

**Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université des sciences et de la technologie Mohammed Boudiaf Oran**

Faculté d'architecture et de génie civil

Département de génie civil

Polycopié de

COURS DE BÂTIMENT



INTRODUCTION

Un bâtiment est une construction immobilière, réalisée par intervention humaine, destinée à protéger des intempéries des personnes, des biens et des activités. Le bâtiment au sens commun est le secteur d'activité professionnel de la construction des édifices et des voies et routes. L'art de concevoir des bâtiments s'appelle architecture aussi bien pour leur forme globale que pour l'aménagement intérieur. La science de la conception des édifices s'appelle le génie civil. La construction des bâtiments relève de spécialités professionnelles définies en corps de métier, appelées corps d'état, qui forment ensemble le secteur du bâtiment. Il est traditionnellement divisé en gros œuvre fournissant la bâtisse, au sens propre "la partie édifiée en structure qui résiste" et le second œuvre partie qui l'habille. Le domaine du bâtiment est un domaine complexe qui nécessite l'intervention de plusieurs intervenant avant ou pendant la réalisation puis à la réception de l'ouvrage.

Ce polycopié est destiné aux étudiants de master option structure. Il est présenté d'une manière simple afin que les étudiants puissent assimiler le contenu .Il comporte des parties diverses relatives au domaine du bâtiment et de la construction d'une manière générale permettant ainsi aux étudiants d'acquérir des connaissances sur leur spécialité.

L'élaboration de ce polycopié de cours a été sur la base d'une bibliographie riche et diversifiée mise à la fin de ce document pour consultation

Ce polycopié est constitué des chapitres suivants :

Chapitre 1 : des notions de bases sur le bâtiment.

Chapitre 2 : dans ce chapitre les bases de conceptions d'un bâtiment sont abordées à savoir, les sollicitations et actions, les différents états limites, les combinaisons de charges utilisées dans le calcul des sollicitations et la dégression des charges dans une structure de bâtiment.

Chapitre 3 : ce chapitre traite l'étude des éléments structuraux d'un bâtiment, il est composé de trois parties, chaque partie est consacrée à un type d'élément. Les planchers, les contreventements et les fondations sont respectivement les éléments étudiés dans ce chapitre. Un aperçu détaillé est donné pour chaque élément.

Chapitre 4 : le quatrième chapitre est consacré aux principes de la conception parasismique, les méthodes de calcul dynamiques et la performance sismique du bâtiment.

Table des matières

Chapitre 1

Notions générales sur le bâtiment

| | | |
|-------|---|---|
| 1.1 | Introduction | 1 |
| 1.2 | Rôle du bâtiment..... | 1 |
| 1.2.1 | Le gros œuvre | 1 |
| 1.2.2 | Le second œuvre..... | 2 |
| 1.3 | Travaux publics | 3 |
| 1.4 | Les différents acteurs intervenant dans l'acte de la construction | 3 |
| 1.4.1 | Maitre d'ouvrages (le client)..... | 3 |
| 1.4.2 | Maitre d'œuvre..... | 3 |
| 1.4.3 | L'entreprise de réalisation..... | 3 |
| 1.5 | Conception des ouvrages..... | 3 |
| 1.6 | Comportement des matériaux vis-à-vis des efforts..... | 4 |
| 1.7 | Les contraintes | 5 |
| 1.8 | Ouvrages en béton..... | 5 |
| 1.9 | Constructions métalliques..... | 6 |

Chapitre 2

Bases de la conception d'un bâtiment

| | | |
|---------|---|----|
| 2.1 | introduction | 8 |
| 2.2 | Types de charges..... | 8 |
| 2.2.1 | Les charges permanentes (G)..... | 8 |
| 2.2.2 | Les charges variables..... | 8 |
| 2.2.2.1 | Les charges d'exploitations (Q)..... | 9 |
| 2.2.2.2 | Les charges climatiques..... | 9 |
| 2.2.3 | Les charges accidentelles (Fa)..... | 9 |
| 2.3 | Les états limites | 9 |
| 2.3.1 | Etat limite ultime de résistance | 9 |
| 2.3.2 | Etat limite de service..... | 9 |
| 2.4 | Combinaisons des charges..... | 10 |
| 2.5 | Sollicitations de calcul | 10 |
| 2.5.1 | Sollicitations de calcul à ELU | 10 |
| 2.5.1.1 | Combinaison fondamentale C.F..... | 10 |
| 2.5.1.2 | Combinaisons accidentelles..... | 11 |
| 2.5.2 | Sollicitation de calcul à ELS..... | 11 |
| 2.6 | Descente de charges..... | 11 |
| 2.6.1 | Fonctionnement mécanique d'une structure de bâtiment..... | 12 |
| 2.6.2 | Transmission des charges verticales..... | |
| 2.6.2.1 | Surface d'influence | 13 |
| 2.7 | Dégression des surcharges d'exploitation..... | 14 |

Chapitre 3

Les éléments structuraux d'un bâtiment

3.1 les planchers

| | | |
|---------|---|----|
| 3.1.1 | Définition | 16 |
| 3.1.2 | Types de planchers | 16 |
| 3.1.2.1 | Planchers à corps creux coulé sur place | 16 |
| 3.1.2.2 | Plancher à corps creux en poutrelles préfabriquées..... | 17 |
| 3.1.3 | Calcul des poutrelles..... | 18 |
| 3.1.3.1 | Méthode forfaitaire..... | 18 |
| 3.3.4 | Méthode des trois moments..... | 20 |
| 3.2.2.3 | Plancher nervuré | 21 |
| 3.2.2.4 | Planchers champignon | 21 |
| 3.2.2.5 | Plancher dalle..... | 22 |

3.2 contreventement de bâtiment

| | | |
|---------|--|----|
| 3.2.1 | Définition..... | 26 |
| 3.2.2 | Rôle des contreventements..... | 26 |
| 3.2.3 | Types de contreventements..... | 27 |
| 3.2.3.1 | Contreventement par portiques..... | 27 |
| 3.2.3.2 | Contreventement avec voiles en béton..... | 27 |
| 3.2.3.3 | Contreventement par remplissage en maçonnerie..... | 28 |
| 3.2.3.4 | Noyau de stabilité des immeubles tours..... | 29 |
| 3.2.3.5 | Contreventement mixte..... | 29 |
| 3.2.3.6 | Contreventement triangulé..... | 30 |
| 3.2.4 | Principes de base de contreventement de structure..... | 30 |

3.3 les fondations

| | | |
|---------|---|----|
| 3.3.1 | Généralités..... | 32 |
| 3.3.2 | Facteurs influents le choix des fondations..... | 34 |
| 3.3.3 | Classification des fondations..... | 34 |
| 3.3.3.1 | Fondation superficielle..... | 34 |
| 3.3.3.2 | Fondation profonde..... | 35 |
| 3.3.4 | Pathologie des fondations..... | 35 |

Chapitre 4

Conception parasismique d'un bâtiment

| | | |
|-------|--|----|
| 4.1 | origine d'un séisme..... | 37 |
| 4.2 | Action sismique..... | 37 |
| 4.3 | Comportement d'un bâtiment lors d'un séisme..... | 38 |
| 4.4 | Causes de l'effondrement des bâtiments..... | 39 |
| 4.4.1 | Forme architecturale..... | 39 |
| 4.4.2 | Présence de niveau souple | 39 |
| 4.4.3 | Stabilisation dissymétrique | 40 |
| 4.4.4 | Stabilisation discontinue..... | 40 |
| 4.4.5 | Saut brusque de rigidité et de résistance..... | 40 |
| 4.4.6 | Remplissage des cadres par la maçonnerie..... | 41 |
| 4.5 | Prévention du risque sismique..... | 41 |
| 4.6 | Principes de la conception parasismique..... | 42 |

| | | |
|---------|---|----|
| 4.7 | Réglementation parasismique..... | 45 |
| 4.8 | Méthodes du calcul sismique des structures..... | 45 |
| 4.8.1 | Méthodes statiques..... | 46 |
| 4.8.1.1 | Méthode statique linéaires..... | 46 |
| 4.8.1.2 | Méthodes statique non linéaire..... | 48 |
| 4.8.2 | Méthodes dynamiques..... | 49 |
| 4.8.2.1 | Analyse dynamique linéaire..... | 50 |
| 4.8.2.2 | La méthode modale spectrale..... | 50 |
| 4.8.2.3 | Analyse dynamique non linéaire..... | 54 |
| 4.8.3 | Performance sismique des bâtiments..... | 54 |

Conclusion

Références

1.1 Introduction

Le génie civil est un domaine très varié qui touche à plusieurs aspects de la construction. La construction est l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié à l'activité humaine (sociale, économique, environnementale). Les plans d'aménagement du territoire élaborés par les urbanistes passe obligatoirement par des consultations, des études et des expertises en génie civil.

Le domaine du génie civil se divise en deux grandes catégories : le bâtiment et les travaux publics. Quelle que soit sa spécialisation, le travail d'un ingénieur civil repose sur deux concepts clés : l'estimation et l'évaluation des charges et la sécurité des ouvrages. En fait, l'objectif premier est de combiner un ensemble de matériaux afin de résister à des charges pour accomplir des fonctions et des prestations voulues [1].

1.2 Rôle du Bâtiment

Le rôle d'un bâtiment est d'abriter les individus pour une utilisation déterminée. Ce peut être pour un usage :

- d'habitation (villas, immeubles, grattes ciel...).
- industriel (usines, entrepôts, ...).
- commercial (magasins, ...).
- Public (hôpitaux, administration, établissement scolaires).
- Loisirs (salle de cinéma, théâtre, salle de sport...).

Le bâtiment comprend du point de vue de la construction deux parties :

1.2.1 Le gros œuvre

Le gros œuvre désigne l'ensemble des travaux qui contribuent à la solidité et à la stabilité d'un bâtiment. Les travaux de gros œuvre doivent donc permettre à l'édifice de résister aux forces qu'il subit en permanence (charges liées au bâtiment en lui-même) et à celles qu'il subit de manière temporaire (intempéries, séismes...). Le gros œuvre comprend :

- Les travaux de terrassement.
- l'infrastructure.

- la superstructure.

Dans une structure porteuse qui assure la stabilité du bâtiment, on retrouve :

Les fondations, les dalles pleines, les planchers, les murs voiles ou porteurs et refends, les poteaux et les poutres en général pour les constructions en béton armé.

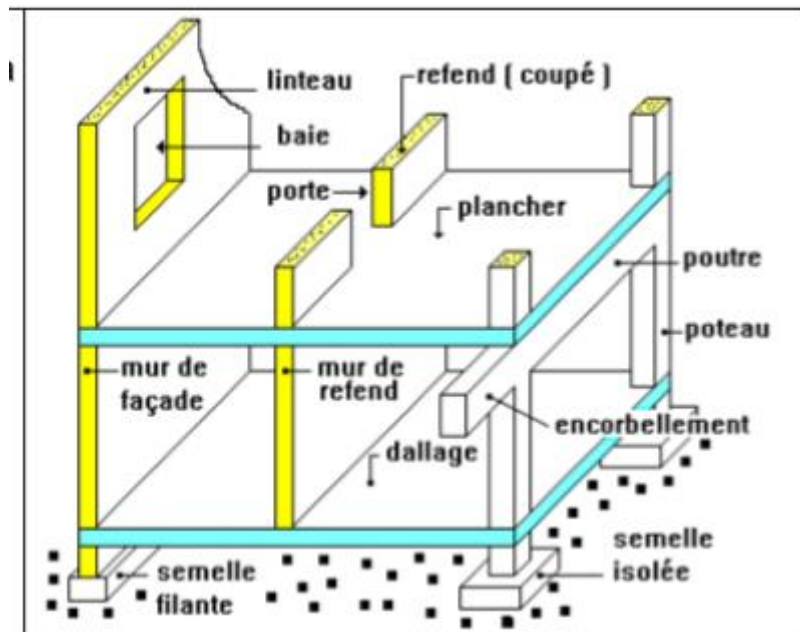


Figure1.1 : Ossature d'un bâtiment [2]

1.2.2. Le second œuvre

Le second œuvre contribue à habiller et à rendre fonctionnel le bâtiment. Il est divisé en plusieurs lots nous citerons :

- la menuiserie.
- l'électricité.
- l'installation sanitaire.
- le chauffage.
- Les cloisons.
- La peinture.
- Les travaux publics.

1.3 Travaux publics

Les travaux publics sont des ouvrages qui répondent aux besoins du public. La pérennité de l'ouvrage est un facteur essentiel dans ce cas [1]. Ils peuvent être séparés en trois catégories

- Les routes (terrassment, réalisation de chaussées, canalisation, marquage).
- Les VRD (canalisation, réalisation de trottoirs, éclairage public, réalisation de plate forme).
- Les ouvrages d'art (ponts, tunnels, barrages)

1.4 Les différents acteurs intervenant dans l'acte de la construction

La construction d'un bâtiment est une opération complexe qui nécessite la collaboration de nombreux intervenants (maître d'ouvrage, maître d'œuvre, entreprises), et qui s'appuie sur un ensemble de dossiers comprenant des pièces écrites et des pièces dessinées.

1.4.1 Maître d'ouvrage (le client)

C'est celui qui finance le projet, il peut être :

- Un particulier : cas général pour une construction individuelle.
- Une entreprise, un établissement public ou une société privée. : dans le cas de la construction d'édifices.
- Une administration ou une collectivité locale ; dans le cas de construction de locaux municipaux, mairies, ministères...

1.4.2 Le maître d'œuvre

C'est celui qui établit le dossier d'appel d'offre contenant le dossier du projet de construction des entreprises avec le cahier des charges, les plans, et le devis descriptif. Son rôle peut aller de la simple conception au suivi de l'opération de réalisation.

1.4.3 L'entreprise de réalisation

C'est l'entreprise qui a été choisie par le maître d'œuvre et le maître d'ouvrage pour la réalisation des travaux conformément à l'appel d'offre.

1.5 Conception des ouvrages

La conception et le dimensionnement d'un ouvrage commence tout d'abord par l'évaluation des charges et des surcharges qu'il devra supporter. Les charges appliquées sur la construction proviennent des différentes combinaisons des charges et des déformations. Elles induisent des contraintes, des déformations ou des déplacements sur les structures.

1.6 Comportement des matériaux vis-à-vis des efforts

Pour un matériau donné, il y a deux états en réponse à un effort : l'état élastique et l'état plastique. On peut ajouter à cela la rupture qui est le point ultime de la phase plastique.

- La phase élastique correspond aux efforts sous lesquels le matériau revient dans sa forme géométrique initiale lorsque l'effort est relâché. On peut visualiser cela en étirant un élastique et en le relâchant : il reprend alors sa forme initiale.
- La phase plastique correspond aux efforts au-delà desquels le matériau ne revient plus dans sa forme géométrique initiale, c'est-à-dire qu'il a subi une déformation de manière permanente. Si l'on continue à augmenter l'effort, le matériau atteindra son point de rupture
- Le point de rupture est une propriété qui varie selon les matériaux. Par exemple, plier au maximum, une tige en bois ou en verre se casse, alors qu'une tige en fer ou en caoutchouc demeure déformée sans se rompre : cette propriété est nommée la ductilité. Un matériau peu ductile est dit fragile [1].

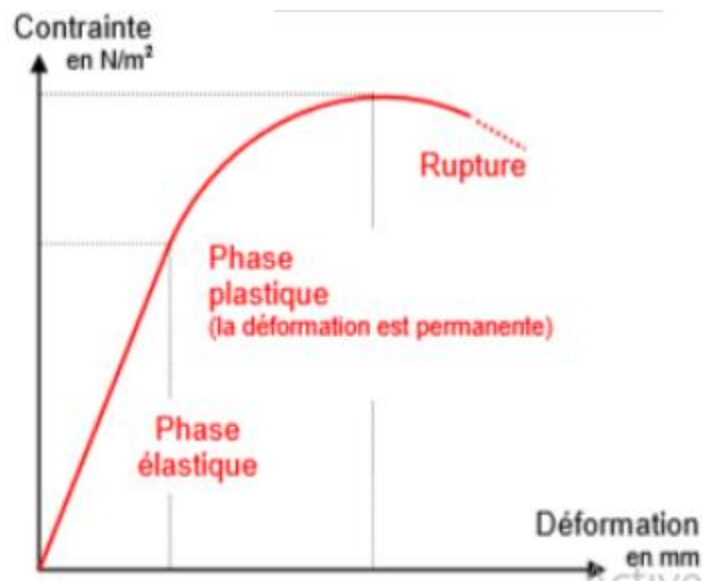


Figure 1.2 : Différentes phases du comportement d'un matériau [1]

1.7 Contraintes

Les contraintes sont dues à des forces internes qui se créent à l'intérieur d'un matériau par l'application de forces externes. Quantitativement, les contraintes sont représentées par la force moyenne qui s'applique sur une unité de surface à l'intérieur du matériau.

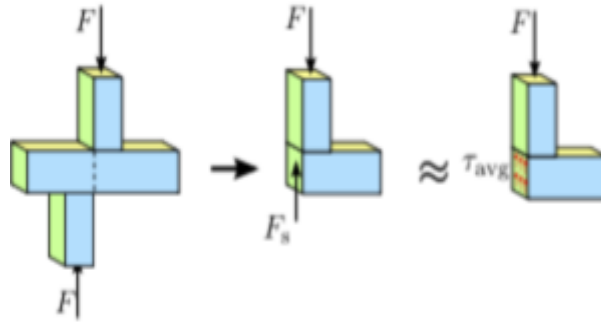


Figure 1.3 : Exemple de contrainte de cisaillement à l'intérieur d'une poutre [1].

1.8 Ouvrages en béton :

L'invention du ciment artificiel a permis la production d'un matériau solide et très facile à utiliser : le béton. Il est obtenu par un mélange de ciment, d'eau, de sable et de gravier. La facilité de sa mise en œuvre a engendré son utilisation massive dans la construction par rapport à d'autres matériaux de construction.

Le béton est employé sous plusieurs formes :

Brute : parpaings, mortiers.

Béton armé : des armatures (barres d'acier) contribuent à le rendre plus résistant et plus ductile.

Béton précontraint : des câbles d'acier tendus lui confèrent une résistance optimale et devient un béton pré comprimé.

Le béton endure de fortes contraintes, mais est plutôt fragile par contre, l'acier est plutôt ductile. Le béton armé associe donc les deux qualités.

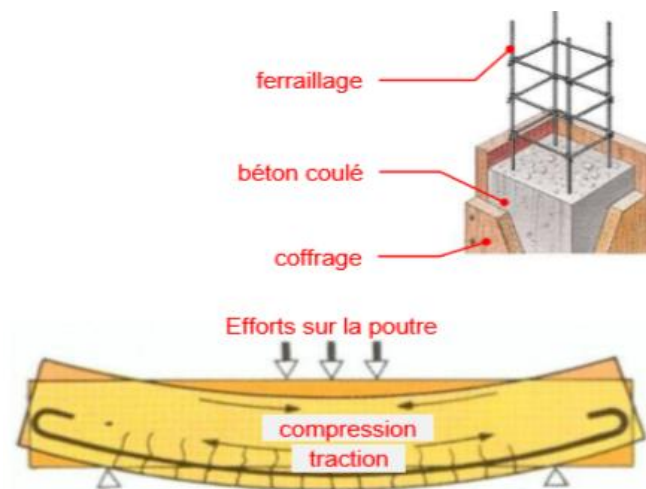


Figure 1.4 : élément en béton armé [1]

Le béton a une résistance bien meilleure en compression qu'en traction : en traction la rupture est obtenue avec un effort 8 à 15 fois plus faible que celui supporté en compression. C'est la raison pour laquelle l'utilisation de béton précontraint (soumis à une compression préalable) améliore sa résistance :

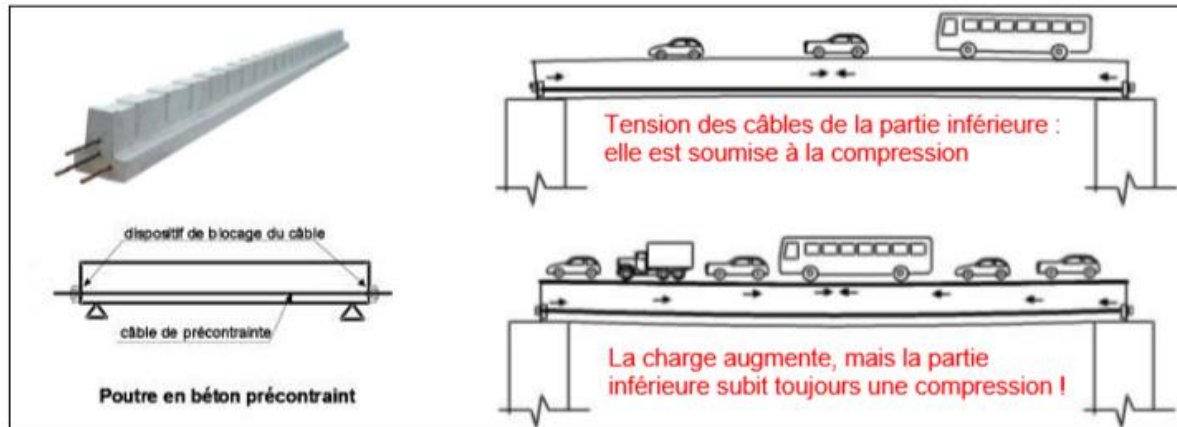


Figure 1.5 : Principe du béton précontraint [1]

1.9 Constructions métalliques

La plupart des bâtiments industriels (usines, ateliers, entrepôts...) et certains bâtiments du tertiaire (halles, hypermarchés...) ont une structure à ossature métallique. Ce type de structure permet de fermer des surfaces importantes en réduisant la présence de porteurs verticaux (poteaux et murs).

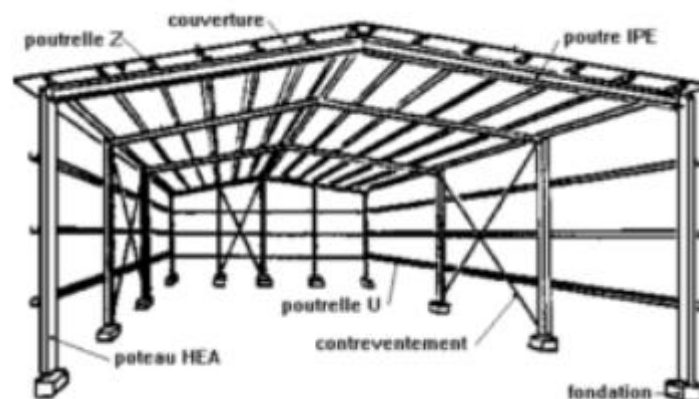


Figure 1.6 : bâtiment à ossature métallique [1]

L'ossature d'un bâtiment métallique est réalisée par un assemblage de poutres métalliques de profilés normalisés ou bien de profilés reconstitués soudés PRS. Ces produits sidérurgiques sont généralement obtenues par laminage à chaud ou à froid d'aciers doux (pour les structures porteuses) pour que leur rupture éventuelle se fasse après une importante déformation et non brutalement.

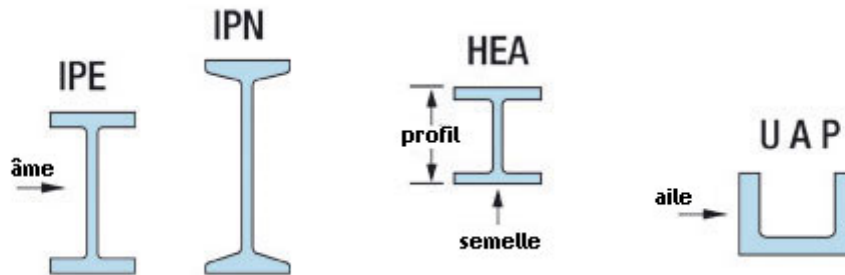


Figure 1.7 ; profilés métalliques

2.1 Introduction

L'évaluation des charges et des surcharges que doit supporter une construction est une étape essentielle dans sa conception et son dimensionnement. Les charges appliquées peuvent provenir des forces, des déformations ou des accélérations. Elles engendrent des contraintes, des déformations ou des déplacements sur les éléments de la structure.

2.2 Types de charges

Les charges (ou actions) se divisent en trois catégories :

2.2.1 Les charges permanentes (G)

Les charges permanentes sont celles qui sont toujours présentes sur l'ouvrage elles correspondent au poids propre des éléments de l'ouvrage. Pour un bâtiment, le poids propre inclue le poids du béton, des revêtements de sol, de la toiture, des balcons et tout autres éléments fixes.

2.2.2 Les charges variables (Q)

Les charges variables sont celles qui sont appliquées temporairement et qui peuvent se déplacer ou changer d'intensité. Parmi ces charges on cite les charges d'exploitation et les charges climatiques

2.2.2.1 Les charges d'exploitation

Elles dépendent de l'utilisation et de l'exploitation du bâtiment en prenant en compte de :

- L'usage normal des occupants.
- Le mobilier et tout objet dit « mobilier ».
- Les véhicules...

Dans le cas de structure de génie civil, ces charges sont définie forfaitairement et réglementairement (Eurocode1, BAEL,...) en fonction de l'usage spécifique du bâtiment.

2.2.2.2 Les charges climatiques

Ce sont des sollicitations dues à l'action du vent et de la neige.

- la neige : Elle a pour symbole S et s'exprime en KN/m^2 . Elle est calculée à partir des réglementations en vigueur. La neige est une action statique, toujours dirigée verticalement et vers le bas.
- Le vent : Noté W est une action complexe car elle peut avoir des effets statiques (dépression et surpression sur les parois) et dynamique (phénomène de résonance) sur une structure. Il est calculé à partir des réglementations en vigueur.

2.2.3 Les charges accidentelles (F_a)

Sont des actions de courtes durées. Elles comportent : séisme, action de chocs, explosion etc. Elles ne sont à considérer que si des documents d'ordre public ou le marché le prévoient.

2.3 Les états limites

Les états limites correspondent aux points extrêmes des ouvrages. Au-delà desquels, un ouvrage ne remplit plus les critères pour lesquels il a été conçu. Il y a deux types de limites principalement utilisés lors de la conception d'ouvrage : l'état limite ultime de résistance et l'état limite de service.

2.3.1 Etat limite ultime de résistance

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux béton et acier est atteinte, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer. Par exemple, un ou des câbles d'un pont suspendu qui cassent.

Cet état est caractérisé par :

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

2.3.2 Etat limite de service

Il constitue des limites au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation ne sont plus satisfaites sans qu'il y est ruine. Il est caractérisé par :

- Etat limite d'ouverture de fissures : risque d'ouverture de fissures (contraintes admissibles).

- Etat limite de compression du béton : volontairement la contrainte de compression est limitée à une valeur raisonnable.
- Etat limite de déformation : flèche maximale.

L'état limite de service atteint remet en cause l'aptitude au service de la structure (fissures, fuites, désordres divers). En revanche, la sécurité (c'est à dire sa résistance) n'est pas remise en cause.

2.4 Combinaison des charges

Pour une situation donnée (transitoire ou accidentelle), il convient de rechercher les combinaisons d'action les plus dangereuses. Car la sécurité une fois assurée pour celle-ci le sera pour toutes les autres.

Trois types de combinaisons sont à considérer :

- Combinaisons fondamentales (ELU).
- Combinaisons accidentelles (ELU).
- Combinaisons rares (ELS).

2.5 Sollicitations de calcul

Pour une combinaison d'action donnée, on calcule les sollicitations, c.-à-d., le moment de flexion, le moment de torsion, l'effort normal et l'effort tranchant à l'aide des méthodes de la résistance des matériaux, ou d'autres méthodes.

2.5.1 Sollicitations de calcul à ELU:

2.5.1.1 Combinaison fondamentale C.F

Lors des situations durables ou les situations transitoires fréquentes aux cours desquelles il y a l'action permanente, une action variable principale et plusieurs actions d'accompagnement, nous considérerons :

$$1.35G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q1}Q1 + \sum_{i>1} 1.3\Psi_{0i}Q_i \quad (2.1)$$

$\gamma_{Q1} = 1,5$ dans le cas général.

$\gamma_{Q1} = 1,35$ pour la température, les charges d'exploitations étroitement bornées ou de caractères particuliers (convois militaires ou exceptionnels) et pour les bâtiments agricoles abritant des animaux et des produits sans présence humaine permanente..

Ψ_{0i} : sont donnés en annexe D articles D.1.1, 3 et D.1.2, 3 du BAEL 91.

2.5.1.2 Combinaisons accidentelles :

Nous considérerons pour les situations accidentelles qui ont une faible probabilité de se réaliser :

$$G_{max} + G_{min} + FA + \Psi_{11}Q1 + \sum_{i>1} 1.3\Psi_{2i}Q_i \quad (2.2)$$

Avec :

FA : valeur nominale de l'action accidentelle.

$\Psi_{11}Q1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\Psi_{2i}Q_i$: Valeur quasi permanente d'une action variable.

2.5.2 Sollicitation de calcul à ELS

Nous avons la combinaison suivante :

$$G_{max} + G_{min} + Q1 + \sum_{i>1} \Psi_{0i}Q_i \quad (2.3)$$

Tableau 2.1 : Valeurs des coefficients Ψ_{0i} , Ψ_{11} , Ψ_{2i}

| | | CF ELS | C.A | |
|---------------------------|--------------------------------------|-------------|-------------|-------------|
| NATURE DES CHARGES | | Ψ_{0i} | Ψ_{11} | Ψ_{2i} |
| Charges d'exploitation | Archives | 0.90 | 0.90 | 0.80 |
| | Parcs de stationnement | 0.90 | 0.75 | 0.65 |
| | Salles de réunions | | | |
| | - à places assises | 0.77 | 0.65 | 0.4 |
| | - à places debout | 0.77 | 0.75 | 0.25 |
| | Salles d'exposition – Halles divers | 0.77 | 0.65 | 0.25 |
| | Autres locaux | 0.77 | 0.75 | 0.65 |
| Charges climatiques | Vent (W) | 0.77 | 0.20 | 0 |
| | Neige (Sn) - altitude \leq à 500 m | 0.77 | 0.15 | 0 |
| | - altitude $>$ à 500m | 0.77 | 0.30 | 0.1 |
| | Variation de températures | 0.6 | 0.5 | 0 |

2.6 Descente des charges

La descente de charges a pour objectif d'étudier le transfert des charges dans la structure. Le but étant de connaître la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis le haut jusqu'aux fondations. Les valeurs obtenues permettront de dimensionner les éléments porteurs voir dans certains cas, de modifier la structure.

2.6.1 Fonctionnement mécanique d'une structure de bâtiment

Ce fonctionnement concerne uniquement le comportement du bâtiment sous l'influence des charges verticales (permanentes et surcharges d'exploitations).

Le cheminement des efforts dans une structure se fait comme suit :

- 1- Les charges sont appliquées tout d'abord au plancher.
- 2- Le plancher s'appuyant sur des poutres transmet à ces dernières les charges et les surcharges qui lui sont appliquées.
- 3- Les poutres à leur tour s'appuyant sur des poteaux, murs ou bien voiles transmettent à ces derniers une charge concentrée (effort normal de compression).
- 4- Les poteaux collectent toutes les charges verticales transmises par les différents étages et les transmettent à leur tour aux fondations.[3]

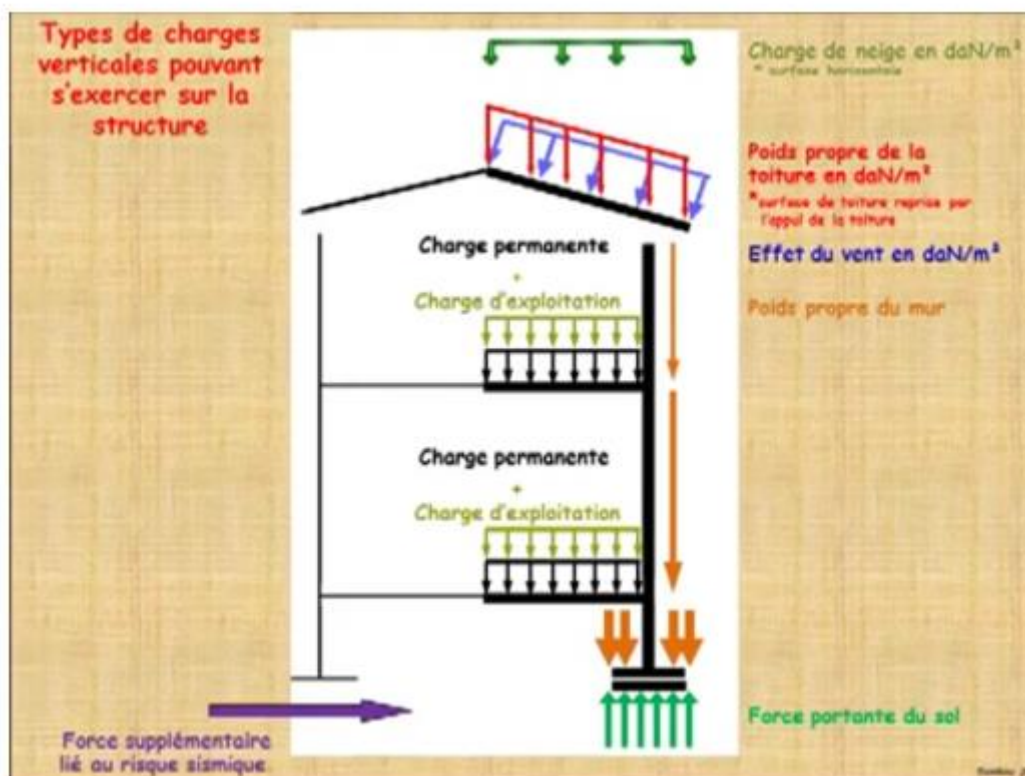


Figure 2.1 cheminement des efforts dans une structure de bâtiment [4]

2.6.2 Transmission des charges verticales

2.6.2.1 Surface d'influence

C'est la surface de charge qui sera reprise par un élément structural d'un niveau inférieur. Quel que soit le matériau de construction, pour déterminer les charges transmises par la dalle aux poutres ou aux voiles, et pour tout type de charges G , Q ou S , il faut se servir de la surface de plancher reprise par ces poutres ou voiles. Ces surfaces de planchers sont appelées surfaces d'influences et notées SP [3].

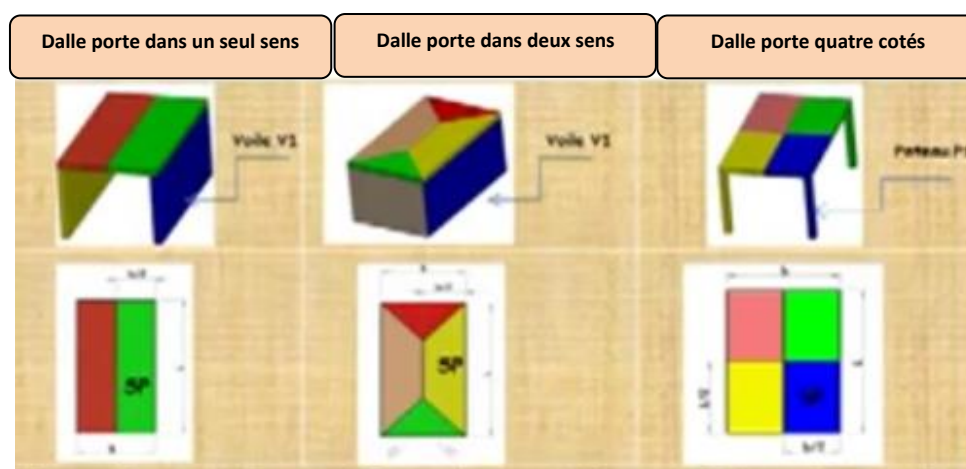


Figure 2.2 : surface d'influence d'une dalle [4]

Cas d'une poutre d'un plancher en béton armé coulé en place

Les charges verticales appliquées dessus ne sont plus linéiques et uniformément réparties mais trapézoïdales ou triangulaires comme le montre le schéma ci-dessous, cas d'une dalle rectangulaire.

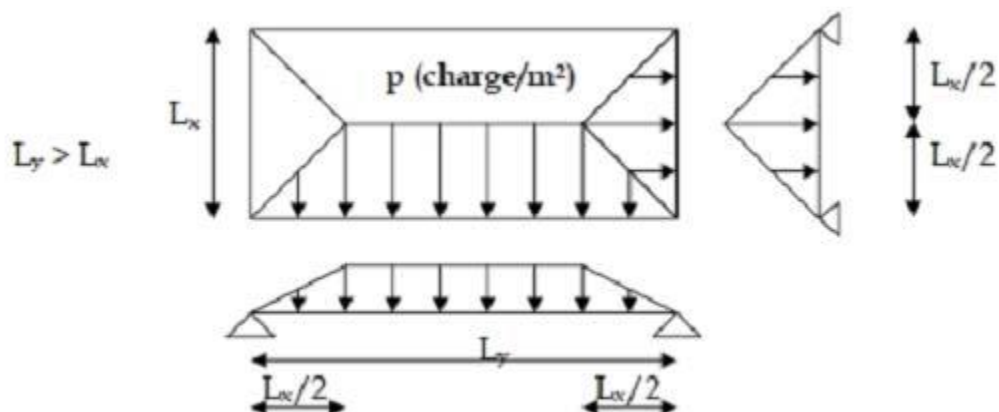


Figure.2.3 : Répartition des charges verticales sur une poutre d'un plancher

2.7 Dégression des surcharges d'exploitation

La dégression des charges d'exploitation concerne les bâtiments avec un nombre de niveaux $n > 5$ où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes comme les bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement et les bâtiments de bureaux.

Les charges d'exploitation sont affectées de coefficients de pondération sauf pour le toit ou terrasse et le niveau en dessous et servent essentiellement au calcul d'une descente de charges.

Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux ne sont pas comptés dans le nombre d'étage intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises en compte sans abattement.

On désigne par:

Q_0 : Charge d'exploitation de la terrasse

Q_i : Charge d'exploitation de base du plancher i numéroté du haut vers le bas.

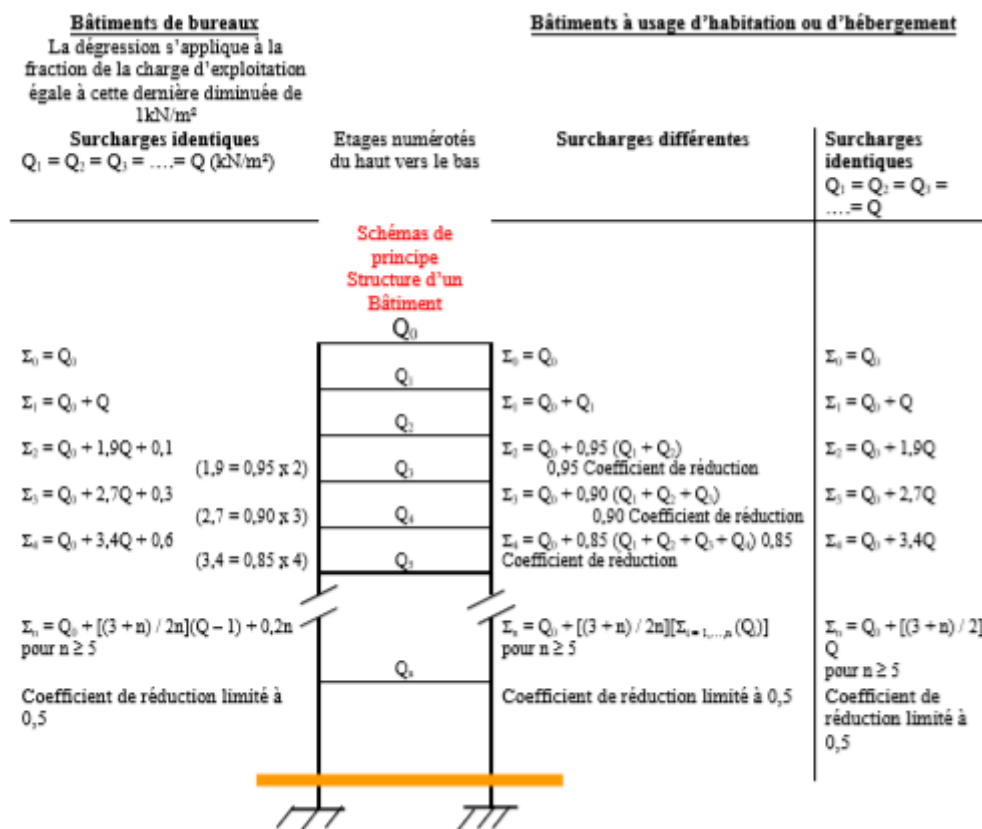


Figure 2.4 : dégression des charges d'un bâtiment.

Exemple :

Soit un bâtiment de 8 niveaux soumis à une surcharge d'exploitation au niveau de la terrasse $Q_0=1\text{KN/m}^2$ et une surcharge d'exploitation $Q=1.5\text{ KN/m}^2$ pour tous les autres niveaux.

$$\Sigma_0=Q_0=1000\text{N/m}^2$$

$$\Sigma_1=Q_0+Q=1000+1500 =2500\text{ N/m}^2$$

$$\Sigma_2=Q_0+1.9\text{ Q}=1000+1.9(1500) =3850\text{ N/m}^2$$

$$\Sigma_3=Q_0+2.7\text{ Q}=1000+2.7(1500) =5050\text{ N/m}^2$$

$$\Sigma_4=Q_0+3.4\text{ Q}=1000+3.4(1500) =6100\text{ N/m}^2$$

$$\Sigma_5=Q_0+4\text{ Q}=1000+4(1500) =7000\text{ N/m}^2$$

$$\Sigma_6=Q_0+4.5\text{ Q}=1000+4.5(1500) =7750\text{ N/m}^2$$

$$\Sigma_7=Q_0+5\text{ Q}=1000+5(1500) =8500\text{ N/m}^2$$

$$\Sigma_8=Q_0+5.5\text{ Q}=1000+5.5(1500) =9250\text{ N/m}^2$$

3.1 Les planchers

3.1.1 Définition

C'est une surface horizontale séparant deux niveaux successifs dans une construction et recueillant les surcharges de fonctionnement du bâtiment. Il a d'autres fonctions très importantes relatives au confort thermique et acoustique, à la sécurité protection incendie et à l'esthétique, sans oublier le rôle technique de support de canalisations et réseaux divers.

3.1.2 Types de planchers

Plusieurs types de planchers se présentent au concepteur qui doit faire son choix en fonction d'un nombre de considérations et de contraintes.

3.1.2.1 Plancher à corps creux coulé sur place

Cette solution, très communément employée dans les bâtiments d'habitation, consiste à utiliser des corps creux et des poutrelles en béton armé. On pose à intervalles réguliers des poutrelles en béton armé et on remplit l'intervalle avec des hourdis de terre cuite, de béton. Les parois latérales et supérieures des hourdis servent de coffrage aux poutrelles et à la dalle de compression en béton coulé sur toute la surface du plancher. La paroi inférieure sert de support à l'enduit de plafond en plâtre ou en mortier de ciment.

La hauteur du plancher est déterminée selon :

- La condition d'isolation phonique : $h > 16$ cm.
- La condition de sécurité vis-à-vis de l'incendie :
 - $h > 7$ cm pour une heure de coupe feu.
 - $h > 11$ cm pour deux heures de coupe feu.
- Condition de résistance à la flexion $h > L/22.5$

La dalle de compression est armée d'un simple quadrillage d'armatures constitué, en général par une nappe de treillis soudé d'un espacement de 20 cm x 30 cm au maximum.(figure 3.1)

[5]

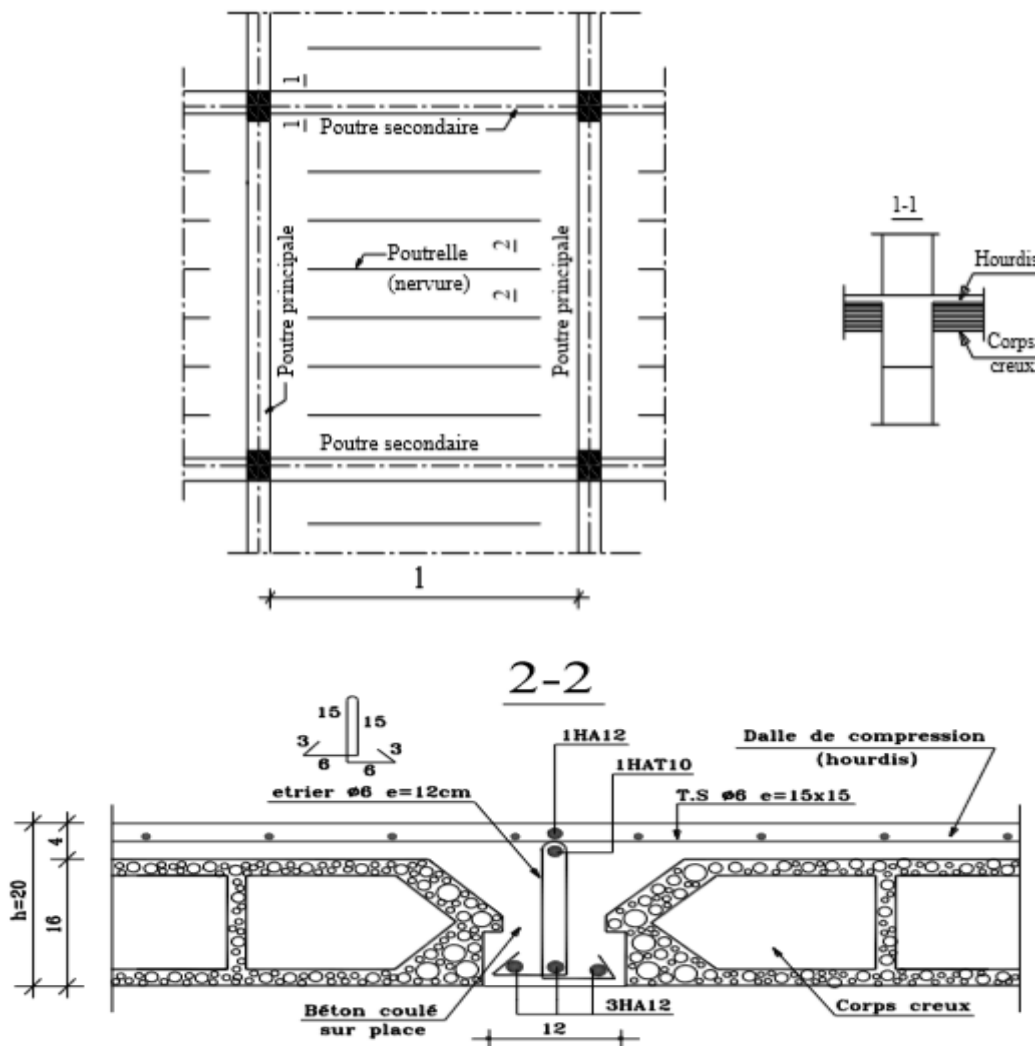


Figure 3.1 : Plancher en corps creux coulé sur place [5]

3.1.2.2 Plancher en corps creux à poutrelles préfabriquées

En forme de té renversé la partie supérieure est appelée âme et les ailes du té servent d'appui. Dans ce type de poutrelles, le béton enrobe entièrement l'armature. Au lieu de livrer sur le chantier l'armature et son talon pré-enrobé, le fabricant livre dans ce cas une poutrelle entière, ce qui limite la quantité du béton à couler sur chantier, et augmente la performance de pose "sans étais" de ces planchers [5].

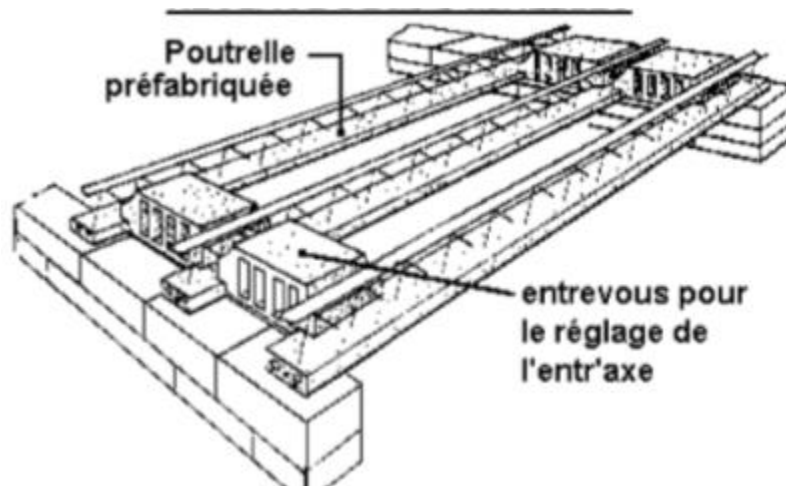


Figure 3.2 : plancher à corps creux à poutrelles préfabriquées

3.1.3 Calcul des poutrelles

Le calcul des poutrelles se fait par deux méthodes :

3.1.3.1 Méthode forfaitaire

Cette méthode est applicable si les conditions suivantes sont vérifiées :

- a - Charges d'exploitation modérées;
- b - Les moments d'inertie sont constants dans toutes les travées;
- c - Le rapport de dimensions entre deux travées successives est compris entre 0.8 et 1.25 ;
- d - La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Les valeurs des moments en travée M_t et en appui M_g et M_d doivent vérifier :

$$M_t + \left(\frac{M_g + M_d}{2}\right) \geq \max(1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0) \quad (3.1)$$

$$M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right) M_0 \quad (3.2)$$

$$M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right) M_0 \quad (3.3)$$

La valeur absolue de chaque moment en appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0.6 M_0$ pour une poutre à deux travées.
- $0,5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0,4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (Travée isostatique indépendante de même portée et supportant le même chargement que la travée

considérée) et $\alpha = \left(\frac{q}{q+g}\right)$ le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées. La figure suivante résume ces conditions.

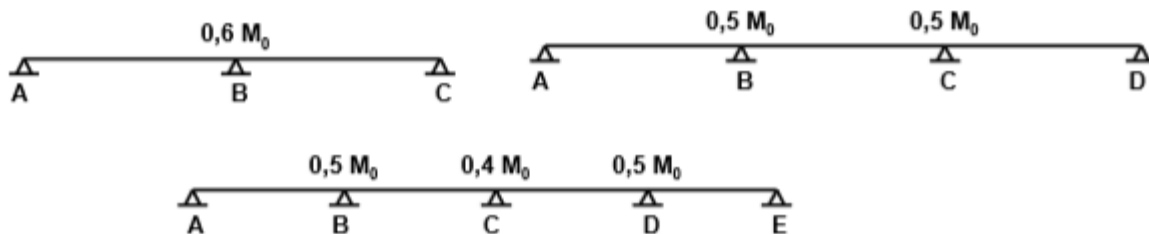


Figure 3.3 : Moments sur appuis des poutres

De part et d'autre de chaque appui on retient, pour la vérification des sections, la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.

Dans la pratique, on prend la valeur minimale des moments sur appui M_g et M_d (En valeur absolue), puis on calcule M_t par la formule des moments. Le moment fléchissant en travée est donné par l'expression suivante :

$$M_t(x) = \mu(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l} = \mu(x) - |M_g| + \frac{|M_g| - |M_d|}{l} x \quad (3.4)$$

Le calcul des moments sur appuis et en travées par la méthode forfaitaire pour une poutre à trois travées est donné sur la figure ci dessous.

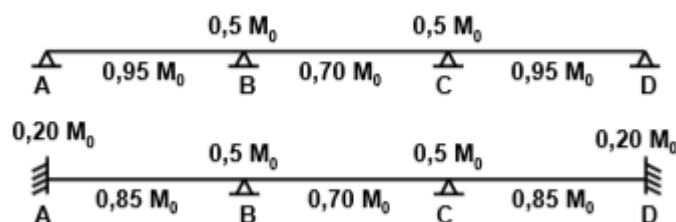


Figure 3.4 : Moments sur appuis et en travées

3.1.3.2 Méthode des trois moments

Le calcul par la méthode des trois moments se fait par comme suit :

1. Déterminer le degré d'hyperstaticité de la poutre k ;
2. Découper la poutre à (n) travées indépendantes (i) chacune de portée L_i et de rigidité flexionnelle EI_i ;

NB : si l'un des appuis de rive est un encastrement, on le remplace par une travée fictive de rigidité flexionnelle infinie $EI = \infty$. (Voir figure 3.5) [6]

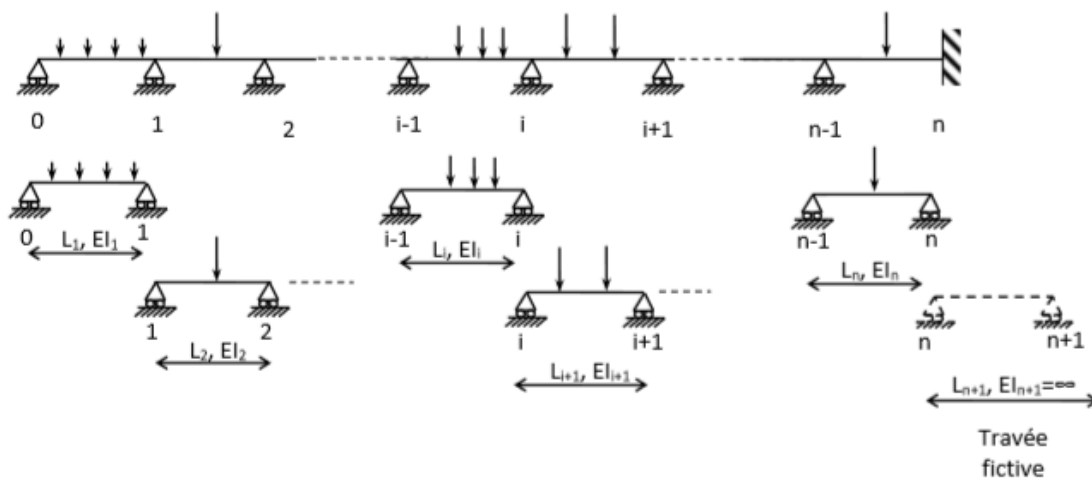


Figure 3.5 Décomposition de la poutre continue en travées indépendantes

3. Pour chaque poutre isostatique de travée (i) , déterminer :

- les réactions des appuis : r_{i-1}^d et r_i^d
- les expressions efforts internes : l'effort tranchant $V_i(x)$ et moment fléchissant $M_i(x)$
- les rotations des appuis : θ_{i-1}^d et θ_i^d

4- écrire les k équation de 3 moments pour chaque deux travées consécutives (i) et $(i+1)$

$$\frac{L_i}{EI_i} M_{i-1} + 2 \left(\frac{L_i}{EI_i} + \frac{L_{i+1}}{EI_{i+1}} \right) M_i + \frac{L_{i+1}}{EI_{i+1}} M_{i+1} = 6(\theta_i^d - \theta_i^g) \quad (3.5)$$

5- Résoudre ces équations pour déterminer les moments M_i sur appuis.

6- calculer les réactions et les efforts internes par la formule suivantes :

- les réactions des appuis : $R_i = r_i^g + r_i^d + \frac{M_{i-1} - M_i}{L_i} + \frac{M_i - M_{i+1}}{L_{i+1}}$ (3.6)

- L'effort tranchant : $V_{I(x)} = v_i(x) + \frac{M_{i-1} - M_i}{L_i}$ (3.7)

- Le moment fléchissant $M_{I(x)} = m_i(x) + M_{i-1} \left(1 - \frac{x}{L_i} \right) + M_i \left(\frac{x}{L_i} \right)$ (3.8)

3.2.2.3 Plancher nervuré

Il est constitué de poutres principales en béton armé supportant des poutrelles secondaires en béton armé espacées par exemple de 1,50 à 2,50 m,

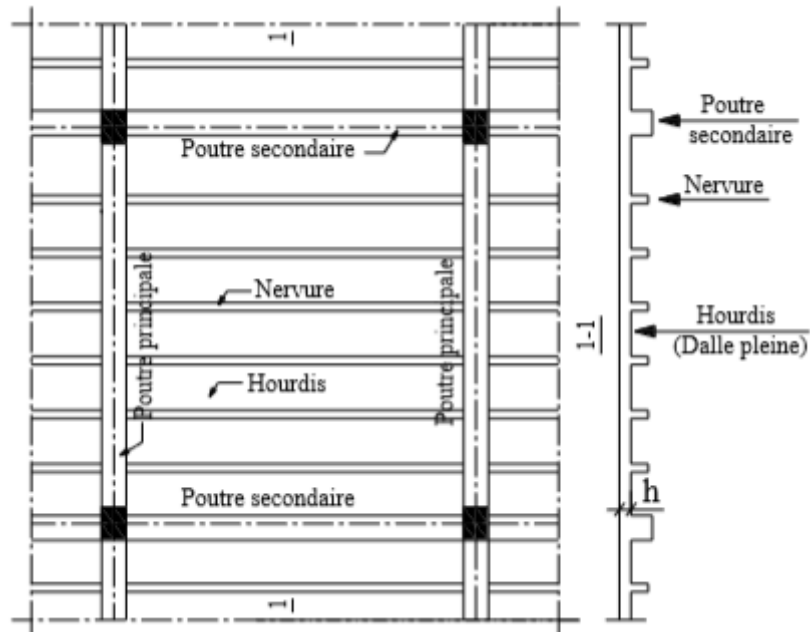


Figure 3.6 : Plancher nervuré

3.2.2.4 Plancher champignon

Il est constitué d'une dalle fortement armée reposant sur des piliers par l'intermédiaire d'un chapiteau, confèrent à l'ensemble la forme de "champignon".[5]

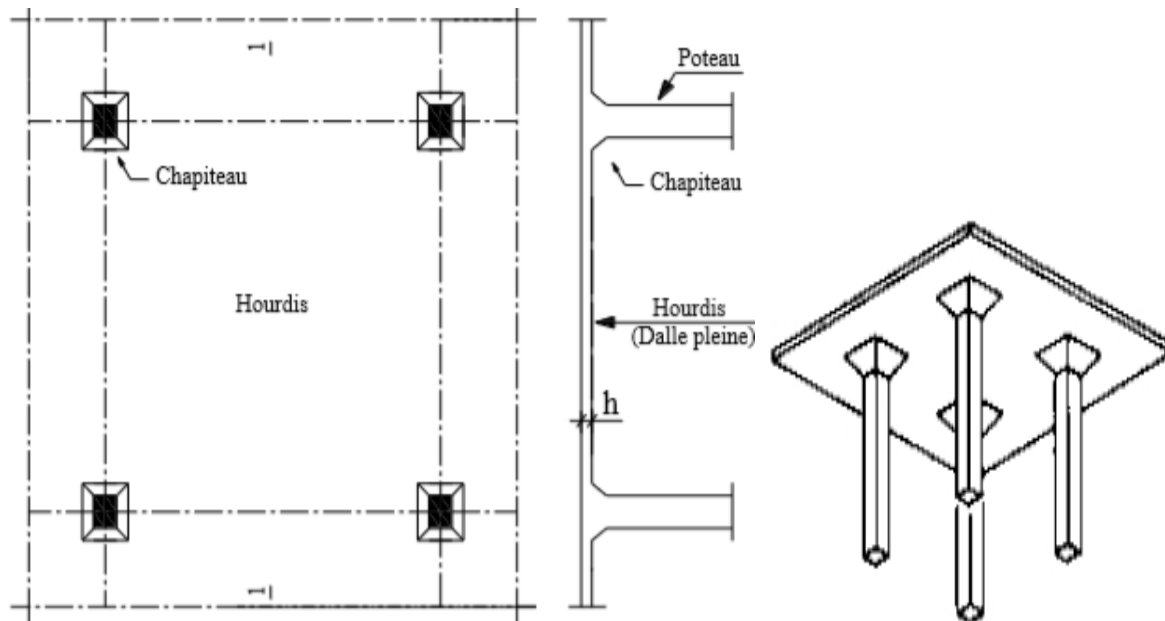


Figure 3.7 : Plancher champignon

3.2.2.5 Plancher dalle

Un plancher dalle est un plancher à sous-face horizontale, sans aucune retombée pour les poutres et s'appuyant directement sur les poteaux avec éventuellement un épanouissement de ces derniers en forme de chapiteau ayant pour but de réduire la portée de la dalle, d'accroître la rigidité et d'éviter le poinçonnement au droit du poteau.

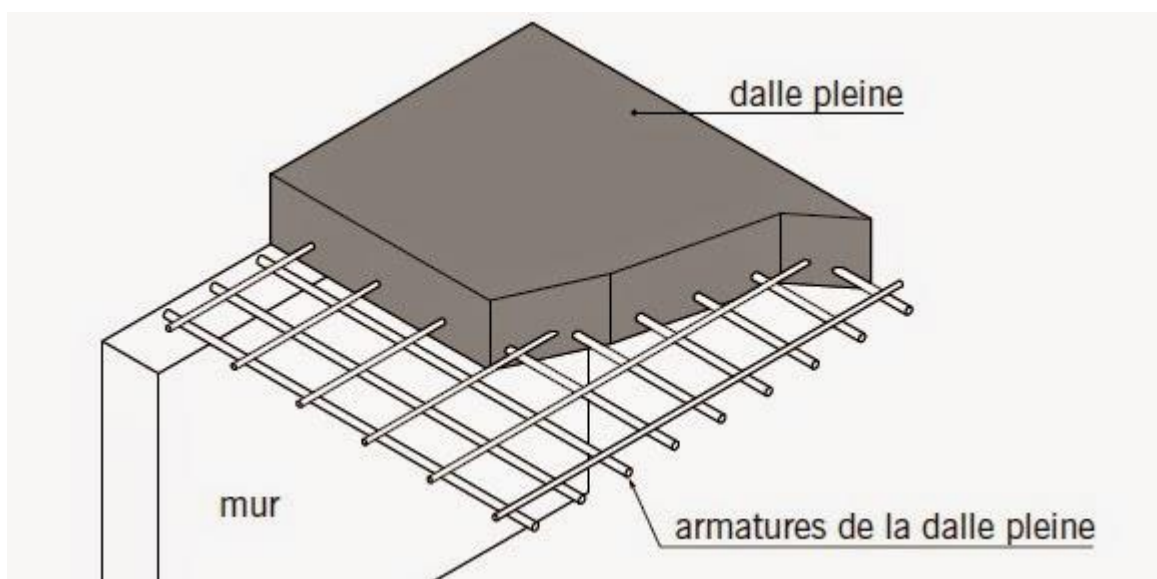


Figure 3.8 : schéma d'un plancher dalle

L'intérêt économique de ce type de plancher résulte dans la simplicité du coffrage et de la possibilité de son emploi car, en général, ces planchers consomment plus de béton et plus d'acier que les planchers avec dalles, poutrelles et poutres apparentes.

Calcul des plancher en dalle pleine :

Soit une dalle de dimension l_x et l_y avec $l_x \leq l_y$, on appelle le coefficient α le rapport : $\alpha = l_x/l_y < 1$. On appelle un panneau de dalle la surface de plancher circonscrit par des poutres ou voiles.

a- Dalle travaille dans un seul sens :

On dit qu'une dalle travaille suivant un seul sens si :

- $l_x/l_y < 0.4$.
- La charge appliquée est uniformément répartie.
- Le calcul de ce type de dalle est assimilé à une poutre de largeur de 1 m et de hauteur h .
l'armature calculée sera disposée suivant la petite portée.

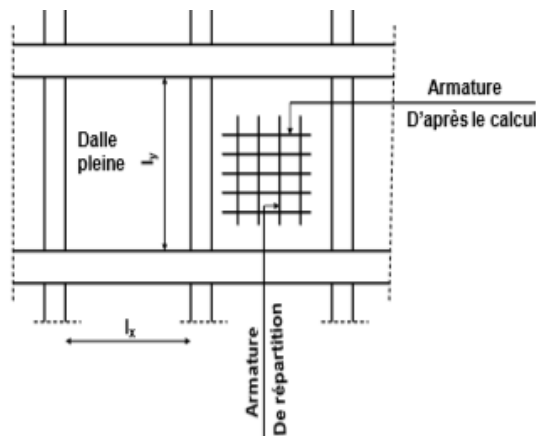


Figure 3.9 : disposition du ferrailage d'une dalle qui travaille dans un seul sens

b- Dalle travaille dans les deux sens :

La dalle travaille suivant les deux directions si :

- $0.4 < l_x/l_y < 1$ et la charge appliquée est uniformément répartie
Ou
- La dalle est soumise à des charges concentrées quel que soit le rapport.

Les armatures seront disposées dans les deux directions [5].

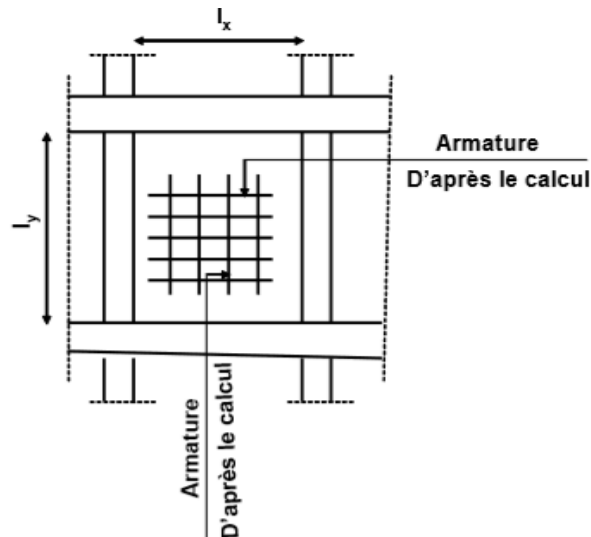


Figure 3.10 : disposition du ferrailage d'une dalle qui travaille dans un seul sens

Le calcul de ce type de dalle se fait par différentes méthodes approximatives telles que :

- La méthode qui utilise les annexes F3 du règlement BAEL.
- La méthode qui utilise les abaques de Pigeaud.
- La méthode qui utilise l'équilibre limite

Détermination des moments :

Le calcul des dalles pleines se fait par une bande de 1 m. les moments calculés au centre de la dalle sont donnés par les expressions suivantes :

$$M_x = \mu_x \cdot q l_x^2 \quad (3.9)$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \quad (3.10)$$

Avec :

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2.4\alpha^3)} \quad (3.11)$$

$$\mu_y = \alpha^3(1.9 - 0.9\alpha) \quad (3.12)$$

avec : $\mu_y > \mu_x$

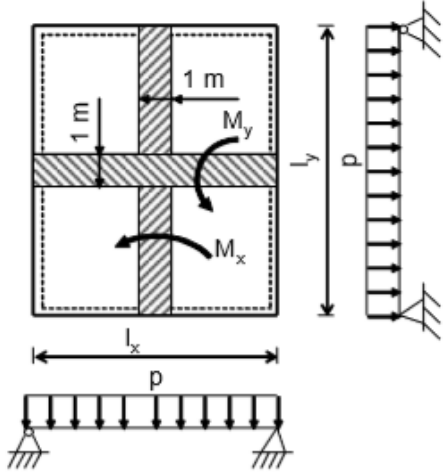


Figure 3.11 : Calcul des moments

3.2 Contreventement de bâtiment

3.2.1 Définition

En génie civil, un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (Par exemple vent, séisme,). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement).

Le premier souci auquel est confronté l'ingénieur d'études est de prévoir des dispositions assurant la stabilité globale et spécialement le contreventement d'ensemble des bâtiments. Ces dispositions doivent avoir pour objet non seulement d'assurer la résistance aux forces horizontales prises en compte dans les calculs, mais aussi de permettre éventuellement aux bâtiments de subir sans dommages excessifs les effets de certaines sollicitations exceptionnelles, telles que des explosions localisées. Ces problèmes se posent avec une acuité particulière dans les immeubles à grand nombre d'étages.

Un contreventement peut être réalisé par des voiles (contreventements verticaux) ou des plaques (contreventements horizontaux) en béton armé, en maçonnerie, en bois ou en tôle ondulée ; ou par des treillis en bois ou en acier [7].

3.2.2 Rôle des contreventements

Le contreventement permet d'assurer une stabilité horizontale et verticale de la structure lors des secousses qui, rappelons-le, ont des composantes dans les trois directions.

Le rôle du contreventement horizontal est de transmettre les actions latérales aux éléments verticaux appelés palées de stabilité.

Pour assurer le contreventement horizontal, les planchers et toitures faisant office de diaphragme rigide ne devraient pas être affaiblis par des percements trop grands ou mal placés pouvant nuire à leur résistance et leur rigidité. Les diaphragmes flexibles devraient être évités pour combattre le déversement des murs notamment en maçonnerie.

Le contreventement vertical par palées devrait répondre à des critères spécifiques tels que :

- **leur nombre** : au moins trois palées non parallèles et non concourantes par étage.
- **leur disposition** : elles seront situées le plus symétriquement possible par rapport au centre de gravité des planchers et de préférence aux angles avec une largeur suffisante.

• **leur distribution verticale** : être régulière ; les palées seront de préférence superposées afin de conférer aux différents niveaux, une rigidité comparable aussi bien en translation qu'en torsion.

3.2.3 Type de contreventements

3.2.3.1 Contreventement par portiques

Les portiques (figure 3.12) doivent être conçus pour résister non seulement aux forces verticales, mais également aux forces horizontales. Cette solution conduit en général à des sections de béton et d'armatures plus importantes, et à des dispositions de ferrailage plus complexes que celles usuellement adoptées dans les structures les plus courantes de bâtiments [7].

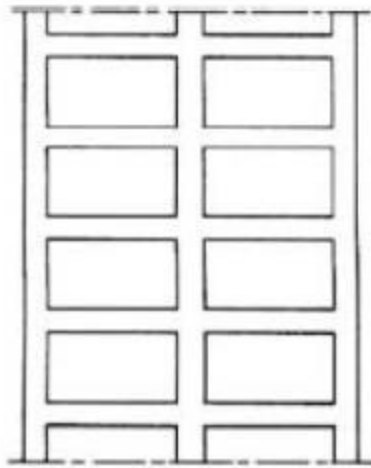


Figure 3.12. Ossature en portiques

3.2.3.2 Contreventement avec voile en béton armé

La solution de contreventement avec voiles en béton armé est actuellement très répandue. Souvent, les voiles constituent également les éléments de transmission des charges verticales, sans être obligatoirement renforcés par des poteaux. Ils assurent ainsi, dans des conditions économiques, à la fois la transmission des charges de pesanteur et le contreventement dans la direction transversale des bâtiments. Il convient de disposer les voiles de contreventement dans des travées voisines du centre des bâtiments, plutôt qu'à une extrémité, et en évitant surtout de les prévoir aux deux extrémités (figure 3.13).

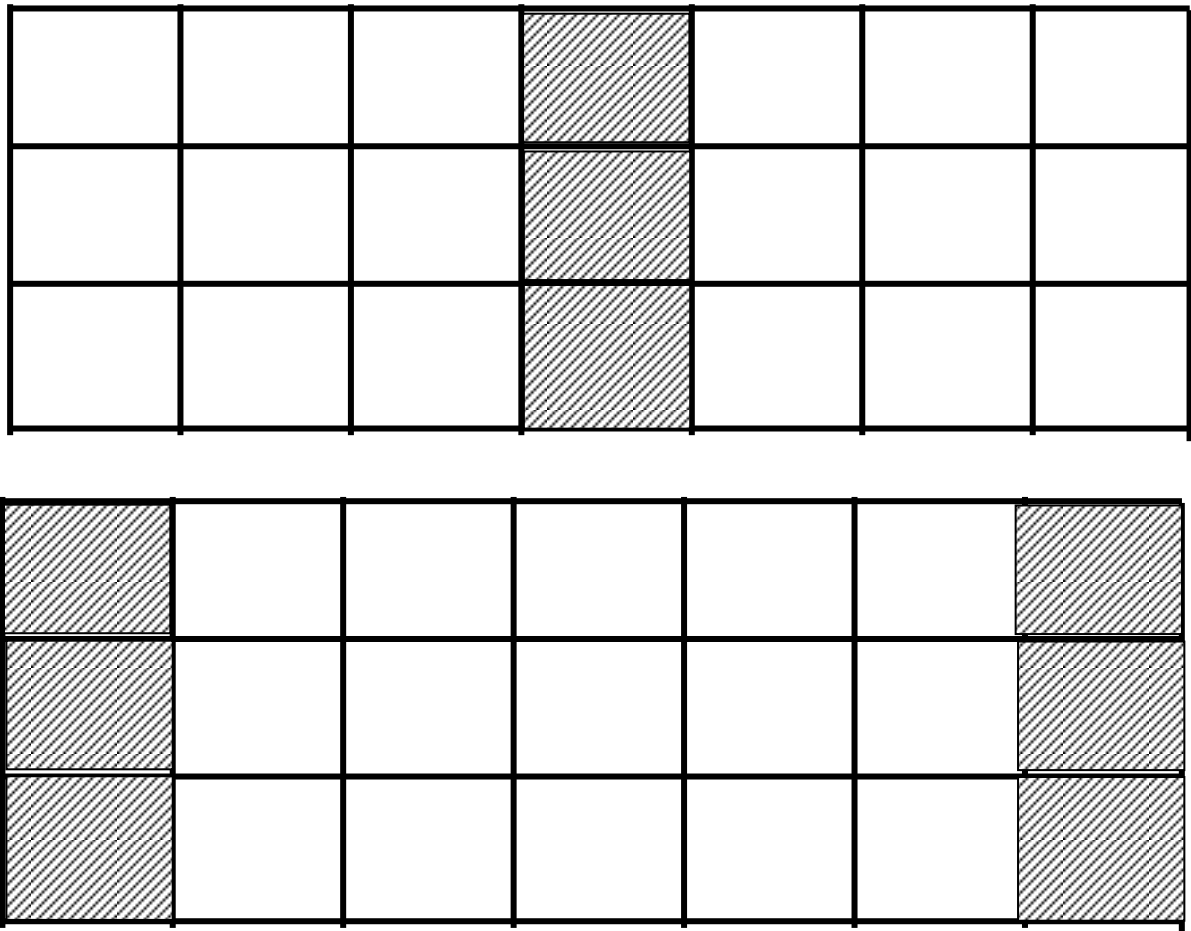


Figure 3.13 : Contreventement par voiles

3.2.3.3 Contreventement par remplissage en maçonnerie

Ce type de contreventement par des remplissages en maçonnerie est plus spécialement à retenir dans le cas de bâtiments comportant un nombre limité d'étages. Cette condition est en général réalisée pour certains murs de cages d'escaliers, de séparation entre logements ou entre corps de bâtiment au droit des joints.

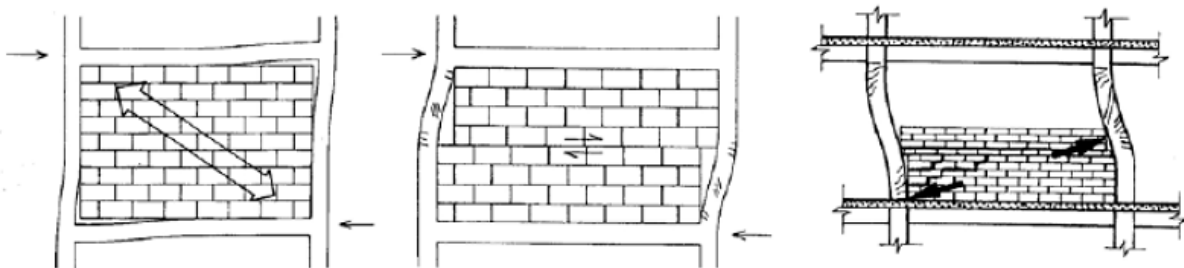


Figure.3.14 : Contreventement par remplissage en maçonnerie [7].

3.2.3.4 Noyau de stabilité des immeubles-tours

La stabilité des immeubles-tours à usage d'habitation et surtout de bureaux est très souvent assurée par un ouvrage situé en partie centrale, constitué par des parois verticales, en voiles de béton armé, disposées suivant des plans orthogonaux, et par les planchers. Cet ensemble trouve le plus souvent sa place dans la zone où sont rassemblées les circulations verticales (ascenseurs et escaliers de secours) et des locaux annexes ne recevant pas la lumière naturelle (salles de bains, toilettes, vestiaires, archives, etc.).

Les parois de ce noyau assurent la transmission d'une partie des charges verticales et, à elles seules, la résistance aux forces horizontales, notamment aux actions du vent. Les éléments verticaux de la structure, tout autour du noyau, n'ont en principe à supporter que des charges verticales [7].

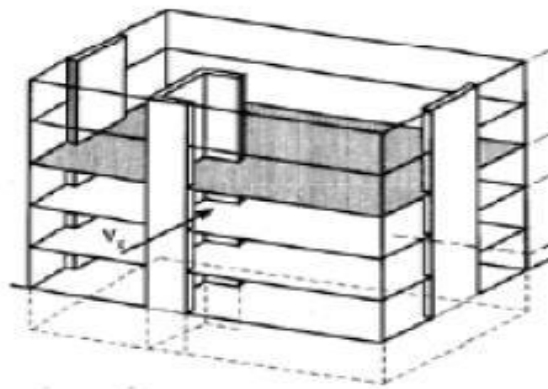


Figure 3.15 : noyau central

3.2.3.5 Contreventement mixte

On peut très bien avoir recours à des contreventements mixtes, utilisant simultanément plusieurs des contreventements mentionnées aux paragraphes précédents. La difficulté essentielle est alors de définir la répartition des forces horizontales entre les divers pans de contreventement, dont les déformabilités peuvent être très différentes en raison de leurs dimensions et de leur constitution.

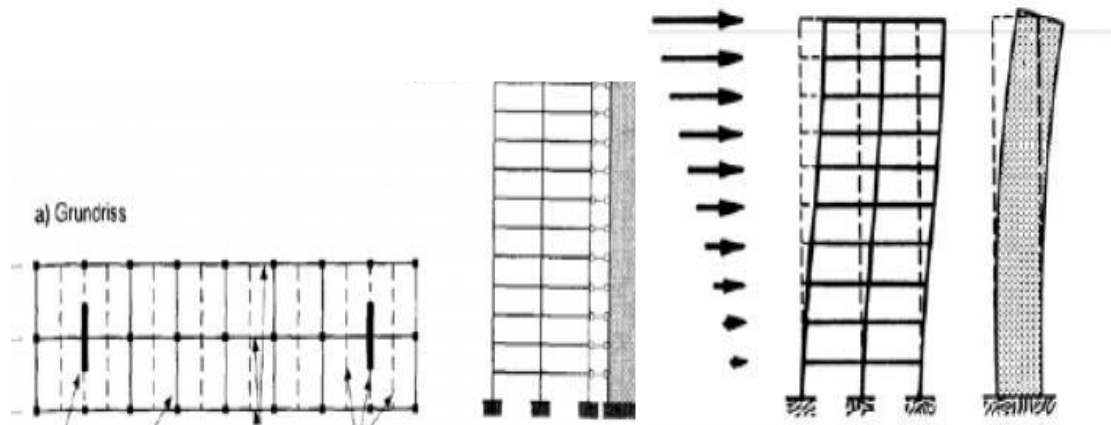


Figure 3.16 : contreventement mixte [7]

3.2.3.6 Contreventement triangulé

La présence des triangulations crée souvent des difficultés pour la réalisation d'ouvertures dans les pans de contreventement : on peut quelquefois trouver une solution plus satisfaisante en disposant les éléments de triangulation non plus sur la hauteur d'un étage, mais sur celle de deux étages (figures 3.17).

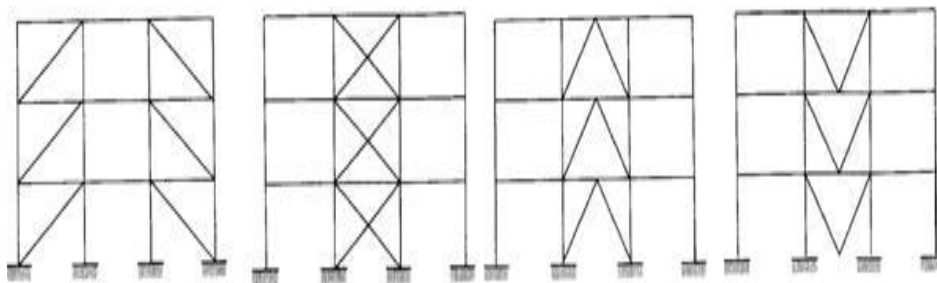


Figure 3.17 : contreventement triangulé

3.2.4 Principes de bases de contreventement de structure

Le contreventement d'un bâtiment doit être pensé dès sa conception, car ce sont la géométrie globale et le positionnement en plan des éléments les plus rigides qui déterminent en grande partie la bonne répartition des efforts dans la structure. Les géométries simples et compactes sont donc à privilégier.

À l'opposé les formes en U ou en L sont à éviter car elles posent des problèmes de concentration de contraintes au niveau des angles et font apparaître de la torsion d'ensemble comme l'illustre la Figure 3.18

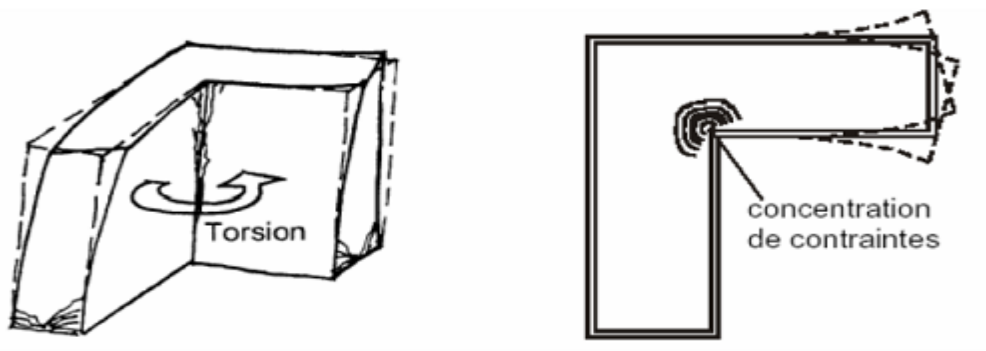


Figure.3.18 : Influence de la géométrie en plan – cas sans joint de dilatation.

La disposition en plan des éléments de contreventement est également très importante. Comme on peut le voir sur la Figure 3.19. Un mauvais positionnement entraîne nécessairement une torsion du plancher qui génère des efforts supplémentaires dans les éléments de contreventement.

La notion de torsion est donc très importante pour l'étude des structures vis-à-vis des efforts horizontaux et celle-ci peut être évitée en faisant coïncider le centre de torsion avec le point d'application de la charge.

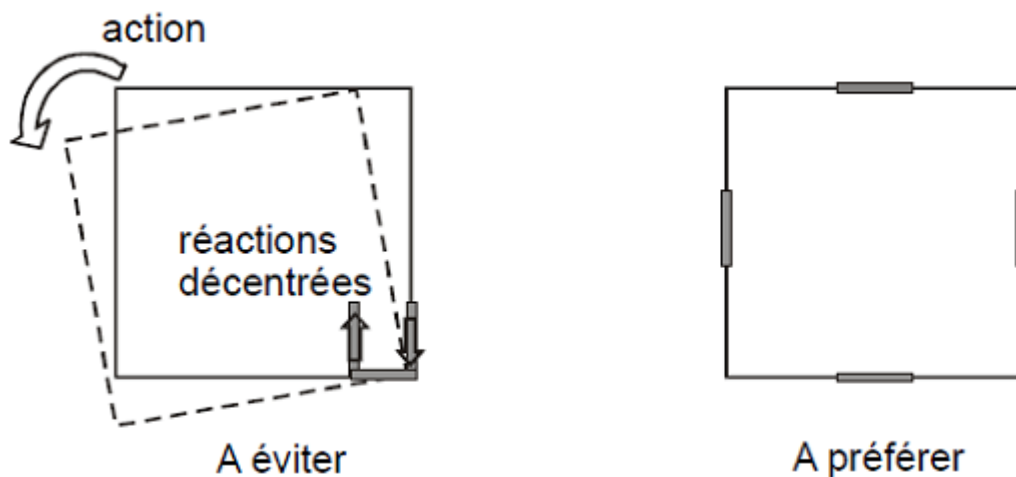


Figure.3.19 : Impact du positionnement des éléments rigides sur la torsion dans le bâtiment.

3.3 Les fondations

3.3.1 Généralités

On appelle fondation la base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise et qui a pour rôle de transmettre à celui-ci toutes les charges de la construction. Les fondations doivent assurer deux fonctions principales :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol sans compromettre la stabilité de l'ouvrage. De ce fait, les fondations doivent être en équilibre sous les sollicitations dues à la superstructure et celles dues au sol.

Les conditions de stabilité doivent conduire à respecter le principe fondamental de l'égalité des actions transmises par la superstructure avec les réactions transmises par le sol. Le terrain d'assise ne doit pas tasser ni rompre sous les massifs de fondation. Les tassements tolérés sont des tassements instantanés (n'évoluent pas dans le temps) et uniformes (figure 3.20), ils sont de l'ordre de 5 à 25 mm.[8] :

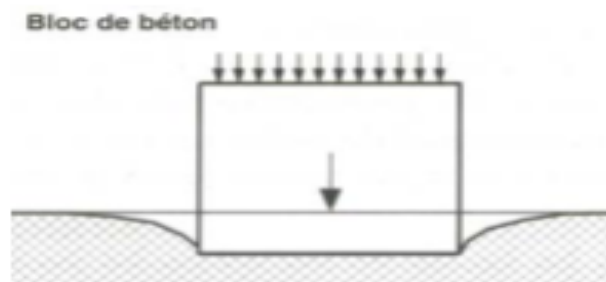


Figure 3.20 : tassement uniforme

Lorsque les tassements ne sont pas uniformément répartis sous l'ouvrage, ils sont dits "différentiels" (figure 3.21). Ils peuvent faire apparaître des fissures dans les murs et les dalles. Ces tassements différentiels apparaissent dans les cas suivants :

- lorsque les fondations sont de natures différentes sous un même ouvrage.
- lorsque les fondations s'appuient sur des couches de terrain de natures différentes.
- lorsque l'ouvrage est chargé dissymétriquement par sa superstructure.
- Lorsque deux bâtiments mitoyens sont construits à des époques différentes.

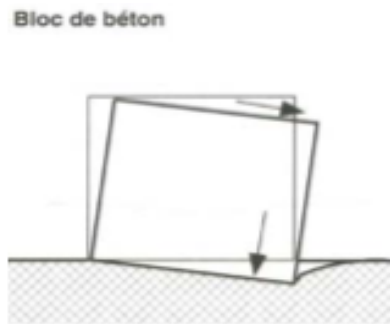


Figure 3.21 : Tassement différentiel

Pour éviter ces phénomènes, on doit toujours adapter les massifs de fondation à la nature du terrain et au type de l'ouvrage à supporter. Il est nécessaire de prévoir des joints de rupture qui désolidarisent les différentes parties d'un bâtiment.

Les massifs de fondation doivent être conçus de façon à éviter toute translation et tout risque de renversement [8].

Pour les constructions réalisées sur des terrains inclinés, les actions exercées par les fondations sur le terrain ne doivent pas provoquer des glissements de l'ouvrage suivant la pente. (Figure 3.22)

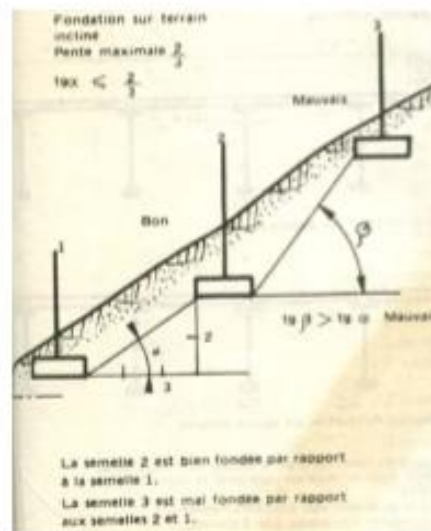


Figure 3.22 : Fondation sur terrain incliné [8]

3.3.2 Facteurs influant le choix des fondations

- Le type d'ouvrage à fonder (immeuble, mur de soutènement, pont, etc.).
- la nature du terrain (sa résistance).
- le site.
- Mise en œuvre des fondations.
- Le coût des fondations.

Cependant le dimensionnement du massif de fondation est fonction :

- des charges supportées par la structure.
- de la nature du terrain (résistance).
- du choix du type de fondation.
- de la nature des matériaux employés.

3.3.3 Classification des fondations

Fonder un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'il supporte dans le sol, suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur, on réalise des fondations superficielles ;
- Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à un grande profondeur, on réalise des fondations profondes.

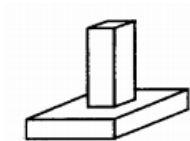
3.3.3.1 Fondations superficielles

Les fondations superficielles sont mises en œuvre lorsque la construction peut prendre appui sur une couche de résistance acceptable à faible profondeur par rapport au niveau le plus bas de la construction et non du terrain naturel. Elles sont considérées superficielles si une des deux conditions suivantes est respectée :

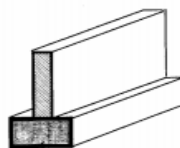
$H/L < 6$ ou $H < 3$ m avec H : profondeur de la fondation et L : largeur de la fondation.

Les fondations superficielles sont de trois types

* **semelle isolée**, placée sous un poteau,



* **semelle filante**, placée sous un mur ou plusieurs poteaux rapprochés,



* **radier** placé sous l'ensemble d'un bâtiment ou souvent juste sous l'ascenseur.

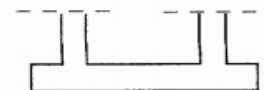


Figure 3.23 : Fondations superficielles

3.3.3.2 Fondations profondes

Les fondations profondes permettent d'aller chercher la couche résistante à une profondeur adéquate en traversant des couches de qualité moindre. Si la couche d'assise est à une trop grande profondeur pour être atteinte, le frottement de la fondation avec les différentes couches de sol rencontrées peut suffire à la résistance.

Les fondations profondes peuvent être :

- Un puits, sorte de semelle de très grande hauteur, (fondation semi-profonde),
- Ou une semelle appelée massif, sous laquelle seront réalisés des pieux. figure 3.24.

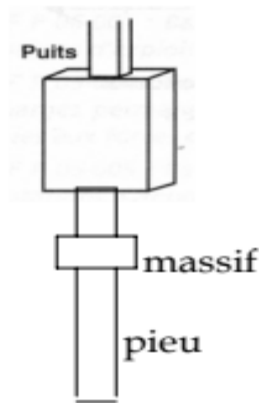


Figure 3.24 : fondation profondes

3.3.4 Pathologie des fondations

En général, les désordres dus à des problèmes de fondation entraînent des frais importants. Ils sont très variés et d'origines diverses. Leurs effets peuvent aller de la fissuration de la structure du bâtiment jusqu'à sa mise en péril, c'est à dire son abandon pur et simple, la construction devenant impropre à sa destination initiale. Les désordres peuvent être dus à [9]:

a- Une reconnaissance incomplète du sol et donc souvent un sol mal adapté :

- profondeur insuffisante des sondages.
- présence de cavités non détectées.
- nappe d'eau insoupçonnée.
- agressivité de l'eau.
- point dur sous un radier.
- terrain d'assise non homogène ou peu résistant et très compressible.
- sol compressible d'épaisseur variable sous radier.
- sols différents sous un même bâtiment.

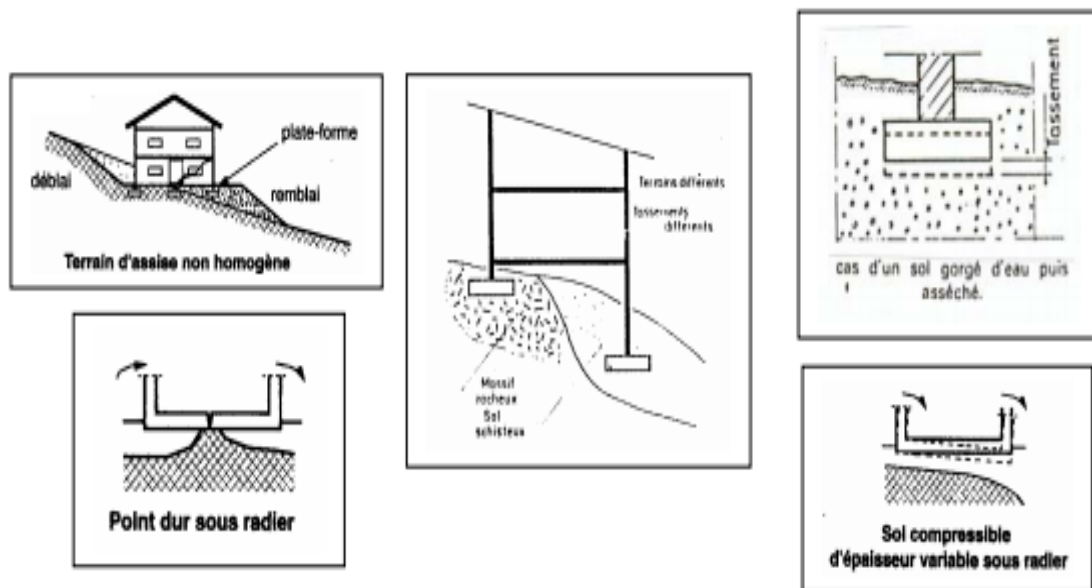


Figure 3.25 : désordres dus à un sol mal adapté [9]

b- Une erreur de calcul ou de conception :

- fondations inadaptées ou mal calculées.
- fondations différentes sous un même ouvrage.
- radier chargé inégalement.
- fondations sur un remblai récent non stabilisé.
- chargement dissymétrique de l'ouvrage.

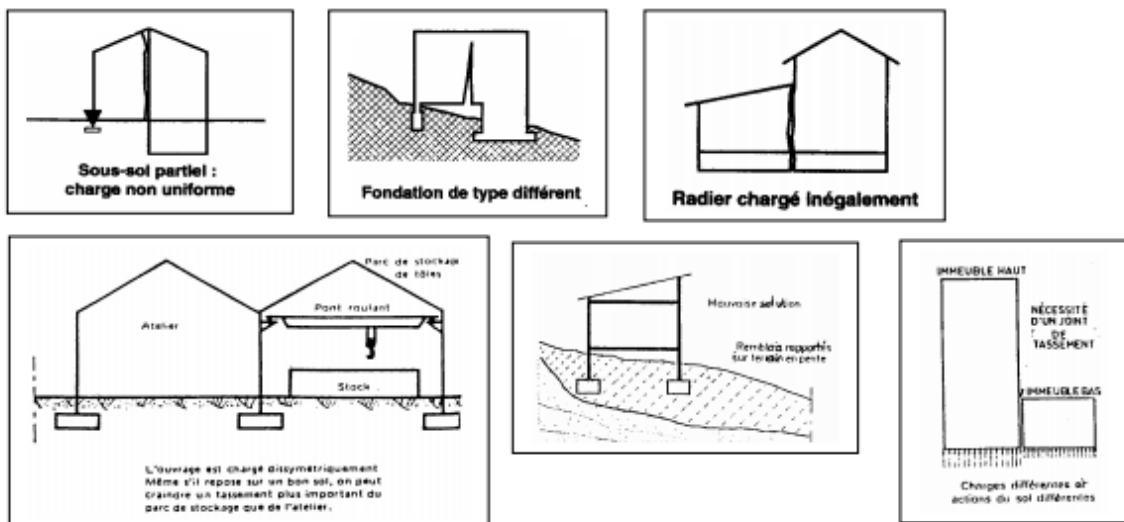


Figure 3.26 : désordres dus à une mauvaise conception [9]

c- Une mauvaise exécution :

- fondation non mise hors gel car profondeur trop faible.
- ferrailage de la fondation mal positionné.
- bétonnage des pieux mal surveillé.
- oubli du drainage.
- présence de terre dans le béton des fondations.



Figure 3.27 : Désordre du à une mauvaise exécution

4.1 Origine d'un séisme

Le séisme qui est la latinisation du mot grec séismos est un mouvement transitoire et passager, provoqué par la libération brutale d'énergie (*contraintes*) accumulée durant des années dans la région sismoactive (figure 4.1). Cette énergie se propage sous forme d'ondes sismiques génératrices d'une série de mouvements vibratoires de la surface de la terre.

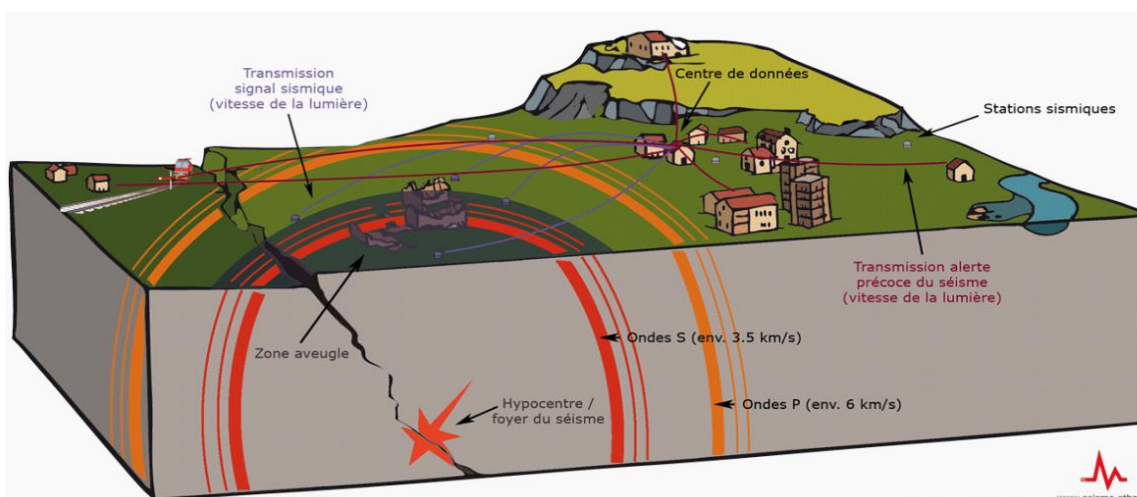


Figure 4.1 : libération des contraintes dues du séisme [10]

Le séisme est un phénomène lié aux mouvements tectoniques continuellement en action qui soulèvent des chaînes de montagnes et creusent des tranchées océaniques à la surface de la terre.

4.2 Action sismique

Le mouvement sismique (ou action sismique) peut se décomposer en la somme d'une composante horizontale et d'une composante verticale (figure 4.2). Il est utile de savoir que la composante verticale est, à l'aplomb de l'épicentre, égale à la composante horizontale. Plus nous nous éloignons de l'épicentre, plus la composante verticale est moins importante par rapport à la composante horizontale. D'autant plus, du fait, que les structures soient réalisées pour supporter leur poids propre, cette composante verticale est moins importante, alors que la

composante horizontale, elle, sera préférée pour dimensionner les structures à la résistance aux efforts horizontaux [11].

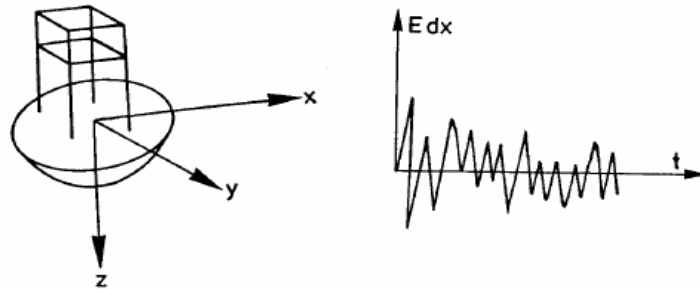


Figure 4.2 : Décomposition de l'action sismique

4.3 Comportement d'un bâtiment lors d'un séisme

Lors d'un séisme, c'est le sol qui est moteur. Les sollicitations mécaniques engendrées par le séisme sont diverses et il est certain qu'une bonne connaissance de son action permettrait de mieux construire et minimiser les dégâts.

Les séismes se manifestent à la surface du sol par un mouvement de va-et-vient (figure 4.3). Le mouvement est caractérisé par le déplacement et l'accélération du sol. Les constructions sont liées au sol par leurs fondations, éventuellement par leurs parties enterrées (sous-sol). Les éléments de construction solidaires au sol suivent ces déplacements. Cependant les parties en élévation ne suivent pas instantanément le mouvement et il s'ensuit une déformation de la structure. Si les constructions ont été conçues et réalisées suivant les règles de l'art en zone sismique, elles passeront par leur position initiale et se mettront à osciller. Au cours du mouvement, le bâtiment parasismique doit réagir dans un temps très court (quelques dizaines de secondes) sans dommage majeur. La rupture survient si le bâtiment n'a pas été conçu pour résister à ces mouvements [12].

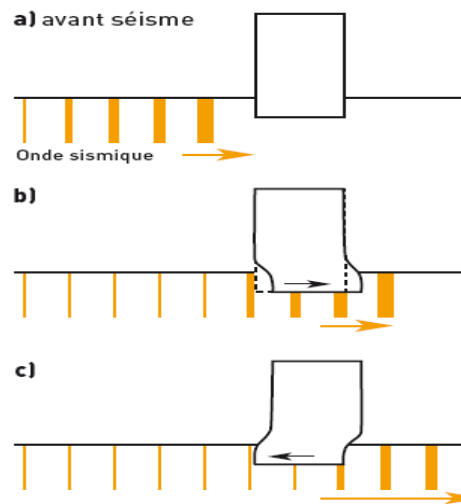


Figure 4.3 : Comportement d'un bâtiment lors d'un séisme [12]

4.4 Causes de l'effondrement des bâtiments

4.4.1 Forme architecturale

La présence d'ailes, de saillies ou de retraits d'étages conduit dans une direction donnée, à des différences de rigidité des diverses parties de bâtiment. Lors d'un séisme, ces parties ont tendance à osciller à des fréquences différentes et se déforment donc à certains moments dans le sens opposé, vrillant autour des zones rigides (figure 4.4). Il en résulte de fortes concentrations d'efforts dans les angles rentrants [13].

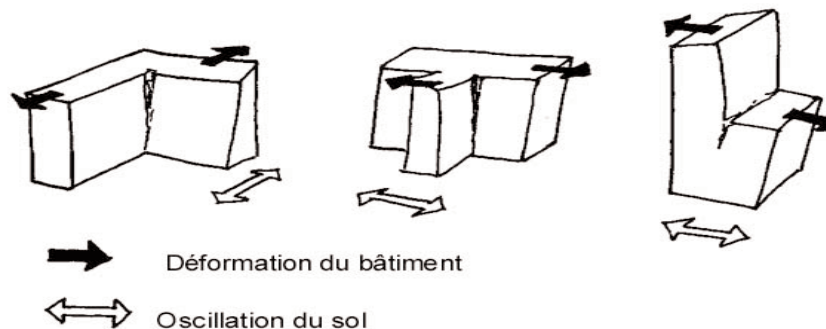


Figure 4.4 : Dommages dus à la forme architecturale du bâtiment

4.4.2 Présence de niveaux souples

De nombreux effondrements de bâtiments lors des tremblements de terre sont à mettre sur le compte d'éléments de stabilisation présents dans les étages supérieurs, mais absents au rez-de-chaussée où seules des colonnes relativement minces subsistent. Cela entraîne un rez-de-chaussée flexible horizontalement « soft storey » et conduit au dangereux mécanisme de

colonnes (mécanisme d'étage) (figure 4.5). ce phénomène se produit aussi lorsqu'il y a un étage supérieur souple (figure 4.6)[13].

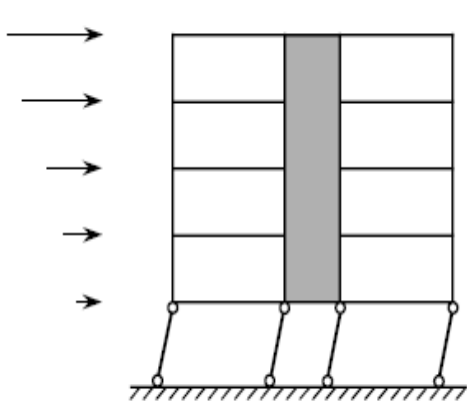


Figure 4.5 : Rez de chaussé souple

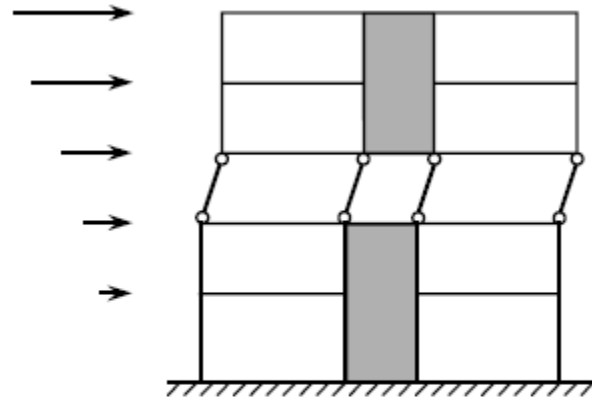


figure 4.6 : Etage souple

4.4.3 Stabilisation dissymétrique

Sur les plans des bâtiments de la figure suivante, seules les parois constituant les éléments de la stabilisation horizontale sont représentées. Les colonnes conçues uniquement pour reprendre des charges verticales n'y figurent pas. Les refends sont disposés de façon fortement asymétrique. Le centre de résistance W ne coïncide pas avec le centre de masse M , ce qui entraîne une forte torsion avec rotation autour du centre de cisaillement S et surtout la rupture des colonnes les plus éloignées du centre S [13].

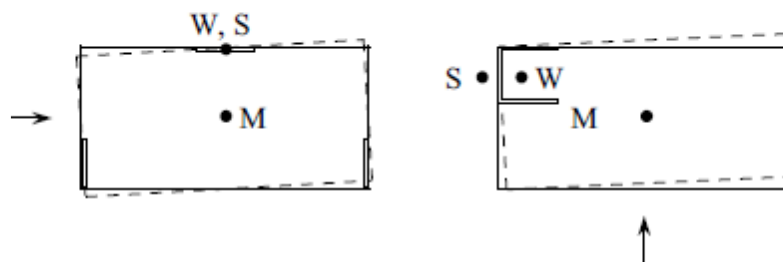


Figure 4.7 : Stabilisation dissymétrique

4.4.4 Stabilisations discontinues :

Une disposition différente en plan et/ou en élévation sur la hauteur des bâtiments, conduit souvent à l'effondrement des bâtiments. Au droit des discontinuités, les moments de flexion et les efforts tranchants ne peuvent généralement pas être reportés de manière satisfaisante. C'est pourquoi toute discontinuité de stabilisation est absolument à éviter [13].

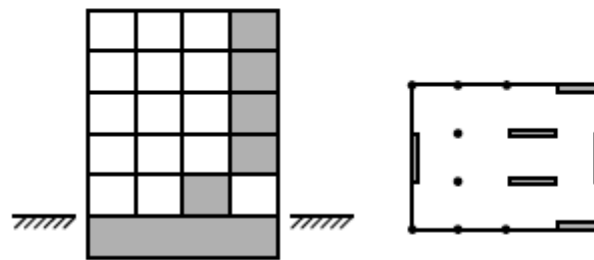


Figure 4.8 : Stabilisation discontinue

4.4.5 Sauts brusques de rigidité et de résistance

Des sauts de rigidité et de résistance du contreventement principal sur la hauteur de la structure porteuse peuvent entraîner un comportement dynamique irrégulier et engendrer des problèmes lors de la transmission locale des efforts. Une augmentation de la rigidité et de la résistance de bas en haut est nettement moins favorable qu'inversement.

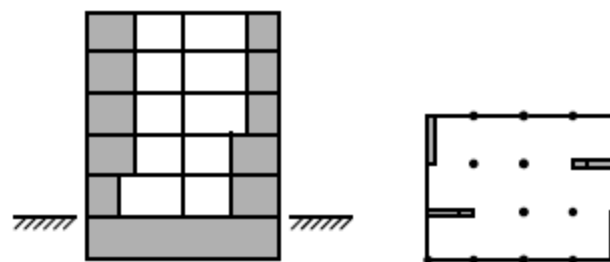


Figure 4.9 Sauts brusques de rigidité

4.4.6 Remplissage des cadres par de la maçonnerie

Le remplissage des cadres par de la maçonnerie est une combinaison extrêmement défavorable de deux méthodes de construction très différentes: les cadres sont souples et plus ou moins ductiles par contre la maçonnerie est rigide et en même temps fragile. Au début d'un tremblement de terre, la maçonnerie reprend presque toutes les forces sismiques, mais après, elle s'écroule souvent par compression oblique ou glissement (faible frottement suite à un manque de compression). Il peut aussi arriver que la maçonnerie cisaille les piliers [13].

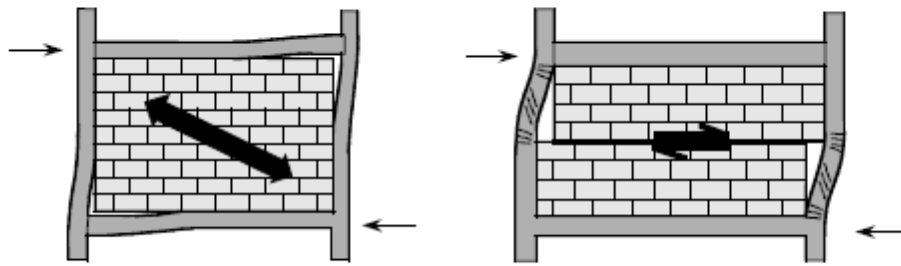


Figure 4.10 Remplissage des cadres par la maçonnerie

4.5 Prévention du risque sismique

La prévention reste le moyen le plus efficace pour l'atténuation et la réduction des effets des tremblements de terre. Les constructions devront résister à des mouvements du sol dont l'amplitude est évaluée à partir de l'effet de site et de la magnitude du séisme majeur attendu pour la région.

Une protection absolue étant impossible contre les effets engendrés par un risque sismique, la prévention doit passer par plusieurs étapes :

En premier lieu, étudier techniquement les conséquences de la sismicité historique, de l'activité de toutes les failles d'une région et les conditions de sol. Puis ces données recueillies pouvant être mises sur des cartes géologiques régionales de diverses échelles pour définir des zones sismiques. A plus grande échelle, elles permettent de reconnaître les régions d'un pays, dans lesquelles diverses intensités de sismicité ont été ressenties ou sont prévisibles. Malgré leur incontestable incertitude, les cartes de risque sismique sont devenues communes : c'est le « micro zonage ».

En second lieu, l'observation fréquente des séismes a contribué à mettre en premier plan le rôle déterminant de la conception parasismique dans la construction. Elle doit s'appliquer sur trois points :

- a. Conception architecturale parasismique ;
- b. Respect de la réglementation parasismique ;
- c. Mise en œuvre soignée de la construction (exécution de qualité).

4.6 Principes de la conception parasismique

Concevoir une construction pour qu'elle résiste aux grands séismes sans dommages est possible, mais un tel cas ne sera ni économique, ni justifié à cause de la faible probabilité d'occurrence de tels séismes. La seule prévention valable dans les zones à risque sismique est

de construire parasismique, c'est-à-dire de respecter certains critères à la fois économiquement justifiés et cohérents du point de vue technique. Voici les points à respecter pour une bonne conception parasismique [14] :

- **Simplicité**

Le comportement d'une structure simple est plus facile à comprendre et à calculer, le risque d'omettre un phénomène particulier, comme une interaction entre parties de raideur différentes ou un cumul d'effets différents entre ces parties est faible.

- **Continuité**

Toute discontinuité dans le dessin d'une structure conduit à une concentration de contraintes et de déformations. Une structure discontinue est toujours mauvaise, car le mécanisme de ruine qu'elle fait intervenir est local. Or la dissipation d'énergie dans la structure devrait être maximale, ce qui est obtenu en faisant intervenir le maximum d'éléments, de manière à constituer un mécanisme de ruine global et non local.

- **Régularité en plan et en élévation**

Pour offrir une meilleure résistance au séisme, la structure doit avoir, si possible, des formes régulières aussi bien en plan figure 4.11 qu'en élévation figure 4.12, afin d'assurer une bonne répartition des sollicitations à travers la structure et de minimiser les effets de torsion

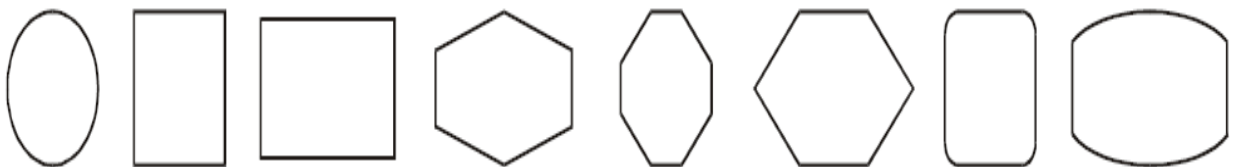


Figure 4.11 Formes favorables : plans simples à 2 axes de symétrie

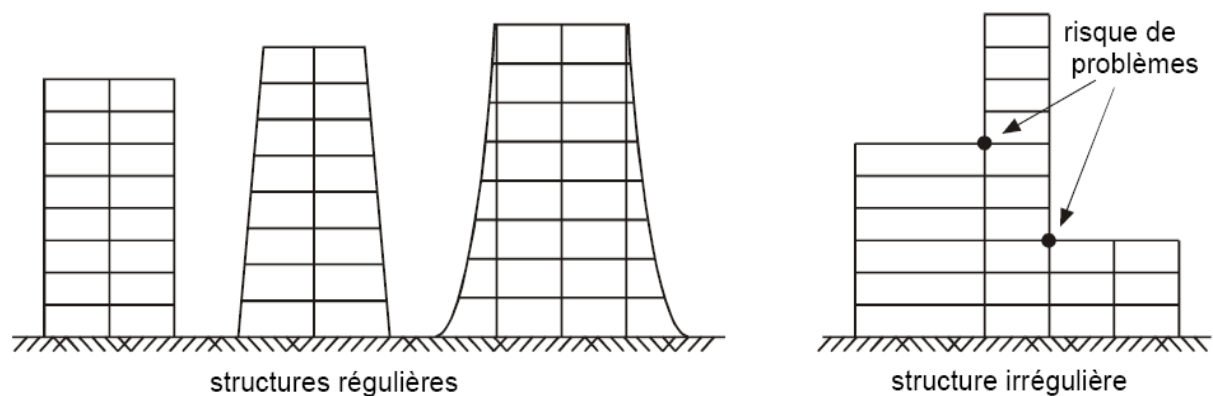


Figure 4.12 : Régularité en élévation.

- **résistance à la torsion**

La distribution des contraintes dans un solide soumis à une torsion est telle qu'il faut que les éléments susceptibles de donner la raideur/résistance torsionnelle à la structure soient portés le plus possible vers la périphérie du bâtiment pour atteindre leur effet maximal. En effet, pour un moment de torsion M_t donné, la résultante de cisaillement V dans chaque contreventement sera déduite de l'équilibre des moments, c'est à dire d'une relation du type $V = M_t / d$ et plus d sera grand plus V sera petit. (Figure 4.13).

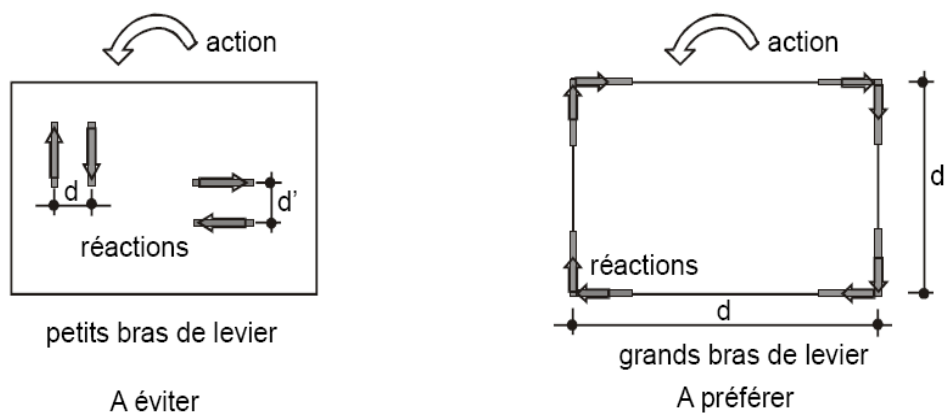


Figure 4.13 : Risque de la torsion du à un bras de levier important dans le plan horizontal.

- **Création d'un mécanisme plastique global**

Dans les bâtiments dont l'ossature primaire est faite de portiques qu'on souhaite faire travailler dans le domaine plastique sous séisme de projet, il est fondamental pour la sécurité de développer les déformations plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, c'est le principe « *poteaux forts – poutres faibles* ».

- **Partition en sous structures**

Lorsque pour une raison quelconque (usage, esthétique), les principes de régularité en plan et de symétrie ne peuvent être respectés, on peut penser à effectuer une partition du bâtiment en plusieurs sous structures; celles-ci sont séparées pour leur comportement structural, mais jointives pour leur utilisation (figure 4.14).

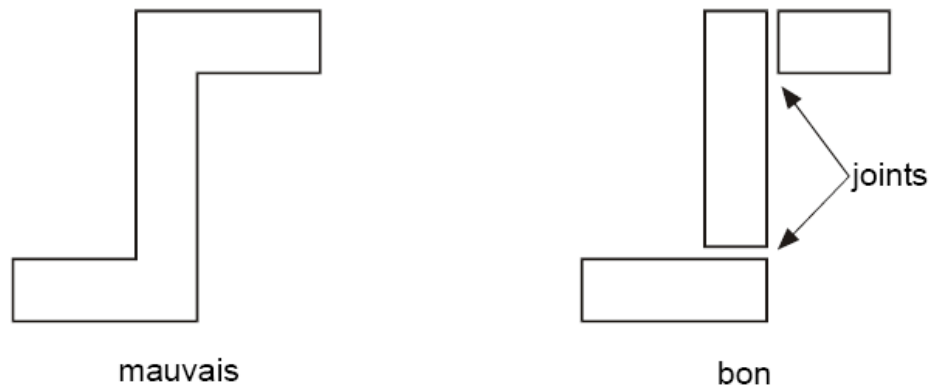


Figure 4.14 : Fractionnement des bâtiments par des joints sismiques ou partition en sous structures.

- **Contreventements**

Les structures doivent comporter des contreventements dans les deux directions principales du bâtiment pour mieux reprendre les charges verticales et pour assurer une transmission directe des forces aux niveaux des fondations [14]

- **Chaînages**

Un critère de base pour la résistance des structures aux séismes est d'assurer une bonne liaison entre les éléments structuraux, qu'il s'agisse de liaisons poutres-poteaux ou murs-planchers. Ces liaisons se font à l'aide des chaînages qui doivent être continus d'un élément à l'autre. Pour cela, il est impératif de respecter les longueurs de recouvrements entre les armatures et les distances entre les étriers [14].

- **Fixation des éléments non structurels**

La première cause de mort en cas de séisme de faible intensité est la chute d'éléments non structurels mal fixés ou peu résistants placés en hauteur : cheminées (mortiers dégradés), éléments décoratifs de façade, cloisons ou vitrages appliqués aux façades, parois intérieures de séparation simplement posées au sol (maçonneries intérieures des immeubles) et non tenues en leur point haut, bibliothèques, équipements techniques, etc....

4.7 Réglementation parasismique

L'expérience montre que l'application des règles parasismiques limite d'une manière importante l'ampleur des dommages sismiques.

Les bâtiments conformes aux règles parasismiques ont rarement subi des dommages graves. Le respect des règles réduit donc considérablement le risque d'effondrement des

constructions. Sans toutefois le garantir. En effet, lors des séismes majeurs, il est arrivé que des bâtiments calculés selon des règles de construction parasismique soient par fois sévèrement endommagés ou même effondrés.

L'application des règles parasismiques réduit donc la vulnérabilité d'une construction ou d'une population de constructions et par conséquent le coût des dommages par rapport au coût de la construction.

4.8 Méthode de calcul sismique des structures

Dans les codes et règlements parasismiques, l'étude de la réponse des structures sous l'action sismique est conduite en faisant appel à différentes méthodes selon la nature de l'ouvrage et sa destination et la nature de l'excitation sismique.

Le choix des méthodes de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure doivent donc avoir pour objectif une approche fidèle que possible du comportement réel de l'ouvrage considéré, compte tenu non seulement du type d'ossature, mais aussi des caractéristiques du matériau constitutif et, bien entendu, des conséquences dues aux approximations habituelles telles que la non prise en compte des éléments secondaires de structures et des éléments non structuraux ; l'expérience et le jugement du calculateur sont ici des facteurs déterminants [15].

L'analyse des structures de bâtiment sous l'action des séismes consiste à déterminer les forces maximales et surtout les déformations maximales qu'elles peuvent subir. Ces informations permettent de les dimensionner afin de résister aux tremblements de terre.

Quatre procédures sont présentées pour l'analyse sismique des bâtiments : deux procédures linéaires, et deux autres non linéaires. Les deux procédures linéaires se nomment la méthode statique linéaire (*LSP*) et la méthode dynamique linéaire (*LDP*). Les deux procédures non linéaires se nomment la méthode statique non linéaire (*NSP*) et la méthode dynamique non linéaire (*NDP*).

4.8.1 Méthodes statiques

L'emploi de ces méthodes suppose une justification de la représentativité des chargements sismiques utilisés et de leur caractère enveloppe.

4.8.1.1 Méthode statique linéaire

Dans le *LSP* (*Linear Static Procedure*), le bâtiment est modélisé avec une rigidité linéairement élastique. Des demandes de séisme sont représentées par les forces latérales statiques dont la somme est égale au pseudo charge latérale définie par l'équation (4.1). L'importance du pseudo charge latérale a été choisie dans l'intention d'appliquer le chargement au modèle linéairement élastique du bâtiment et par conséquent avoir des

amplitudes de déplacement de conception se rapprochant des déplacements maximums qui sont prévus pendant le séisme. Si la réponse du bâtiment au séisme est essentiellement élastique, les forces internes calculées seront approximativement raisonnables à celles prévues pendant ce séisme. Par contre si le bâtiment répond inélastiquement, comme est généralement le cas, les forces internes qui se développeraient dans le bâtiment seront inférieures à celles calculées sur une base élastique [16].

$$p = C_1 C_2 C_3 S_a W \quad (4.1)$$

p : Pseudo charge latérale ;

C_1 : le facteur de modification pour estimer la déformation maximum non élastique de système à un seul degré de liberté de leur déformation maximum élastique;

$$\left\{ \begin{array}{l} C_1=1,5 \text{ pour } T < 0.10 \text{ sec} \\ C_1=1.0 \text{ pour } T \geq T_c \end{array} \right.$$

T : Période fondamentale du bâtiment dans la direction considérée ;

T_c : La période caractéristique du sol ;

C_2 : Facteur de modification pour représenter l'effet de la dégradation de rigidité et de la détérioration de force sur la réponse maximale de déplacement ;

C_3 : Facteur de modification pour inclure l'effet P- Δ ;

S_a : Accélération de spectre de réponse ;

W : Poids de la structure.

Les méthodes statiques linéaires équivalentes mettant en œuvre des modèles et des chargements sismiques simplifiés peuvent être utilisées pour prendre en compte les effets du séisme dans le dimensionnement des ouvrages ou parties d'ouvrages. Ces approches sont principalement utilisées pour le dimensionnement des éléments non structuraux.

L'approche statique (équivalente), basée sur les spectres de réponses ; moins coûteuse, elle est adoptée par les codes et règlements de calcul parasismiques dans le cas des structures courantes (structures de bâtiments régulières à faible et moyenne hauteur).

Le calcul statique équivalent implique la substitution au calcul dynamique des équivalents statiques qui sont censés produire les mêmes effets. Le calcul statique peut être considéré comme dérivant de l'analyse modale par les simplifications suivantes:

- Le mode fondamental est seul pris en compte, les masses modales négligées étant reportées sur ce mode ;
- La déformée du mode fondamentale est arbitrairement assimilée à une droite pour les structures à portiques et à une parabole pour les structures à voiles.

Pour appliquer les méthodes de calcul simplifiées et déterminer les coefficients de comportement appropriés, on doit faire une classification des bâtiments en fonction de leurs régularités structurales.

On distingue :

- Les structures dites régulières : application de la méthode pseudo-statique ;
- Les structure à régularité moyenne : application de la méthode de Rayleigh ;
- Les structures irrégulières, qui font l'objet d'une analyse modale.

4.8.1.2 Méthode statique non linéaire

Les approches simplifiées pour l'évaluation sismique des structures qui considèrent le comportement inélastique, utilisent généralement les résultats d'une analyse statique de rupture pour définir la performance inélastique globale de la structure. Actuellement pour atteindre ce but, la procédure statique non linéaire (*NSP*) est utilisée. Les demandes sismiques sont calculées par une analyse statique non linéaire de la structure soumise à des forces latérales monotones croissantes avec une distribution invariante sur la hauteur jusqu'à ce qu'un déplacement prédéterminé soit atteint [16].

a- L'analyse Push-over

L'analyse statique non linéaire (*push-over*) peut donner un aperçu sur les aspects structuraux qui contrôlent la performance pendant un séisme sévère. L'analyse fournit des informations sur la force et la ductilité de la structure qui ne peuvent pas être obtenues par l'analyse élastique.

En faisant une analyse *push-over*, l'effort tranchant à la base par rapport à la courbe du déplacement maximal de la structure, habituellement désignée courbe de capacité, est obtenu. Pour évaluer si une structure est adéquate à résister à un certain niveau de charges sismiques, sa capacité doit être comparée avec les exigences qui correspondent à un scénario de l'événement sismique. Cette comparaison peut être basée sur des forces ou des déplacements.

Dans l'analyse *push-over*, la distribution des forces et le déplacement cible sont basés sur des suppositions très restrictives, par exemple, une forme du déplacement indépendante du temps. Donc, ceci n'est pas exact pour les structures où les modes supérieurs sont importants et elle peut ne pas détecter les faiblesses structurelles qui peuvent exister quand les propriétés dynamiques changent après la formation du premier mécanisme local de plastification. Une possibilité pratique pour pallier partiellement aux limitations imposées par l'analyse *push-over*, c'est supposer deux ou trois formes différentes de déplacements (modèles des charges), et ensuite prendre l'enveloppe des résultats, ou utiliser la distribution adaptative des forces qui tentent de suivre le plus près possible la distribution des forces d'inertie qui varient avec le temps.

b- Méthode de spectre de capacité de l'ATC 40

Dans cette méthode, la capacité de la structure est représentée par une conversion de la courbe de *force-déplacement*, obtenue par l'analyse *push-over*, en une courbe (*spectre de capacité*), c.-à-d. une parcelle des accélérations et des déplacements d'un système équivalent de SDOF. La demande du mouvement du sol est définie par des spectres de réponse *accélération-déplacement*, avec le niveau approprié de l'atténuation élastique équivalente interprétée de la demande de ductilité. Des itérations sont exigées afin d'assortir les ductilités au point de performance obtenu sur le spectre de demande et le diagramme de capacité en dessous d'une tolérance donnée [17].

4.8.2 Méthodes dynamiques

Pour analyser la réponse d'une structure à un chargement dynamique, il est nécessaire de calculer le mouvement de cette structure pour ce chargement. En pratique, ce problème revient à la résolution d'un système d'équations de mouvement qui prend, pour une structure à "*n*" degrés de liberté, la forme matricielle suivante :

$$[M]\ddot{u} + [C]\dot{u} + [K]u = F(t) \quad (4.2)$$

[M] : Matrice des masses ;

[C] : Matrice d'amortissement ;

[K] : Matrice de rigidité ;

u : Vecteur déplacement relatif des différents points de la structure ;

F(t) : Vecteur correspondant au chargement qui est une fonction du temps.

Dans le cas de l'analyse d'une structure à une excitation sismique, cette équation a pour expression :

$$[M]\ddot{u} + [C]\dot{u} + [K]u = [M]\vec{\Gamma}(t) \quad (4.3)$$

Γ : Vecteur correspondant à l'accélération du sol $\gamma(t)$, $\Gamma(t) = \gamma(t) \cdot U$;

U : Vecteur unitaire dans la direction du séisme.

En général, une structure continue est discrétisée en un certain nombre de points. Une fois les matrices de masse, d'amortissement et de rigidité obtenues, l'équation du mouvement de la structure est déterminée et il ne reste, pour avoir les réponses recherchées, qu'à choisir la méthode de calcul la plus adéquate. Ce choix est dicté par la précision recherchée et les moyens de calcul dont on dispose.

4.8.2.1 Analyse dynamique linéaire

Les méthodes temporelles applicables au cas linéaire sont de deux types :

- les méthodes temporelles modales, dans lesquelles la solution est recherchée sur la base des modes propres ; il suffit alors, pour chacun des modes retenus, de résoudre l'équation différentielle de la dynamique (équation 4.2) ; la solution en termes de déplacement s'obtient par combinaison des réponses modales ;
- les méthodes temporelles d'intégration directe, qui utilisent des schémas de discrétisation dans le temps de l'équation dynamique, permettant de calculer la solution au temps $t + \Delta t$ (Δt étant le pas de temps) à partir de l'état connu au temps t ; un grand nombre de schémas de ce type a été proposé ; certains sont inconditionnellement stables, c'est à dire qu'il n'y a pas de condition imposée a priori à la valeur de Δt . En pratique, une bonne précision n'est obtenue que si le Δt choisi permet une bonne présentation des variations de (I) ; pour d'autres schémas, il y a une condition de stabilité à respecter, Δt devant être inférieur à une valeur limite qui dépend des caractéristiques de la structure.

4.8.2.2 la méthode modale spectrale

L'analyse modale spectrale est universellement reconnue comme méthode de référence pour étudier le comportement d'une structure soumise à l'action d'un séisme. Elle permet de calculer efficacement les valeurs maximales probables de toutes les variables d'intérêt (déplacements, accélérations, réactions, sollicitations, etc.), en déterminant la réponse maximale de chacun des modes propres, et en superposant ces réponses modales par combinaison quadratique complète (CQC) ou par la méthode des Racine carrée de la somme des carrée (SRSS) [18].

Cette méthode est utilisée par tous les logiciels d'analyse de structures traitant du calcul sismique. Toutefois, l'exploitation des résultats des calculs présente une difficulté d'ordre à la fois théorique et pratique, non traitée par la plupart des logiciels, liée à la méthode de superposition des réponses modales.

a) Principe

La méthode modale spectrale consiste à appliquer un spectre de réponse réglementaire à une structure donnée après avoir déterminé ses valeurs et formes propres. Celle-ci est en général la méthode la plus utilisée lorsque la méthode statique équivalente n'est pas applicable mais elle a l'inconvénient de ne pas pouvoir indiquer le temps pour lequel a eu lieu soit la réponse maximale soit une réponse donnée. De plus cette technique, nécessite des combinaisons modales et directionnelles pas toujours évidentes.

L'analyse dynamique d'un bâtiment repose sur les hypothèses suivantes :

- La réponse d'une structure est prépondérante au voisinage des fréquences propres dite « de résonance » de la structure ;
- Le comportement global de la structure est une superposition de chacun des modes propres.

b) Les étapes de la méthode

1- Modélisation de structure

La modélisation est l'établissement de modèles à partir de la structure réelle, pour déterminer ses modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique,

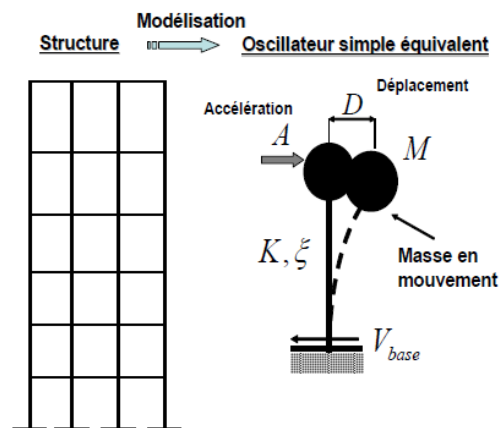


Figure 4.15 : Modélisation d'une structure

2- Recherche des modes propres

La modélisation d'une structure réelle par un oscillateur simple ne permet d'aborder valablement qu'un nombre réduit d'ouvrage, de type masse concentrée sur un support négligeable.

L'étude du comportement dynamique d'une structure doit être élargie à plusieurs degrés de liberté (DDL), et interpréter le mouvement global de cette structure (*oscillateur multiple*) soumise à un chargement dynamique quelconque comme une combinaison de n déformées des modes de vibration, ce qui permet de ramener l'étude d'un système à ' n ' DDL à celle de n oscillateurs simples et reconduire ainsi les conclusions auxquelles on abouti pour l'oscillateur simple.

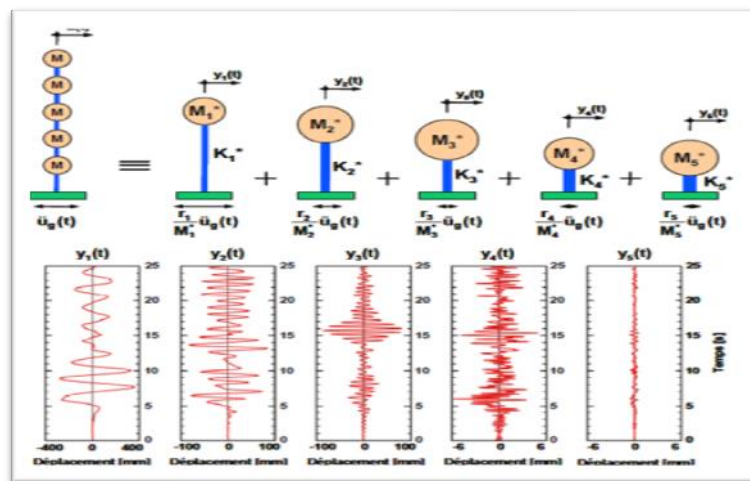


Figure 4.16 : Combinaisons des modes propres

3- Sélection des modes utiles

La majorité des règles parasismique demandent de chercher les « n » premiers modes correspondant à une masse modale cumulée d'au moins 90% de la masse totale pour les deux directions de calcul.

Le critère le plus pratiqué pour valider la sélection effectuée sur les modes est celui des masses modales effectives, qui consiste donc à normaliser par rapport aux masses du bâtiment.

La masse modale effective du mode j pour la direction X est:

$$M_j(x) = (\Phi_j^T M \Delta)^2 / \Phi_j^T M \Phi_j = \Phi_j^T M \Phi_j \Gamma_j^2(x) \tag{4.4}$$

$$\text{Le déplacement modal maximal : } y_n = L_n S_{an}(T_n, \xi_n) / M_n \omega_n^2 \quad (4.5)$$

$$\text{Le déplacement maximal: } X_{jn} = L_n \Phi_{jn} S_{an}(T_n, \xi_n) / M_n \omega_n^2 \quad (4.6)$$

$$\text{L'effort tranchant maximal: } V_n = \sum f_{jn} \quad (4.7)$$

$$\text{Le moment maximal : } M_n = \sum h_j f_{jn} \quad (4.8)$$

$$\text{Avec: } f_{jn} = L_n m_j \Phi_{jn} S_{an}(T_n, \xi_n) / M_n \quad (4.9)$$

4- Combinaison des réponses modales

La combinaison des réponses modales s'effectue en générale de deux façons.

Lorsque les modes que l'on veut combiner entre eux ont des fréquences propres clairement séparées, il est possible de faire un cumul quadratique des actions ou des efforts découlant des actions au moyen de la formule suivante :

$$X = \sqrt{\sum_{i=1}^n X_i^2} \quad (4.10)$$

Où :

X : la grandeur que l'on veut combiner entre différents modes ;

X_i : la réponse pour chacun des modes.

Cette première méthode de superposition des effets des différents modes est appelée méthode SRSS (*Square Root of the Sum Square : Racine carrée de la somme des carrées*).

Lorsque, au contraire, les modes se produisent avec des fréquences propres voisines, on ne peut plus utiliser cette superposition quadratique. On utilise alors une méthode de superposition qui tient compte de la possibilité d'avoir une réponse qui fasse intervenir de façon concomitante deux modes différents. Cette méthode de combinaison est une méthode de combinaison dite CQC (*Combinaison Quadratique Complète*).

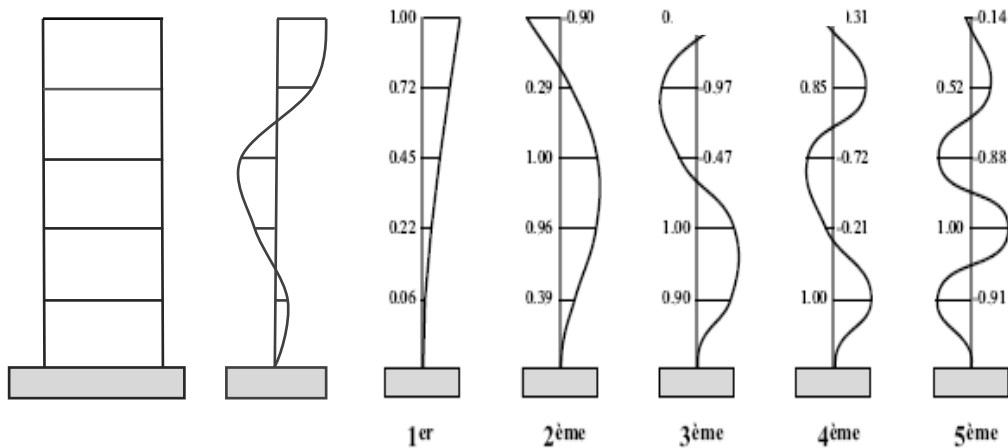


Figure 4.17 : combinaison des déplacements des premiers modes propres

4.8.2.3 Analyse dynamique non linéaire

La forme la plus complète d'analyse des structures dont le comportement est non linéaire sous action sismique est le calcul dynamique temporel non linéaire. On tient explicitement compte du caractère non linéaire du comportement des éléments structurels en fournissant en données les lois de comportement non linéaires de ces éléments (courbe $M-\theta$).

Dans cette méthode, l'action sismique est représentée par des accélérogrammes. Le calcul s'effectue pas à pas sur le temps et peut durer longtemps, même pour des structures simples ; il est difficilement envisageable pour des structures complexes et est réservé à des études particulières, comme l'établissement des coefficients de comportement R . Plusieurs accélérogrammes sont nécessaires pour éviter de biaiser certains aspects du contenu fréquentiel du spectre de réponse reconnu comme la référence d'action sismique de la région [19].

4.8.3 Performance sismique des bâtiments

Les méthodes de dimensionnement en génie civil sont traditionnellement fonction de la force à laquelle la structure devra résister. Ainsi, en conception parasismique, l'approche basée sur une force élastique maximum minorée afin de tenir compte des effets d'un séisme, dans un premier temps, évoluée vers une approche basée sur l'utilisation d'un facteur de réduction de la force sismique élastique. Cette force est proportionnelle à la ductilité en déplacement de la structure. Toutefois, on conçoit que, de par sa nature, une approche basée directement sur des critères de déplacement serait plus appropriée au dimensionnement parasismique.

Lorsque le dimensionnement ou la vérification d'un ouvrage vise directement à atteindre ou à contrôler des déplacements dans la structure et non plus à équilibrer des forces, l'action sismique peut naturellement être représentée par un déplacement et non plus par une force ou une simple accélération.

Ainsi, pour une structure d'importance donnée et en fonction de la sévérité du séisme, l'objectif de performance pourra varier de l'utilisation immédiate (séisme de faible intensité), à un état opérationnel mais nécessitant des réparations (séisme modéré) puis, à un état de sauvegarde de vie humaine pour un évènement sismique rare et sévère. À ce niveau de performance, les dommages peuvent être irréparables, mais la structure ne s'effondre pas. On distingue les trois niveaux principaux de performance suivants :

- **Occupation immédiate :**

Ce niveau correspond au comportement élastique de la structure, aucun endommagement significatif ne se produit. A ce stade, la structure conserve la résistance et la rigidité qu'elle avait avant que le séisme n'ait eu lieu.

- **Sécurité de vie :**

Des dommages importants surviennent dans les éléments structuraux ainsi qu'une réduction considérable de la rigidité, cependant la structure conserve une large marge de résistance avant la ruine.

- **Prévention de la ruine :**

Des dommages considérables apparaissent dans les éléments structuraux et non structuraux, une dégradation remarquable de la résistance et la rigidité de la structure, ce qui ne permet d'avoir qu'une petite marge avant la ruine totale du bâtiment.

La figure 4.18 illustre l'état du bâtiment à chaque niveau de performance.

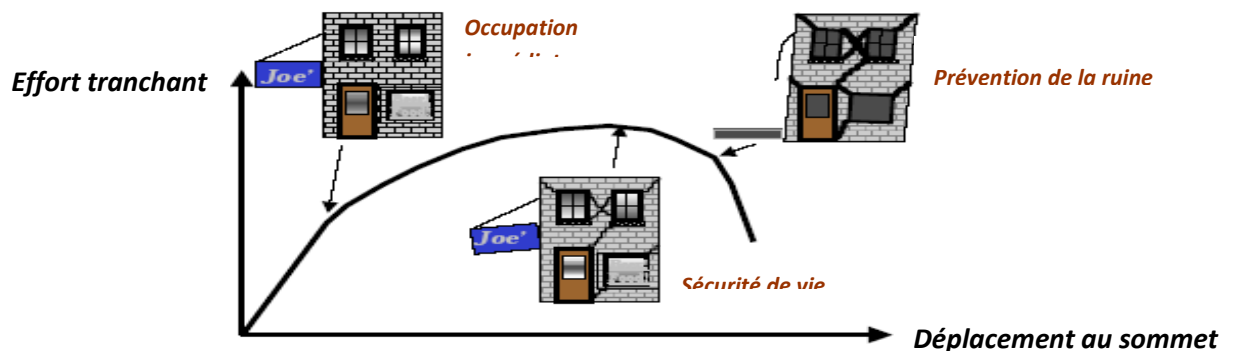


Figure 4.18 : Etat du bâtiment pour chaque niveau de performance

Conclusion :

Ce support de cours de bâtiment sera un document simple à lire par les étudiants de génie civil toute option. Il servira de guide pour acquérir des notions de base de tous ce qui est lié au domaine du génie civil.une bibliographie riche et variée est à la disposition des étudiants souhaitant approfondir leur connaissances.

Références :

- [1] http://pdonat.free.fr/TecnoWeb/Terminales/Bases_Genie_civil_professeur.pdf
- [2]https://cache.media.eduscol.education.fr/file/College/26/5/exDP6_introgenieciv109265.pdf
- [3] <file:///C:/Users/User/Desktop/polycop/La%20Descente%20De%20Charges.pdf>
- [4] <http://forum-btp.blogspot.com/2014/04/descente-de-charges.html>
- [5] Cours ouvrages en beton Dr. MADI Rafik
- [6] Cours de résistance des matériaux -2- Najet BENAMARA & Ali MOUSSAOUI : 2018/2019
- [7] polycopié « bâtiment cours avec exercices corrigés. **Dr. BOUDERBA BACHIR**
- [8]file:///C:/Users/User/AppData/Local/Packages/Microsoft.MicrosoftEdge_8wekyb3d8bbwe/TempState/Downloads/CHAPITRE_I_LES_FONDATIONS.pdf .
- [9] <https://drive.google.com/file/d/1Ziz8YkWJ1phnCFSiA21dzVP-DJ2bkE8X/view>
- [10] http://www.seismo.ethz.ch/fr/research-and-teaching/fields_of_research/
- [11] Yousef Belmouden école polytechnique fédérale de Lausanne 2004. Analyse non itérative des oscillation simple sous l'action des tremblement de terre .
- [12] La construction parasismique, fiche de documentation numéro 11.Institut des risques majeurs
- [13] Principes de base pour la conception parasismique des bâtiments.
- [14] Hugo Bachmann Eidgenössische Technische Hochschule (ETH) Zürich, Schweiz
- [15] David Victor Davidovici “la construction en zone sismique” édition el moniteur 1999
- [16] FEMA 273 BSSc NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings .1997
- [17] Nazé Pierre Alain. Contribution à la prédiction du dommage des structures en béton armé sous sollicitation sismique .thèse de doctorat .école doctorale mécanique ,énergétique génie civil 2004
- [18]jean marc Verzin .Optimisation du dimensionnement sismique par analyse spectrale en utilisant le domaine de concomitance des sollicitation. 7eme colloque national .AFPS 2007 .Ecole centrale Paris.
- [19] André Plumier. La construction en zone sismique.2007