Caractéristiques des Matéria

-charges- Cas: 1A4 6A21 :

Cas	Type de charge	Liste	Colonne 1	Colonne 2	Colonne 3	Colonne 4
1:P P	poids propre	1A14 16A59 61A86 88A113 115A140 142A240 295A346 348A419 446A453 455A486	Structure entière	#NOM?	Coef=1,0 0	MEMO :
1:P P	(EF) surfacique uniforme		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-4,20	global
3:Q	(EF) surfacique uniforme	419	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,00	global
3:Q	(EF) surfacique uniforme	346 350A401P17	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,50	global
2:G	(EF) surfacique uniforme	346 350A401P17	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-3,20	global
2:G	(EF) surfacique uniforme	419	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-4,20	global
2:G	(EF) surfacique uniforme	297 332 333 355 356 372 373 389 390 448 449 451A453 456 458A461 464A467 470A473 476	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-3,50	global
3:Q	(EF) surfacique uniforme	297 332 333 355A406P17 356A407P17 448A472P8 449A476P9 451A453 460 461 466 470 473	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-3,50	global
2:G	charge uniforme	154 155 164 165 176A180 413A418	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,25	global
2:G	charge uniforme	#####	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-13,00	global
2:G	charge uniforme	1 2 11 12 46 47 56 57 73 74 83 84	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-13,00	global
2:G	charge	139 140 142 143 149A152	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-6,00	global

	unifore					
2:G	charge unifore	13 14 16 17 23A27 58 59 61 62 68A72 85 86 88 89 95A99 112 113 115 116 123A126	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-6,00	global
2:G	charge unifore	477A481	PX=0,0	PY=0,0	PZ=- 13,00	global

Tableau 4.9 : les différentes charges

-Combinaisons :

Colonne1	Colonne2	Colonne3	Colonne4	Colonne5	Colonne6
Combinaison	Nom	Type d'analyse	Nature de la combinaison	Nature du cas	Définition
7 (C)	G+Q	Combinaison linéaire	ELS	permanente	(1+2+3)*1.00
8 (C)	1.35G+1.5Q	Combinaison linéaire	ELU	permanente	(1+2)*1.35+3*1.50
9 (C) (CQC)	G+Q+Ex	Combinaison linéaire	ACC	permanente	(1+2+3+5)*1.00
10 (C) (CQC)	G+Q-Ex	Combinaison linéaire	ACC	permanente	(1+2+3)*1.00+5*-1.00
11 (C) (CQC)	G+Q+Ey	Combinaison linéaire	ACC	permanente	(1+2+3+6)*1.00
12 (C) (CQC)	G+Q-Ey	Combinaison linéaire	ACC	permanente	(1+2+3)*1.00+6*-1.00
13 (C) (CQC)	0.8G+Ex	Combinaison linéaire	ACC	permanente	(1+2)*0.80+5*1.00
14 (C) (CQC)	0.8G-Ex	Combinaison linéaire	ACC	permanente	(1+2)*0.80+5*-1.00
15 (C) (CQC)	0.8G+Ey	Combinaison linéaire	ACC	permanente	(1+2)*0.80+6*1.00
16 (C) (CQC)	0.8G-Ey	Combinaison linéaire	ACC	permanente	(1+2)*0.80+6*-1.00
17 (C) (CQC)	G+Q+1.2Ex	Combinaison	ACC	permanente	(1+2+3)*1.00+5*1.20

		linéaire			
18 (C) (CQC)	G+Q-1.2Ex	Combinaison linéaire	ACC	permanente	$(1+2+3)*1.00+5*1.20$
19 (C) (CQC)	G+Q+1.2Ey	Combinaison linéaire	ACC	permanente	$(1+2+3)*1.00+6*1.20$
20 (C) (CQC)	G+Q-1.2Ey	Combinaison linéaire	ACC	permanente	$(1+2+3)*1.00+6*1.20$

Tableau 4.10 : les défirents combainaisons de la structure

- Cas: 8A21Réactions : Valeurs :



Avec voile



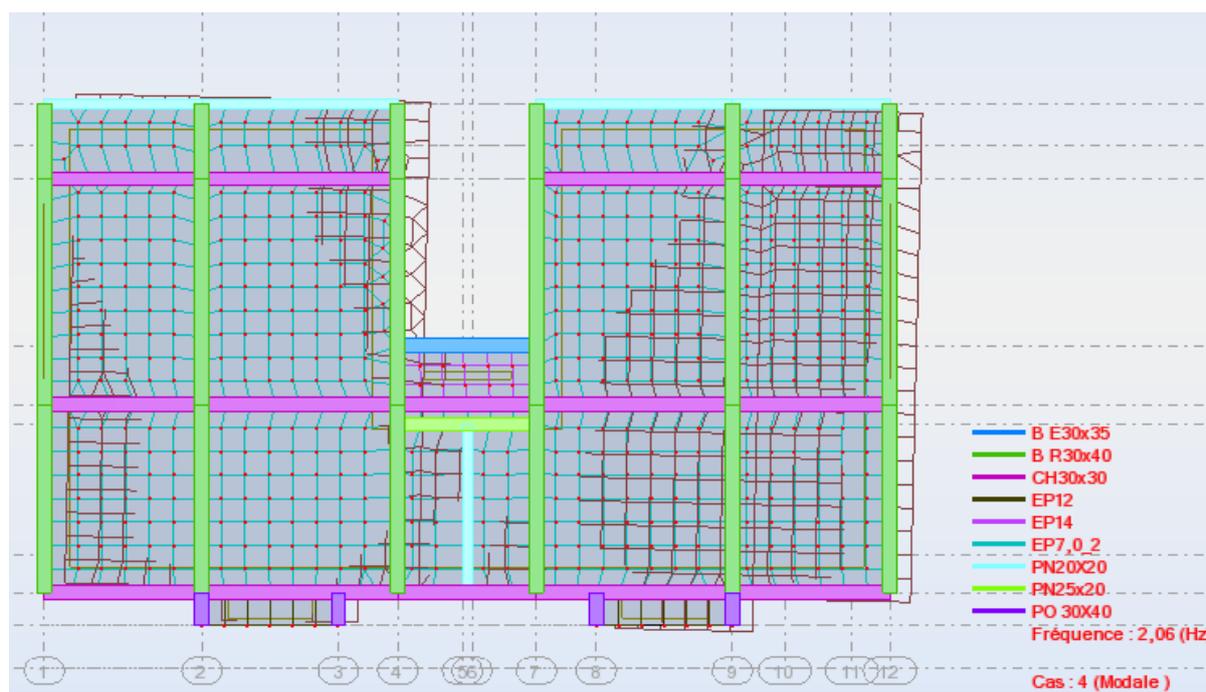
sans voile

-Déplacements : Extrêmes globaux :

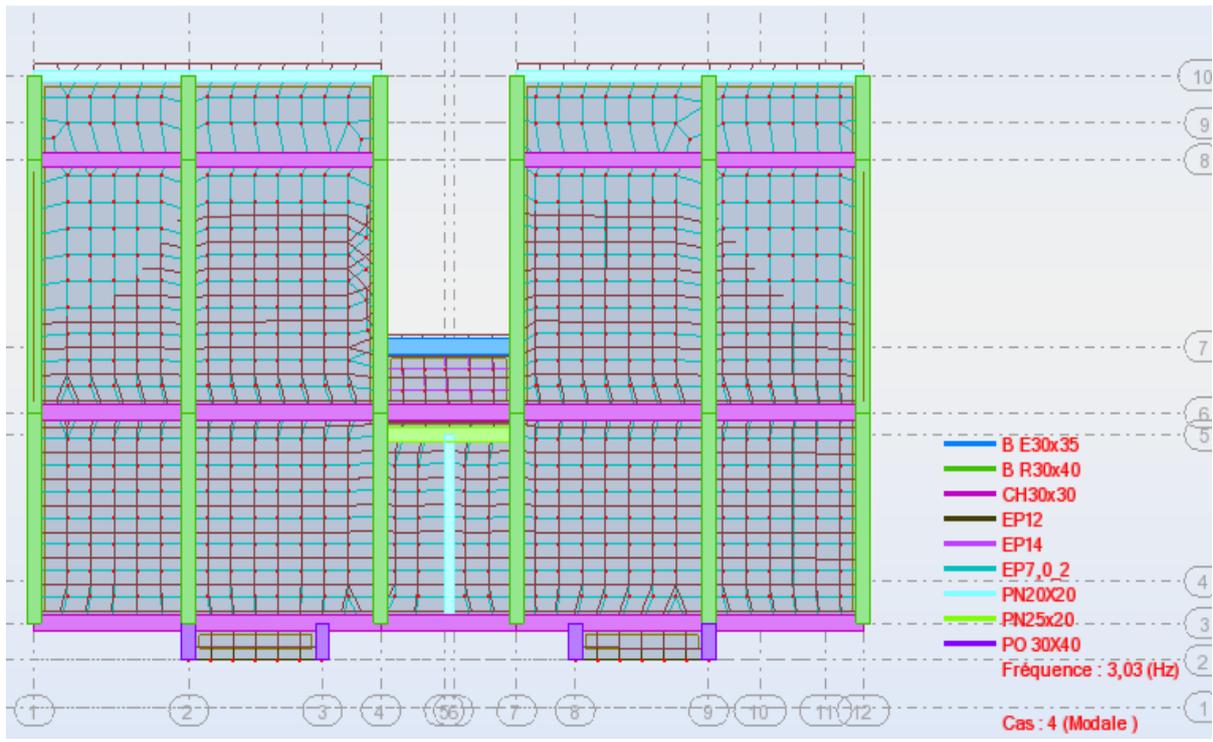
- Cas: 1A3 6A21 Avec voile :

Colonne1	Colonne2	Colonne3	Colonne4	Colonne5	Colonne6	Colonne7
	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	1,2	0,8	0,1	0,006	0,001	0
Nœud	196	606	196	606	7045	2772
Cas	17 (C) (CQC)	8 (C)	6	8 (C)	8 (C)	17 (C) (CQC)
Mode			CQC			
MIN	-1,2	-0,6	-1,8	-0,002	-0,001	-0,001
Nœud	191	7012	606	6760	6869	903
Cas	18 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)	8 (C)	8 (C)	8 (C)	18 (C) (CQC)
Mode						

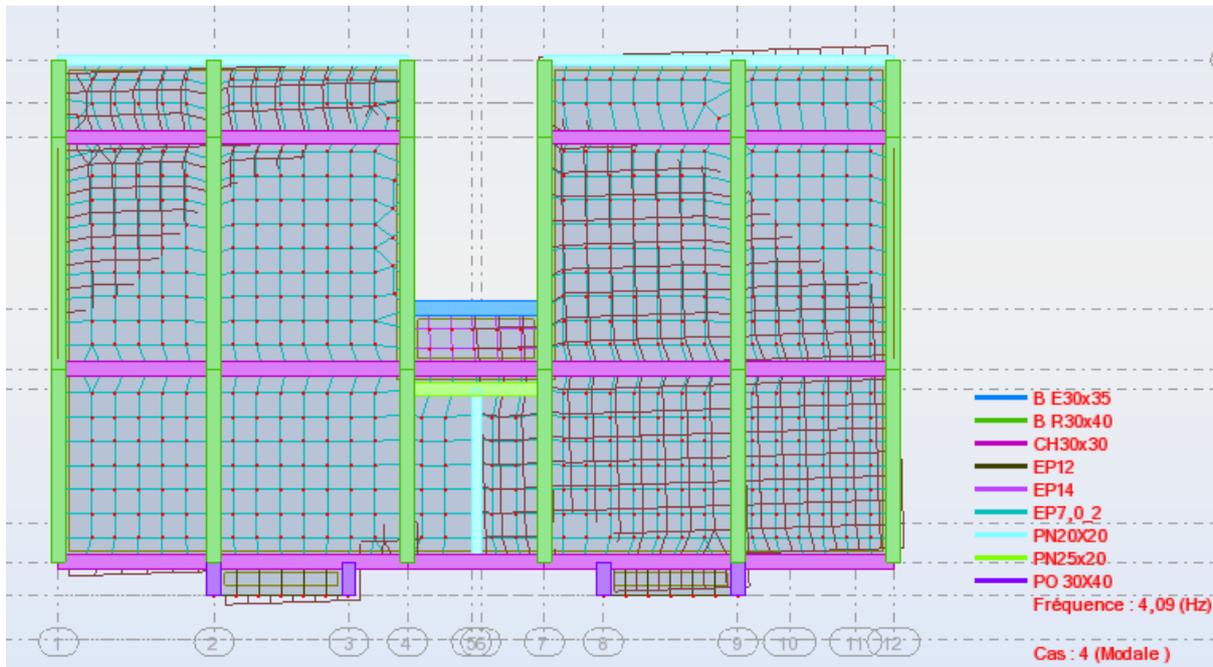
Tableau 4.11 : le déplacement de la structure avec voile



MODE-1-



MODE-2-



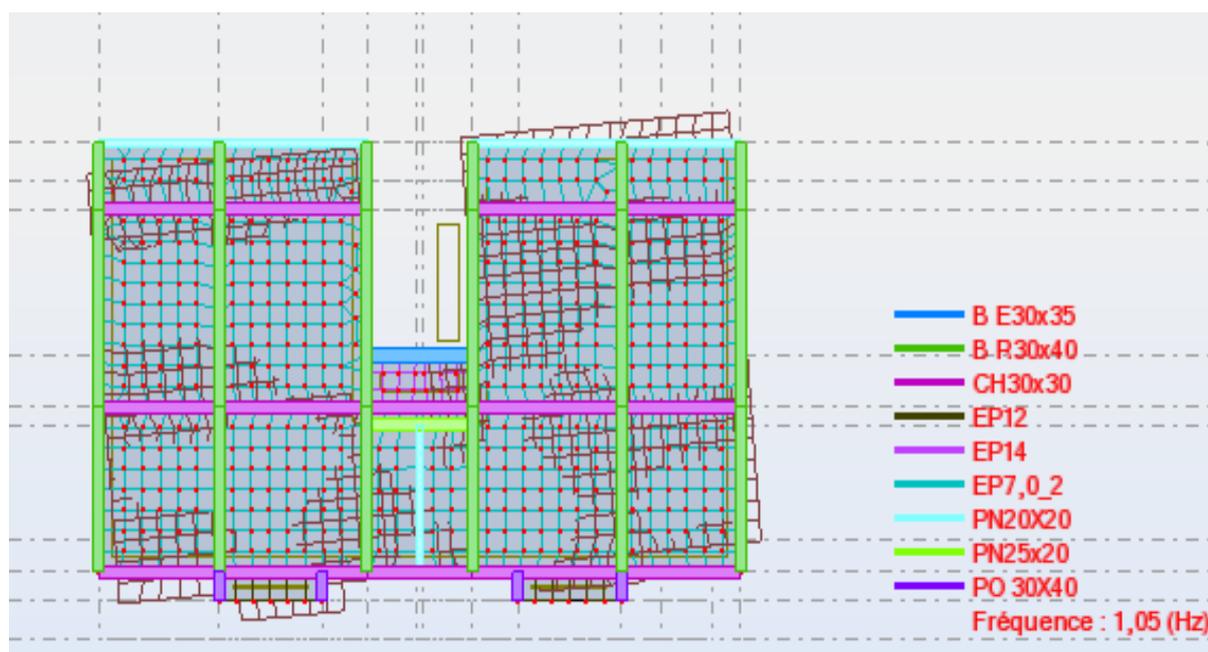
MODE-3-

-Déplacements : Extrêmes globaux :

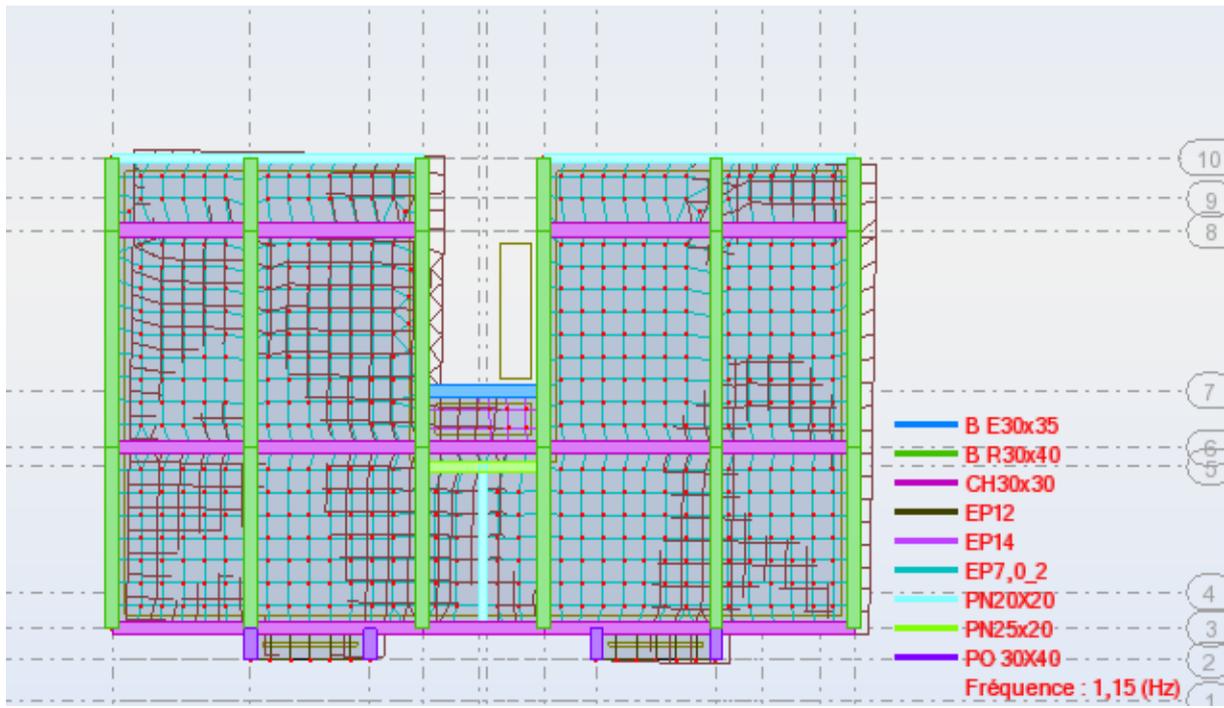
- Cas: 1A3 6A21 sans voile :

Colonne1	Colonne2	Colonne3	Colonne4	Colonne5	Colonne6	Colonne7
	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	2,1	2,1	0,6	0,007	0,002	0,001
Nœud	196	5325	487	487	25	4645
Cas	17 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	6	19 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)
Mode			CQC			
MIN	-2,1	-1,9	-2	-0,002	-0,002	-0,001
Nœud	5241	196	492	1792	28	4644
Cas	18 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)
Mode						

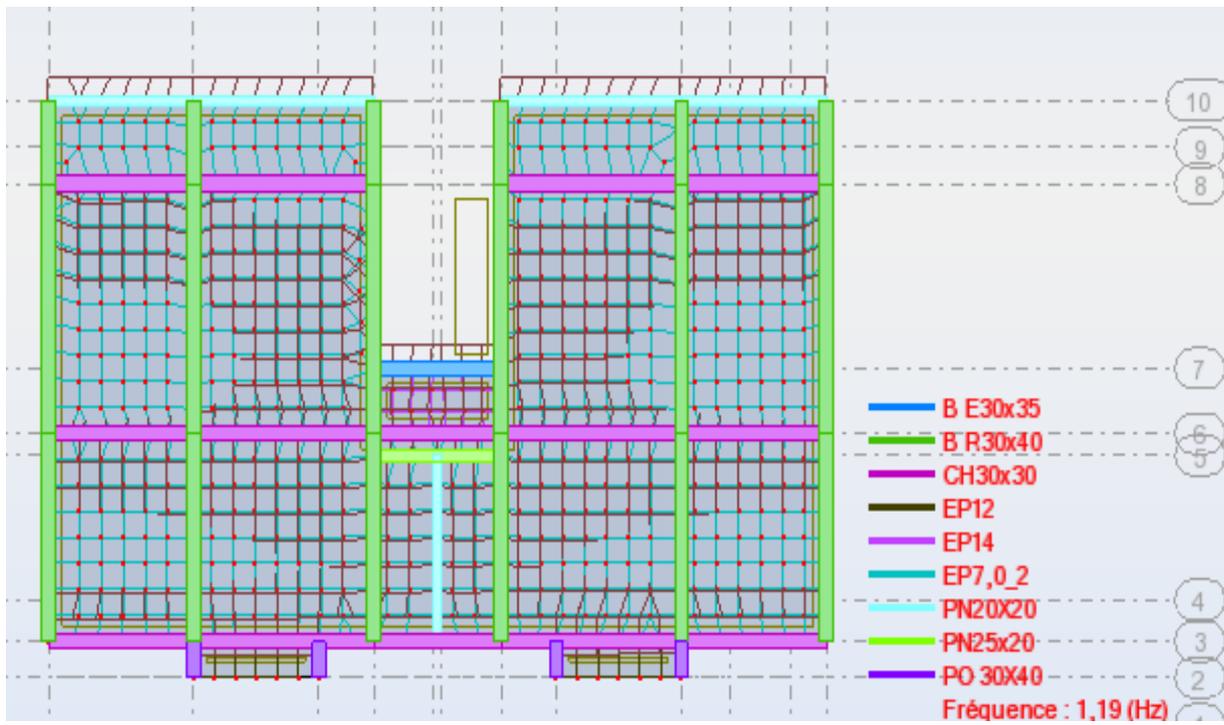
Tableau 4.12 : le déplacement de la structure sans voile



MODE-1-



MODE-2-



MODE-3-

-La période :

1) avec voile :

	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]
MAX	12,09	0,49	94,39	90,82	33,80	68,30	72,49	28,49	1288671,34	1288671,34	1288671,34
Cas	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
Mode	10	1	10	10	10	1	2	9	1	1	1
MIN	2,06	0,08	68,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1288671,34	1288671,34	1288671,34
Cas	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
Mode	1	10	1	1	1	4	5	1	1	1	1

Tableau 4.13 : la période dans la structure avec voile

2) sans voile :

	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]
MAX	6,03	0,95	97,32	97,69	0,13	77,89	84,64	0,08	1168066,45	1168066,45	1168066,45
Cas	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
Mode	10	1	10	10	10	2	3	7	1	1	1
MIN	1,05	0,17	6,35	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1168066,45	1168066,45	1168066,45
Cas	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
Mode	1	10	1	1	1	7	10	2	1	1	1

Tableau 4.14 : la période dans la structure sans voile

D'après les résultats mentionnés dans les tableaux ci-dessus, on peut conclure que l'ajout des voiles de contreventement augmente considérablement la rigidité par conséquent la capacité de la structure.

-Efforts dans les poteaux :**1) avec voile :**

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	1407,03	66,36	112,24	22,41	66,77	33,01
Barre	38	39	38	450	35	39
Noeud	8	7	8	199	11	7
Cas	17 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)	8 (C)	18 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)
Mode						
MIN	-673,05	-54,93	-111,76	-19,64	-91,63	-44,67
Barre	35	39	35	396	162	43
Noeud	11	35	11	106	122	4
Cas	18 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)	8 (C)	20 (C) (CQC)
Mode						

*Tableau 4.15 : l'effort dans la structure avec voile***2) sans voile :**

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	1411,84	135,32	169,14	28,02	116,19	152,00
Barre	43	43	455	5	43	36
Noeud	4	4	201	25	4	10
Cas	19 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)
Mode						
MIN	-156,72	-183,99	-209,90	-27,38	-183,51	-175,91
Barre	7	43	5	7	5	43
Noeud	28	4	26	28	26	4
Cas	20 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)
Mode						

Tableau 4.16 : l'effort dans la structure sans voile

Structure avec voile :**a) sens X : (l'effort sur les poteaux)***Cas : 17 (G+Q+1.2Ex)*

Barre/Noeud/Cas	FX [kN]
31/ 16/ 17 (C) (CQC)	657,93
31/ 30/ 17 (C) (CQC)	647,92
32/ 17/ 17 (C) (CQC)	610,63
32/ 33/ 17 (C) (CQC)	600,62
33/ 18/ 17 (C) (CQC)	502,82
33/ 36/ 17 (C) (CQC)	492,81
37/ 9/ 17 (C) (CQC)	921,82
37/ 29/ 17 (C) (CQC)	908,48
38/ 8/ 17 (C) (CQC)	1407,03
38/ 32/ 17 (C) (CQC)	850,43
39/ 7/ 17 (C) (CQC)	1182,47
39/ 35/ 17 (C) (CQC)	742,28
43/ 4/ 17 (C) (CQC)	998,93
43/ 28/ 17 (C) (CQC)	902,53
44/ 5/ 17 (C) (CQC)	830,34
44/ 31/ 17 (C) (CQC)	820,33
45/ 6/ 17 (C) (CQC)	458,75
45/ 34/ 17 (C) (CQC)	368,17
Somme	13904.29

*Tableau 4.17 : l'effort sur les poteaux dans le sens X*En pose que $F_1=13904.29$

L'effort sur les voiles :

Cas: 17 (G+Q+1.2Ex)

Barre/Noeud/Cas	FX [kN]
31/ 16/ 17 (C) (CQC)	657,93
31/ 30/ 17 (C) (CQC)	647,92
32/ 17/ 17 (C) (CQC)	610,63
32/ 33/ 17 (C) (CQC)	600,62
33/ 18/ 17 (C) (CQC)	502,82
33/ 36/ 17 (C) (CQC)	492,81
37/ 9/ 17 (C) (CQC)	921,82
37/ 29/ 17 (C) (CQC)	908,48
38/ 8/ 17 (C) (CQC)	1407,03
38/ 32/ 17 (C) (CQC)	850,43
39/ 7/ 17 (C) (CQC)	1182,47
39/ 35/ 17 (C) (CQC)	742,28
43/ 4/ 17 (C) (CQC)	998,93
43/ 28/ 17 (C) (CQC)	902,53
44/ 5/ 17 (C) (CQC)	830,34
44/ 31/ 17 (C) (CQC)	820,33
45/ 6/ 17 (C) (CQC)	458,75
45/ 34/ 17 (C) (CQC)	368,17
Somme	13904.29

Tableaux 4.18: l'effort sur les voiles dans le sens X

En pose que $F_2=13904.29$

b) sens Y : (l'effort sur les poteaux)**Cas: 19 (G+Q+1.2Ey)**

Barre/Noeud/Cas	FX [kN]
31/ 16/ 19 (C) (CQC)	679,31
31/ 30/ 19 (C) (CQC)	669,3
32/ 17/ 19 (C) (CQC)	640,16
32/ 33/ 19 (C) (CQC)	630,16
33/ 18/ 19 (C) (CQC)	464,35
33/ 36/ 19 (C) (CQC)	454,34
37/ 9/ 19 (C) (CQC)	980,67
37/ 29/ 19 (C) (CQC)	967,32
38/ 8/ 19 (C) (CQC)	684,44
38/ 32/ 19 (C) (CQC)	556,13
39/ 7/ 19 (C) (CQC)	829,33
39/ 35/ 19 (C) (CQC)	568,01
43/ 4/ 19 (C) (CQC)	988,16
43/ 28/ 19 (C) (CQC)	902,06
44/ 5/ 19 (C) (CQC)	847,56
44/ 31/ 19 (C) (CQC)	837,55
45/ 6/ 19 (C) (CQC)	843,81
45/ 34/ 19 (C) (CQC)	633,25
Somme	13175 .91

Tableaux 4.19 : l'effort sur les poteaux dans le sens Y

En pose que $F_3=13175.91$

(L'effort sur les voiles)**Cas: 19 (G+Q+1.2Ey)**

Barre/Noeud/Cas	FX [kN]
31/ 16/ 19 (C) (CQC)	679,31
31/ 30/ 19 (C) (CQC)	669,3
32/ 17/ 19 (C) (CQC)	640,16
32/ 33/ 19 (C) (CQC)	630,16
33/ 18/ 19 (C) (CQC)	464,35
33/ 36/ 19 (C) (CQC)	454,34
37/ 9/ 19 (C) (CQC)	980,67
37/ 29/ 19 (C) (CQC)	967,32
38/ 8/ 19 (C) (CQC)	684,44
38/ 32/ 19 (C) (CQC)	556,13
39/ 7/ 19 (C) (CQC)	829,33
39/ 35/ 19 (C) (CQC)	568,01
43/ 4/ 19 (C) (CQC)	988,16
43/ 28/ 19 (C) (CQC)	902,06
44/ 5/ 19 (C) (CQC)	847,56
44/ 31/ 19 (C) (CQC)	837,55
45/ 6/ 19 (C) (CQC)	843,81
45/ 34/ 19 (C) (CQC)	633,25
Somme	13175.91

Tableaux 4.20 : l'effort sur les voiles dans le sens Y

En pose que $F_4=13175.91$

D'après les tableaux précédent on conclut :

Les sens x :

$$f_1+f_3 = 27080.20 \text{ kn}$$

En pose que $f_i=27080.20$

*Pour les poteaux on a : $f_i / f_1=51\%$

*pour les voiles on a : $f_i / f_3=49\%$

Les sens y :

$$F_2+F_4= 27080.20$$

En pose que $f_t=27080.20$

*Pour les poteaux on a : $f_i / f_2=51\%$

*pour les voiles on a : $f_i / f_4=49\%$

La différence de % entre notre calcul signifie la soulagement des poteaux avec la présence des voiles

Comparaison :

Les voiles sont des structures verticales à deux dimensions. Ils présentent généralement une grande résistance et rigidité vis-à-vis des forces horizontales dans leur plan. Ils sont très présents aujourd'hui dans les constructions notamment en tout le monde Ils jouent un rôle très important pour la sécurité sous chargement sismique

Dans le cas d'une ossature contreventée par effet de portique (structure en portiques), on doit conférer aux poteaux et aux nœuds une plus grande résistance qu'aux poutres. Il s'agit du principe « poteau fort - poutre faible ».

En effet, la stratégie de protection utilisée dans les règles parasismiques consiste à rechercher une bonne dissipation d'énergie cinétique par la structure, mobilisable en cas de séismes majeurs.

Par contre et Par rapport à d'autres systèmes constructifs tels que les portiques, les structures à voiles en béton armé présentent, particulièrement en zone sismique, plusieurs avantages :

-Leur présence limite les déformations latérales.

-Leur rigidité permet de protéger les éléments non-structuraux et quelques poteaux existants.

-Leur présence permet de s'affranchir du difficile problème posé par la réalisation des nœuds des portiques.

-Elles permettent de ne pas être pénalisé dans le choix du coefficient de comportement en cas de panneaux de remplissage.

En conclusion, de multiples raisons d'ordre structural et économique poussent à promouvoir l'utilisation de ces structures en zone sismique.

Conclusion :

Les séismes sont des phénomènes dévastateurs qui résultent d'un mouvement des plaques tectoniques qui s'entrechoquent ce qui provoquent des secousses dites sismique qui sont ressentis jusqu'à la surface de la terre et peut engranger beaucoup de dégât. Il est impossible d'empêcher leur apparition.

Ils sont classés sur des échelles suivant leur magnitude et leur intensité comme par exemple l'échelle de Richter. Beaucoup de scientifiques et de sismologues étudient ce phénomène pour essayer de les prévoir.

Certaines études comme celle de la variation du niveau d'eau dans les puits, permettent en effet de savoir qu'un séisme va se produire jusqu'à un an à l'avance, mais rien ne permet d'en fixer la date exact et son emplacement. D'autres signes, qui ne sont pas scientifiquement prouvés mais dont le résultat est encourageant, peuvent être pris en compte comme le comportement des animaux qui, plus sensible que nous aux vibrations, peuvent percevoir les secousses qui indiquent que le séisme est proche.

La détection permet de créer une base de données comportant tout les séismes répertoriés, leur endroit et leur magnitude. C'est-à-dire que grâce à des outils sismographique nous pouvons détecter un séisme, la localisation de son épicerne, sa magnitude, et le moment où celui-ci est apparu. Il nous est aussi possible d'agir en conséquence et de se munir de multiples façons contre les effets dévastateurs du séisme; par exemple en modifiant la construction des bâtiments pour qu'ils respectent les normes parasismiques et en éduquant la population pour qu'elle sache faire face à un séisme. Mais aussi après un séisme, les associations et aides humanitaires se mettent en place pour aider les sinistrés.

A ce jour, des chercheurs étudient ce phénomène complexe de très prêt. Malheureusement aucun moyen n'est disponible pour prévoir un séisme. Mais l'homme commence à agir pour protéger la population civile de ces phénomènes en faisant des actes de prévention auprès de la population .L'avenir permettra peut-être de prévoir les séismes avec une précision extrême mais une étude très approfondie est nécessaire. Aussi l'Homme pourra enfin faire face à un tremblement de terre.

Ainsi La pathologie de certains bâtiments montre les déformations et les malfaçons, est particulièrement intéressant. Plusieurs faits considérés comme désordres saillants se dégagent de l'observation attentive de ces bâtiments.

Entreprendre une pathologie revient généralement à faire une expertise de ce bâtiment s'établissant sur trois grandes opérations L'observation , Le diagnostic , Détermination des remèdes (Consolidation d'un bâtimentLa reprise en sous-œuvre)

Et comme La pathologie des bâtiments vis-à-vis au séisme dépend de plusieurs facteurs :

Le type de la structure, le nombre de niveaux, le système de contreventement, les matériaux utilisés, la nature du sol des fondations, etc.et Avant le renforcement l'étude de la vulnérabilité est nécessaire. Elle permet de connaître le sens et les éléments les plus vulnérables et par conséquent le choix du type de renforcement adéquat.

Actuellement il existe plusieurs méthodes de renforcement en fonction du but recherché: augmentation de la capacité portante, de la ductilité ou les deux simultanément.

On peut renforcer la stabilité générale des ouvrages par ajout de certains éléments de contreventement intérieurs comme les murs en béton armé. Les murs de remplissage .les murs a ailes et le renforcement parpalées triangulées, etc. ou la stabilité de certains éléments structuraux : poteaux, poutres et voiles par chemisage en béton, confinement en acier ou tissus en matériaux composites ou renforcement en flexion par plaques en aciers ou en PRF.

Mais il faut être toujours prudent concernant le comportement de la structure après le renforcement et surtout les endroits de formation des rotules plastique et qui peuvent provoquer la ruine de l'ouvrage après le passage d'un séisme.

Pour minimiser les dégâts en cas de séisme et aussi les difficultés de l'opération de réalisation ainsi que les prix élevé des renforcements, il faut bien dimensionner les éléments de la structure dans la phase de conception.

La même structure renforcée par voiles de contreventement et une construction rigide et déplace moins qu'une construction plus faible et plus flexible pour le même niveau d'une demande spectrale, et moins de dommages sont prévus au système structural et aux composants non structuraux sensibles au déplacement.

Plus que le soulagement des poteaux dans les structures avec voile Les résultats obtenus (la période, les déplacements ...etc.) de notre études d'un bâtiment montrent qu'une structure en poteaux-poutres est moins stable.

En fin et malgré que le séisme est un phénomène imprévisible qu'on ne pas le maîtriser, mais on peut l'atténuer par un renforcement adéquat en augmentant considérablement la rigidité de la structure et par conséquent la capacité.

BIBLIOGRAPHIE:

- [1] Abouta ha, R.S., Engelhardt, M.D., Jirsa, J.O., and Kreger, M.E. "Rehabilitation of shear critical concrete columns by use of rectangular steel jackets." *ACI Structural J.*, 96(1), 1999.
- [2] A. Karbassi, M. J. Nollet. Adaptation of the rapid visual screening FEMA-154 procedure to the regional seismic demands of the province of Quebec. *Revue canadienne de genie civil*. CNRC, vol.35, 925-937, 2008.
- [3] ATC, seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, 1996, Volume 1, ATC-40 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California
- [4] Aziz inamini, A., Corley, G. W., and Johal, P.L.S. "Effects of transverse reinforcement on seismic performance of columns." *ACI Structural J.*, 89(4), 442-450, 1992.
- [5] BAEL 91. "Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états ultimes". 1992.
- [6] Bertero, V., "State of the art in seismic resistant construction of structures", Proceedings of the third international earthquake microzonation conference, University of Washington, Seattle, Washington, June 1982, Volume II, pp 767-805.
- [7] Belmouden Y., Lestuzzi P., Evaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants en Suisse. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne EPFL, ENAC-IS-IMAC, Rapport de recherche, 28 Avril 2006.
- [8] Blandier P. Sismologie appliquée à l'usage des architectes et ingénieurs. Collection conception parasismique, cahier 4, Mai 2004.
- [9] Chopra, A. K. and Goel, R. K. (2001). A method pushover analysis procedure to estimate demands for buildings: Theory and preliminary evaluation. Tech. Rep. 2001/3, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- [10] Chung Y. S., Meyer C, Shinozuka M., Modeling of concrete damage, Technical paper, *ACI journal*, Volume 89 n°1, 1989.

- [11] CSI. SAP2000 V-1 1, Integrated finite element analysis and design of structures basic analysis reference manual. Berkeley (CA, USA): Computers and Structures Inc, 2007.
- [12] Dowrick, D. J., "Earthquake resistant design", John Wiley & Sons, New York, 1977.
- FEMA 273.
- [13] Khalifa, A., Nanni, A. and De Lorenzis, L. "Shear performance of RC beams strengthened with FRP". The International Workshop on Structural Composites for Infrastructure Applications, Cairo, Egypt, May, 217-230, 2001.
- [14] M. J. Nollet, D. Leboeuf, A. Khaled. Microzonage et vulnérabilité sismique des ponts de la ville de Québec. Comptes-rendus du 14^{ème} colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art. Québec, sur cédérom. 2007.
- [15] M. Saatcioglu, D. Mitchell, R. Tinawi, J. N. Gardner, A. G. Gillies, A. Ghobarah, D. L. Anderson, D. Lau. The August 17, 1999, Kocaeli (Turkey) earthquake- damage to structure, Revue canadienne de génie civil, CNRC, vol.28, 715-737, 2001.
- [16] Office fédéral des eaux et de la géologie. Sécurité des ouvrages d'accumulation. Documentation de base pour la vérification des ouvrages d'accumulation aux séismes. Berichte des BWG, Série Wasser. Rapport de l'OFEG. Version 1.2, Mars 2003.
- [17] Park Y. J., Ang and Wen A.H.S., Damage -limiting a seismic design of buildings, Earthquake spectra, Vol3, n°1, 1987.
- [18] Règle B.A.E.L.91 modifiées 99, Edition EYROLLES, Troisième tirage 2002.
- [19] Règles parasismiques algériennes, RPA 99, Version 2003.
- [20] V. Davidovici, "Rapport préliminaire séisme de Boumerdes 21 mai 2003", Alger, Juin 2003.
- .