

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE
LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE MOHAMED KHIDER-BISKRA
FACULTE DES SCIENCES ET SCIENCES DE L'INGENIEUR
DEPARTEMENT DE GENIE-CIVIL

N° d'ordre:.....

Série :.....

MEMOIRE DE MAGISTER

Spécialité: **GENIE CIVIL**

Option : **Structures**

Présenté par

MOUNIRA CHADLI

**ETUDE DE LA REDISTRIBUTION DES EFFORTS DANS LES
STRUCTURES EN PORTIQUES EN BETON ARME, SOUMISES
A L'ACTION DES CHARGES STATIQUES ET DYNAMIQUES
ALTERNEES.**

SOUTENUE LE/...../ 2005.

Devant le jury:

Président :	Dr. B. MEZGHICHE	M.C	Université de Biskra
Rapporteur:	Dr. A. MAMACHE	C.C	Université de Biskra
Examineurs:	Dr. M. MELLAS	C.C	Université de Biskra
	Dr. A. LAHMAR	C.C	Université de Biskra
	Dr. A. ZATAR	C.C	Université de Biskra

A ma famille.

A Maissaloune.

Remerciements

Au terme de ce travail, je tiens à exprimer mes remerciements et ma grande gratitude avant tout à :

Dieu le tout puissant qui m'a donné le courage et la force pour mener à bout ce travail ;

*J'exprime mes sincères et profondes remerciement et reconnaissance à monsieur **MAMACHE AMAR** qui m'a encadrée durant ce travail et pour ces conseils et son suivi pour l'élaboration de ce travail et ses multiples téléphoniques qui m'ont été très enrichissants. Qu'il puisse trouver ici témoignage de ma profonde gratitude.*

Je tiens à remercier tous les membres de ce jury :

*- Mr **B. MEZGHICHE**, maître de conférence qui m'a fait l'honneur de bien vouloir accepter la présidence de jury. Je tiens à lui exprimer ma plus profonde gratitude.*

*- Mr **M. MELAS**, chargé de cours pour l'intérêt qu'il porte à ce travail en accepte de le juger, Je tiens à lui exprimer ma plus profonde gratitude*

*- Mr **A. LAHMAR**, chargé de cours pour l'intérêt qu'il porte à ce travail en accepte de le juger et pour m'avoir apporté tout son soutien et ses encouragements, notamment des moments les plus difficiles.*

*- Mr **A. ZATAR**, chargé de cours pour tous ses précieux conseils.*

*Je remercie aussi tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour l'élaboration de ce travail, surtout **B. HOUCINE***

Enfin, je ne pourrai oublier l'ensemble du corps enseignement de l'institut de Génie Civil à l'université de Biskra.

RESUME

L'étude élastique des structures hyperstatiques en portiques correspond à des contraintes assez faibles n'entraînant pas des fissures et des déformations non élastiques du béton et de l'acier, par contre pour un niveau de contraintes plus élevé tel que l'action sismique, la distribution des efforts se diffère totalement de l'étude statique.

L'objet de cette étude est de mettre en évidence :

- ❖ L'influence des caractères de la charge dynamique alternée ainsi que son intensité sur l'état de contraintes déformations des sections critiques des éléments des structures en portiques.**

- ❖ L'élaboration d'une méthode de calcul permettant l'évaluation de la capacité portante ultime et la déformabilité des structures en portiques en béton armé sous l'action des charges dynamiques alternées.**

ABSTRACT

The elastic study of the hyperstatic structures out of gantries corresponds to rather low constraints not involving cracks and nonelastic deformations of the concrete and steel, on the other hand for a higher level of constraints such as the seismic action, the distribution of the efforts is differed completely from the static study.

The object of this study is to highlight:

- ❖ the influence of the characters of the alternate dynamic head like its intensity on the state of stresses deformations of the sections criticize elements of the structures out of gantries.**
- ❖ Development of a method of calculation allowing the evaluation of the ultimate bearing capacity and the deformability of the structures out of concrete gantries reinforced under the action with the alternate dynamic heads.**

ملخص

الدراسة المرنة للمباني الغير مستقرة من نوع الإطارات تعتبر أن الاجهادات الضعيفة لا تصاحبها تشققات وتشوهات غير مرنة للخرسانة والفولاذ.

لكن بالنسبة لمستوى عالي من الاجهادات مثل فعل الزلزال، توزيع القوى يختلف قليلا عن الدراسة السكونية.

الهدف من هذه الدراسة وهو وضع بعين الاعتبار:

❖ تأثير حالة القوة الحركية المماثلة وكذلك شدة هاته الأخيرة على حالة الاجهادات التشوهات للمقاطع الحرجة لعناصر المباني من نوع إطارات.

❖ صياغة طريقة حساب تسمح بتقييم القدرة النهائية وتشوهات المباني من نوع إطارات من الخرسانة المسلحة تحت تأثير فعل القوى الحركية المماثلة.

SOMMAIRE

NOTATION

INTRODUCTION GENERALE1

CHAPITRE 1 **ETUDE ET ANALYSE HISTORIQUE DES ETATS**
DE COMPORTEMENT DES STRUCTURES
ETAGEES EN BETON ARME "EN PORTIQUE"

1.1 Analyse théorique et expérimentale de comportement des structures
hyperstatiques en béton armé soumises aux charges statiques4

1.2 Analyse théorique et expérimentale de comportement des structures
hyperstatiques en béton armé soumises aux charges dynamiques 14

1.3 Etude de l'action des charges dynamiques à caractère alterné sur les structures
hyperstatiques en béton armé (portiques)17

1.4 Problématique des structures 18

CHAPITRE 2 **ETUDE EXPERIMENTALE DE LA RESISTANCE**
ET DES DEFORMATIONS EN TENANT COMPTE
DE LA REDISTRIBUTION DES EFFORTS DANS
LES STRUCTURES EN BETON ARME (PORTIQUES)
SOUMISES A L'ACTION DES CHARGES STATIQUES ET
DYNAMIQUES ALTERNEES.

2.1 Spécimen d'essais 21

2.2 Méthode de l'analyse expérimentale 29

2.3	Caractéristiques physico mécaniques des matériaux utilisés	32
2.3.1	Béton	32
2.3.2	Armatures (aciers) FeE 400.....	36
2.4	Résistance spécimen en forme de HH en béton armé soumis à l'action des charges statiques et dynamiques alternées	37
2.5	Distribution des efforts dans le spécimen en HH en béton armé dûe à l'action des charges statiques et dynamiques alternés	47
2.6	Conclusion	58

**CHAPITRE 3 ANALYSE THEORIQUE DE LA RESISTANCE ET
DE LA DEFORMABILITE DES ELEMENTS DES
SERIES DE SPECIMEN EN HH.**

3.1	Résistance et déformation du béton et des armatures	63
3.2	Résistance et rigidité des éléments des spécimen de séries de portiques en HH en béton armé	65
3.3	Conclusion	76

**CHAPITRE 4 CONFRONTATION DES RESULTATS THEORIQUES
ET EXPERIMENTAUX.**

4.1	Confrontation des résultats théoriques et expérimentaux.....	77
	Conclusion Générale	80

NOTATION

λ :	Facteur de charge.
n :	Nombre de cycle de chargement.
φ :	Coefficient asymétrique des cycles.
κ :	Coefficient caractérisant l'état élasto-plastique du béton.
γ_s^τ :	Coefficient de consolidation.
R_s^τ :	Limite d'élasticité dynamique de l'acier.
R_s^c :	Limite d'élasticité statique de l'acier.
R_n :	Résistance du béton au moment des actions répétées.
R_b :	Résistance prismatique du béton au moment du chargement statique.
M_{EX} :	Efforts expérimentaux.
$M_{M.E.S}$:	Efforts obtenus par la méthode des éléments successive.
$M_{c.elas}$:	Efforts obtenus par le calcul élastique.
μ_s :	Pourcentage d'armature.
A_{red} :	L'aire de la section réduit.
S_{red} :	Moment statique réduit.
y_o :	La distance entre le centre de gravité de la section et le fibre extrême comprimée.
I_{red} :	Moment d'inertie réduit.
r :	Rayon de courbure.
W_{red} :	Module de flexion réduit.
M_{cric} :	Moment critique
B_i :	La rigidité

INTRODUCTION GENERALE

Actuellement les structures en béton armé à ossatures poteaux poutres (portiques), s'appliquent largement dans les constructions d'immeubles complexes. Par conséquent; les systèmes de structures en portique rationnel se considère un des principaux problèmes dans l'augmentation de l'efficacité primordiale de la construction et qui une atteinte par l'utilisation des méthodes de calcul perfectionnées plus au moins exactes, étudiant les résistances et déformations des propriétés de matériaux, utilisés Acier-Béton et dans l'ensemble le fonctionnement global de la structure.

Différents procédés de calcul sont utilisés pour l'estimation et l'évaluation de la résistance des structures en béton armé [1, 8, 10, 22, 23, 32, 34, 40, 43, 51, 64, 88, 89, 93, 101, 106, 117, 121...etc.].

Une structure hyperstatique en béton armé atteint sa capacité portante ultime lorsque l'une de ses sections au moins se rompt. Il y a lieu de souligner la différence entre la notion de ruine dans les structures en béton et dans celles en acier.

Dans une structure en béton la ruine est directement liée à la rupture des différentes sections critiques, dans une structure en acier elle ne se manifeste que par les déformations excessives des pièces et de l'ensemble.

En raison de propriétés de l'acier il se produit un écrouissage du matériau et la structure en acier est capable de transmettre des charges augmentées ; mais par suite d'une déformation excessive, elle devient entre-temps inutilisable, de la même façon qu'une structure en béton deviendrait inutilisable, en raison de l'écaillage du béton.

Il résulte que l'on pourrait définir la capacité portante ultime par la charge U_K provoquant la rupture de K sections.

Toutefois, un tel procédé ne serait pas pratique étant donné la diversité des degrés d'hyperstatique.

De la définition de la capacité portante ultime découlent des méthodes de calcul qui tiennent compte des propriétés de déformation de la structure.

On fait également usage de cette définition dont les cas où l'on ne tient pas compte de la redistribution des moments et où la répartition des moments se détermine d'après la théorie élastique.

La méthode de l'équilibre limite se considère parmi les méthodes les plus extensibles, proposée par **Guevazdov.A.A** [30, 31], s'applique pour le calcul des éléments hyperstatiques y compris les structures en portiques en béton armé [12, 13, 59, 69, 112, 114].

Cependant, le calcul de la résistance des éléments des structures à ossature en béton armé, s'engendre par les efforts maximums apparus et provoqués hors du calcul élastique du système dus aux plus défavorables cas de combinaisons de charges éventuelles [40, 91, 93].

Par ailleurs, la recherche "théorie-expérimentale" des structures hyperstatiques [3, 12, 18, 31, 60, 67, 70...] montre que les déformations non élastiques des éléments seront réduites avec la redistribution des efforts entre leurs sections critiques.

Les régimes de chargement des ossatures en béton armé influent sur l'état de (σ, ϵ) de leurs éléments dans le processus d'exploitation [7, 9, 16, 20, 23, 37, 39, 40, 45, 48...etc.].

L'action de la charge à caractère dynamique se considère comme un des régimes de chargements en un moment vibrations intensives de vibrations sismiques de la structures la stabilité sismique des structures en portiques en béton armé "systèmes hyperstatiques" est élaborée par les expériences des [48, 54, 98, 110, 112,...etc.].

Il existe plusieurs propositions pour le calcul de la résistance et déformations des systèmes de portiques en béton armé sous l'action des charges dynamiques à caractère multiple non répétée cycliques – réduit [18, 21, 34, 35, 46, 61, 64, 70, 71, 89, 92,...etc.] et qui sont basées sur les diagrammes de déformabilités idéal élasto-plastiques des matériaux, mais problèmes de chargements à caractères dynamiques alternées n'est pas encore traité. Sous l'action des chargements à caractère dynamique alternées (dont l'asymétrie des cycle proche à $1 \varphi = -1$).

CHAPITRE 1

ETUDE ET ANALYSE HISTORIQUE DES ETATS DE COMPORTEMENT DES STRUCTURES ETAGEES EN BETON ARME "EN PORTIQUE"

1.1 ANALYSE THEORIQUE ET EXPERIMENTALE DE COMPORTEMENT DES STRUCTURES EN BETON ARME SOUMISES AUX CHARGES STATIQUES:

Une structure hyperstatique composée d'éléments linéaires, soumise à une charge statique, peut se rompre de différentes façons :

- (a) Une ou plusieurs sections se rompent soit par déformation excessive ou par rupture de l'armature, soit par écrasement du béton,
- (b) L'un des éléments constitutif se rompt par cisaillement ou par épuisement de l'adhérence entre l'armature et le béton.
- (c) La structure, ou l'une de ses parties, ou l'un des éléments constitutifs flambe.

Dans les raisonnements qui suivent, on considérera que les ruptures des types (b) et (c) ne peuvent pas se produire par exemple, on raison des dispositions constitutives, des méthodes de calcul ... etc., il ne sera donc question que des ruptures du type (a).

Pour pouvoir élucider la notion de capacité portante ultime ou pour donner sa définition même, il faut se faire idée globale des différentes phases du comportement de la structure. Considérons alors une structure hyperstatique quelconque, en béton armé à la quelle est appliqué un certain type de charge. Si cette charge augmente à partir de zéro, des changements importants se produisent dans la structure du point de vue de son utilisation.

Pour certaines structures en béton armé et pour la plupart des structures précontraintes, une charge particulière est très importante : celle qui fait naître les premières fissures – la limite de fissuration R . les différentes résistances dépendent des propriétés mécaniques de la structure et du type de charge qui y est appliquée. Si ce dernier subit des variations de disposition de durée d'action, de répétition etc. les valeurs des résistances changent, c'est –à-dire qu'elles concernent d'autres sections.

Il existe donc, pour chaque type de charge possible, une caractéristique individuelle de la structure. Dans un tel cas, On prend pour capacité portante ultime la charge U_e sous laquelle le moment ultime s'est produit dans l'une des sections critiques. Il résulte des raisonnements que : $U_e \leq U_{col}$ Cependant, la relation entre U_e et U_i n'est pas très claire.

TICHY [1959] a signalé que l'on peut avoir :

$U_i \leq U_e$ c'est à dire que la capacité portante ultime réelle peut être inférieure à la capacité calculée selon la théorie élastique. Cette hypothèse a été vérifiée expérimentalement (**TICHY [1961]**) et théoriquement (**KAUFMAN et MAMES [1961]**).

A présent, la relation $U_i \leq U_e$ est généralement reconnue et elle est regardée comme évidente (**MACCHI [1965]**) bien qu'on ait cru, au début que la limite inférieure de la capacité portante ultime était constituée justement par la valeur U_e .

La conception des calculs jusqu'alors en vigueur regarde comme contradictoires les notions de sécurité et d'économie. Cela résulte de l'opinion que la majoration de la sécurité de la structure accompagnée d'un agrandissement de ses dimensions conduit nécessairement à une réduction d'économie et que, par contre, tout effort d'économie de matériau a pour conséquence une réduction des dimensions de la structure et entraîne une réduction de la sécurité.

La notion de sécurité présente, en elle-même, un inconvénient notable parce qu'elle est, dans la plupart des cas, subjectif. L'économie ou, en termes plus précis, l'efficacité économique de la structure est, par contre, une notion objective qui peut être exprimée de façon satisfaisante, le lecteur à la littérature adéquate (**TICHY et VORLICEK [1972]**). Il faut, toutefois, faire brièvement ressortir certaines propriétés de la structure et de la charge qui est déterminantes, soit que l'on considère la sécurité, soit que l'on envisage l'efficacité économique.

Contrairement à la méthode des contraintes admissibles, basée sur la relation entre la contrainte et la propriété mécanique du matériau, les méthodes modernes partent des conditions de sécurité basées sur la relation entre la charge et une ou plusieurs résistances de la structure (déformation admissible a_{lim} , limite de fissuration R , capacité portante ultime U , etc...).

La réalisation d'une certaine résistance de la structure est désignée comme l'obtention d'un état limite et l'ensemble des méthodes de calcul basées sur la susdite relation sont appelées méthodes d'états – limites.

La plus ancienne de ce groupe est la méthode de la capacité portante ultime on s'en sert pour justifier la relation existant entre la charge ou éventuellement son effet S , et la capacité portante ultime U la méthode exige soit satisfaite la condition de sécurité : $\gamma S_{nom} \leq U_{nom}$.

La quantité γ est le coefficient de sécurité , la charge S_{nom} correspond approximativement à la charge de service est plutôt toujours légèrement supérieure à cette dernière , la capacité U_{nom} se détermine d'après une relation fonctionnelle dans laquelle sont introduite , comme données , les valeurs des propriétés mécanique du matériau, voisines des valeurs moyennes (pour le béton) ou de celles dites garanties (pour l'acier) en résumé on peut désigner les valeurs S_{nom} , U_{nom} comme valeurs centrales.

On appelle ainsi toutes les valeurs qui sont voisines des valeurs moyennes. elles peuvent être : soit directement les moyennes de la distribution statistique soit des valeurs caractéristiques, valeurs dites nominales, ou enfin des valeurs réelles trouvées , par exemple par l'étude faite dans le but de vérifier la sécurité d'un ouvrage existant.

La condition $\gamma S_{nom} \leq U_{nom}$ doit être observée dans chaque section de la structure, tant hyperstatique qu'isostatique; le dimensionnement économique exige toutefois que l'inégalité soit convertie en égalité condition qu'il n'est évidemment pas possible de remplir dans toutes les sections. Admettons quand même que cela soit possible, dans une structure hyperstatique du moins en sections critiques.

La méthode du coefficient de sécurité est avantageuse pour faire ressortir l'importance de la redistribution des moments du point de vue des économies d'armature. Sans considérer la méthode par laquelle se détermine la répartition des moments, on sait que pour chaque élément de la structure, le diagramme des moments rapportés à la ligne de fermeture doit toujours correspondre, en forme ainsi qu'en grandeur, au diagramme des moments dans une poutre sur deux appuis simples. A titre d'exemple considérons une poutre encastree à ses deux extrémités soumises à la charge uniformément répartie q_{nom} et multiplions cette dernière par le coefficient de sécurité γ ; au milieu de la portée on doit toujours avoir : $M_{uo} = 1/8 \cdot \gamma \cdot q_{nom} \cdot L^2$.

La dépense théorique d'armature est donnée par l'aire totale des moments agissants (aires hachurées). Il est évident que cette dépense théorique dépend de la relation M_1/M_2 . Il résulte d'un calcul plus détaillé que la dépense théorique sera minimale pour $M_1/M_2=3$.

Cependant, en pratique, la dépense réelle, dépend aussi d'autres facteurs et avant tout, des dispositions constructives ; on peut la représenter approximativement par des rectangles circonscrits aux différentes parties du diagramme des moments. Dans un tel cas, on obtient, pour le rapport optimal des moments, la valeur $M_1/M_2=1.7$. Un raisonnement analogue peut être fait pour la charge concentrée, où le rapport optimal, pour la dépense théorique et pratique, est égal à l'unité.

Si maintenant pour une poutre encastree parfaitement à ses deux extrémités, de section constante, et bi axialement symétrique soumise à une charge uniformément répartie ou concentrée, on porte sur un diagramme le rapport de la dépense théorique, ou le rapport de la dépense pratique d'armature D , à la dépense théorique ou pratique d'armature dans le cas du comportement élastique de la poutre D en fonction de la relation M_1/M_2 , il apparaît donc que le calcul plastique peut conduire à une consommation élevée d'armature si, naturellement, on ne prend pas considération les avantages constructifs dus à la disposition plus favorable de l'armature (suppression de l'accumulation des barres d'armature.....).

Une telle conclusion n'est valable que si, dans l'élément examiné de la structure, peut intervenir un seul type de diagramme des moments (par exemple, le diagramme parabolique). Si, cependant différents types de diagramme des moments sont possibles, le calcul plastique conduit à des économies d'armatures. Prenons, pour le prouver, l'exemple suivant : Considérons une poutre encastree à ses deux extrémités, soumise, une fois, à une charge uniformément répartie **q_{nom}** et une autre fois à une charge concentrée **P_{nom}** située à mi-portée et d'une valeur telle que les moments dans la poutre sur deux appuis simples lors de l'obtention de la capacité portante ultime, soient égaux pour les deux charges, à savoir :

$$1/8.\gamma. qnom.L^2 = 1/4.\gamma. pnom.L^2$$

On aura, par conséquent :

$$pnom/ qnom.L = 1/2.$$

En général, on peut dire que dans le calcul par la méthode de la capacité portante ultime, le calcul plastique conduit à des économies d'armature dans les cas où peuvent agir sur la structure des charges variables ; si la charge permanente est seule appliquée les diagrammes des moments ne peuvent varier et le calcul plastique ne présente aucun avantage (si, évidemment, on néglige les avantages résultants de la meilleure disposition constructive de l'armature).

Dans le but de vérifier le comportement et la sécurité des structures hyperstatiques exceptionnelles ou au contraire, des structures normalisées des essais sont souvent exécutés ou demandés, dans la plupart des cas en grandeur nature (sur des parties de structures) ; parfois aussi sur des modèles.

De tels essais sont généralement coûteux, ils exigent des travaux préparatoires importants ainsi que des mesures difficiles et ne donnent en général que très peu d'informations utiles, parfois même, ils peuvent conduire à des conclusions erronées, aussi bien optimistes que pessimistes, sur le comportement de la structure étudiée.

C'est pourquoi nous nous proposons d'attirer l'attention sur les erreurs qui interviennent fréquemment et qui sont dues en majeure partie à une connaissance insuffisante du problème par ce qui est des portiques, des difficultés apparaissent dans la conservation de toutes les liaisons présumées.

Les expérimentateurs cherchent fréquemment à décharger la structure au cours des essais, jusqu'à une charge fondamentale très faibles ou égale à zéro. Ceci n'est cependant recommandé que dans les limites du comportement élastique de la structure, afin de vérifier le fonctionnement des appareils et, de déterminer les rigidités.

Dès que des fissures sont nées, il est recommandé de ne plus décharger la structure ; notamment dans les phases précédant la rupture l'influence de la fatigue plastique peut, après déchargement ; conduire à une capacité portante ultime inférieure à la charge maximale atteinte préalablement.

Parfois, il est observé, durant les essais, que la capacité portante ultime est supérieure à celle résultant du calcul selon la théorie plastique. Ceci avant de procéder aux préparatifs des essais coûteux d'une structure hyperstatique, il est recommandé de prendre le conseil d'un spécialiste compétent. Notamment, on peut souvent simplifier les essais et éviter un essai inutile et coûteux.

A l'heure actuelle, il existe un nombre suffisant de moyens susceptibles de justifier mathématiquement le comportement de la structure, en particulier en se servant des ordinateurs, de sorte qu'il est possible de concentrer les expériences sur un seul problème spécifique.

On peut obtenir de bons résultats des informations suffisantes même sur le comportement des systèmes relativement complexes (**RICHARDS et LAZARO [1971]**).

Pour étudier une structure hyperstatique dont les différentes sections se comportent élasto-plastiquement, on peut, au fond, employer les mêmes méthodes que dans le calcul selon la théorie élastique, telles que ; par exemple, la méthode des déformations, la méthode de CROSS etc.

Pour les exposés à venir et souvent aussi pour le calcul pratique. Il est avantageux de se savoir de la méthode des forces dont les principes pour des structures à comportement élastique sont bien connus c'est-à-dire d'employer le principe des déplacements virtuels (**BAKER [1961]**).

Considérons un système plan n - fois hyperstatique ; par la suppression de n liaisons le système est rendu isostatique. Nous allons supposer les liaisons supprimées par introduction de rotules et non par coupures des barres. On a donc en général besoin de n rotules.

Soit, par exemple, un portique continu à trois travées figure (1.1.a) soumis à une charge verticale et une charge horizontale, et rendu isostatique par introduction de neuf rotules, comme représenté sur la figure (1.1.b). Dans chaque rotule, i ou k appliquons, aux sections adjacentes et l'un contre l'autre, deux moments extérieurs égaux entre eux, X_i ou X_k remplaçant les liaisons supprimées et de façon à ramener à zéro les relations mutuelles, sous l'action des charges, des sections contiguës aux rotules.

La valeur de ces moments n'est pas connue actuellement. Dans la rotule 6 du portique considéré figure (1.1.c) seront alors appliqués deux moments X_6 .

Supposons qu'apparaissent dans les barres du système étudié des zones plastiques. Pour des raisons méthodiques, on les classe en deux groupes :

Celui des zones adjacentes aux rotules du système rendu isostatique et celui des zones situés aux endroits où aucune rotule n'est supposée (pour indiquer la différence, le numérotage du second groupe est affecté de l'indice prime).

Les composantes plastiques de la courbure χ_p naissant dans ces zones sont portées du côté des fibres tendues figure (1.1.b).

La répartition exacte des moments n'étant pas connue à l'avance, le sens de l'action des moments X_i , X_k et la position des diagrammes des composantes plastiques χ_p doit être déterminés par estimation.

Étudions maintenant la rotule i dans le cas où sont appliquées au système rendu isostatique toutes les charges extérieures considérées, parmi lesquelles on compte aussi les moments X_i , X_k et où sont nées des déformations plastiques dans les régions des sections critiques.

D'après le principe des déplacements virtuels. Le travail virtuel des forces extérieures est égale à celui des forces intérieures de façon à ce que l'on ait, si on néglige l'influence' des efforts normaux et tranchants sur la déformation.

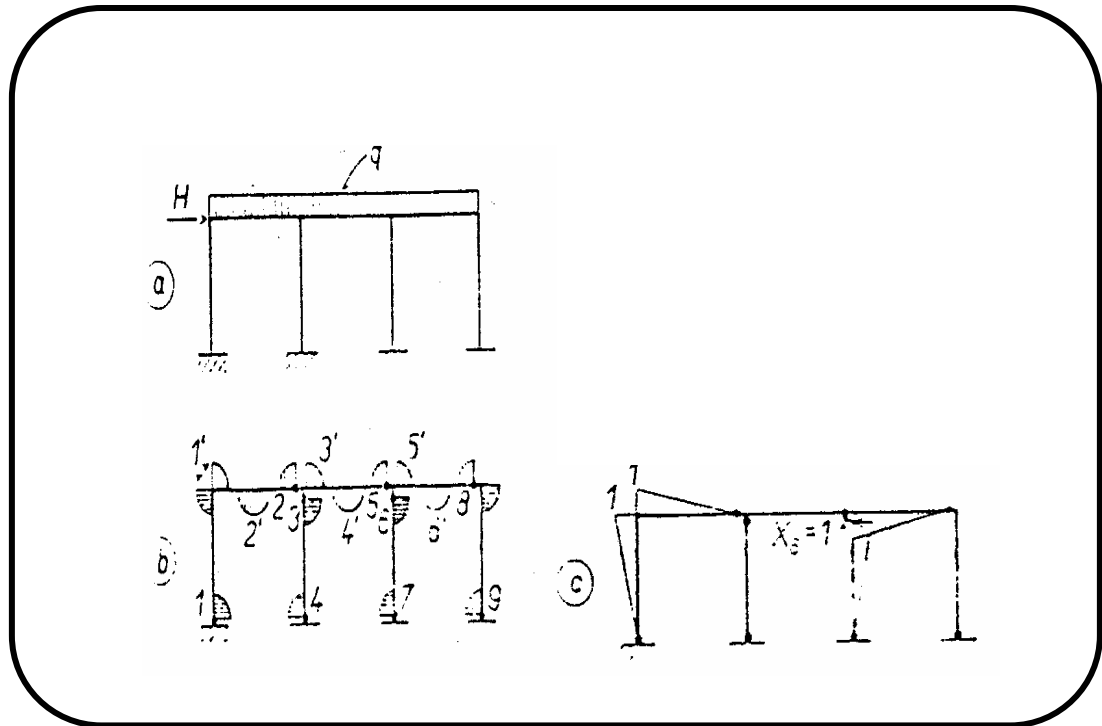


Figure 1.1 : Portique à trois travées neuf fois hyperstatique.

L'allure et le résultat de la redistribution des moments dépendaient des propriétés de déformation des sections critiques et des zones voisines de celles-ci. Les propriétés de déformation d'une section isolée sont données en général, par la relation entre le moment fléchissant M et la courbure de la déformée χ diagramme moments courbures.

Toutefois, dans le cas général, le diagramme $[M, \varphi]$ présente encore un tronçon descendant figure (1.2) La valeur maximale du moment fléchissant que l'on prend pour valeur du moment ultime M_u atteinte, la rupture de la section ne se produit pas encore; la section est capable de continuer à se déformer tandis que le moment fléchissant diminue, et ne se rompt qu'au moment où la courbure ultime φ_u est atteinte.

Le tronçon descendant ne peut entrer en jeu que là où le caractère du chargement ou la disposition constructive de la structure le permettent c'est-à-dire, lorsque la structure peut profiter de ses propriétés de déformation. L'introduction du tronçon descendant dans les calculs pratiques entraîne un certain nombre de difficultés:

En premier lieu, elle complique la solution. Comme, en outre, son influence sur la capacité portante ultime est positive, on ne s'occupera plus, des diagrammes moments courbures avec tronçon descendant et on supposera que le diagramme $[M, \varphi]$ et ceux qui en découlent ont le pour des analyses ultérieures.

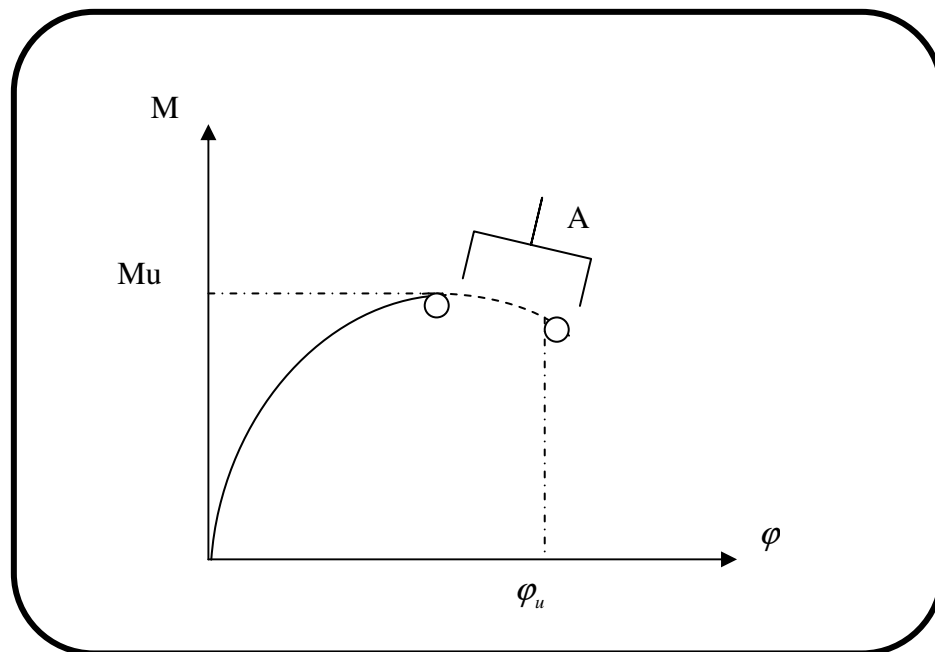


Figure 1.2: Diagramme $[M, \varphi]$ avec tronçon descendant 'A'.

1.2 ANALYSE THEORIQUE ET EXPERIMENTALE DE COMPORTEMENT DES STRUCTURES EN BETON ARME SOUMISES AUX CHARGES DYNAMIQUES:

L'analyse dynamique de structures au séisme se déroule habituellement selon une approche linéaire modale spectrale sur des structures modélisées en comportement élastique. Ces calculs permettent d'obtenir les efforts dynamiques agissant dans les éléments. Des justifications locales particulières permettent sur la base de ces efforts de calculer l'état des contraintes dans les éléments.

On suppose alors que le calcul élastique des efforts dans une structure n'est pas trop modifié par les non-linéarités pouvant apparaître localement dans la structure (par exemple, apparition de rotules plastiques, décollement des appuis). Cependant, cette approche élastique des efforts globaux surestime bien souvent les efforts réels, et par ailleurs ne permet pas de calculer les déplacements réels de la structure. Une approche plus fine du comportement des structures en béton armé ou en charpentes métalliques, vis-à-vis de sollicitations dynamiques ou statiques.

Ainsi, le logiciel "poutres" permet de calculer les efforts statiques réels se développant dans une structure plane Béton Armé type poteaux-poutres soumise à un chargement de type "force" en tenant compte des redistributions d'efforts entre éléments, liés à l'apparition de fissures dans le béton ou à la plastification des matériaux. En dynamique, outre la redistribution d'efforts, qui apparaît au-delà du seuil élastique des matériaux, l'abaissement de la rigidité des structures est une autre conséquence du dépassement du seuil élastique des structures.

L'analyse dynamique non linéaire des structures complexes de génie civil basées sur un modèle fini détaillé d'élément exige des calculs à grande échelle et manipule des techniques sensibles de solution. La nécessité pour réaliser des études paramétriques dues à la caractéristique stochastique des accélérations d'entrée impose modéliser numériquement simplifié qui réduira le coût de calcul.

Ce travail est réalisé en choisissant le modèle d'une poutre classique, (**EULER et BERNOULLI**) pour représenter le comportement global des composantes structurales d'une structure complexe de génie civil.

Pour réaliser un essai de compression dynamique au moyen des barres de **HOPKINSON** (**HOPKINSON [1914]**), on place un échantillon entre deux barres. On induit grâce à un projectile une onde longitudinale de compression dans une barre que l'on nommera barre entrante. Les signaux sont recueillis sur les barres au moyen des jauges de déformation qui leur ont été apposées.

L'analyse des résultats obtenus met en lumière deux phénomènes :
En premier lieu, les contraintes à rupture en dynamique sont supérieures à celles que l'on trouve en statique; l'écart est d'environ 26 %.

Ce phénomène est connu sous le nom d'effet vitesse (**BISCHOFF et PERRY [1991]**) et semble avoir différentes origines comme la présence d'eau libre dans le béton (**ROSSI [1991]**, **TOUTLEMONDE [1995]**), l'opposition des forces d'inertie aux mouvements de la matière dans le sens perpendiculaire (**KLEPACZKO [1988]**), ou d'origine structurelle, c'est-à-dire liée à un état de contrainte non homogène dans l'éprouvette (**BAILLY [1994]**).

Ces phénomènes dynamiques non linéaires de redistributions d'efforts, de dissipation d'énergie et d'abaissement de fréquences modales nous amènent à poursuivre le développement du programme poutres pour l'adapter aux calculs dynamiques de réponse temporelle d'une structure en béton armé à un accélérogramme de séisme donné.

Un certain nombre de travaux a été édités afin d'entrer une meilleure perspicacité dans le comportement concret dans la compression dynamique et étudier l'influence du taux de chargement. Par exemple, (**BISCHOFF et PERRY [1991]**) montrent, comme corroboré par une synthèse bibliographique significative, qu'il y a une augmentation de la résistance à la pression concrète à un taux de déformation plus élevé.

Juste comme l'essai de compressibilité, l'essai simple de tension doit également être adapté à dynamique. En particulier, en employant une version modifiée de l'essai de barre de **(HOPKINSON, KLEPACZKO et BARARA [2001])**, ont obtenu les résultats expérimentaux dans lesquels le taux de déformation est au sujet 100 s^{-1} également ont rassemblé les résultats présentés dans la littérature que nous pouvons voir que juste comme dans la compression, deux modes distincts apparaissent dans l'augmentation de la résistance à la traction due au taux élevé de déformation.

1.3 ETUDE DE L'ACTION DES CHARGES DYNAMIQUES A CARACTERE ALTERNE SUR LES STRUCTURES HYPERSTATIQUES EN BETON ARME (PORTIQUES):

La charge influe sur l'allure de la redistribution de deux façons: d'une part, par sa configuration qui affecte la forme et la position du diagramme des moments, et, de l'autre, par sa durée ou sa répétition. Dans la première influence le diagramme des moments dépend du système statique de la structure.

Dans les structures en béton armé, sous charges de service, il existe toujours des fissures et, de ce fait, une redistribution des moments s'est déjà produite partiellement; la répartition des moments ne correspond pas alors à la théorie élastique. Parfois, il faut en tenir compte dans la vérification de la déformation.

Les charges de service présentent des composantes de courte durée et de longue durée; il serait alors possible de conclure que l'influence des charges de longue durée sur la redistribution des moments est favorable. En outre l'ordre d'application des charges à la structure (histoire du chargement) influe sur l'allure et le résultat de la redistribution des moments.

Si les charges sont **alternées**, c'est-à-dire si elles agissent sur tout ou partie de la structure en sens inverses figure (1.3), les éléments peuvent être sollicités de telle façon que les déformations plastiques de sections se produisent alternativement pour des moments de sens contraires. Ceci est suivi de la rupture de certaines sections. Il s'agit, au fond, d'un phénomène qui est voisin de la fatigue du matériau.

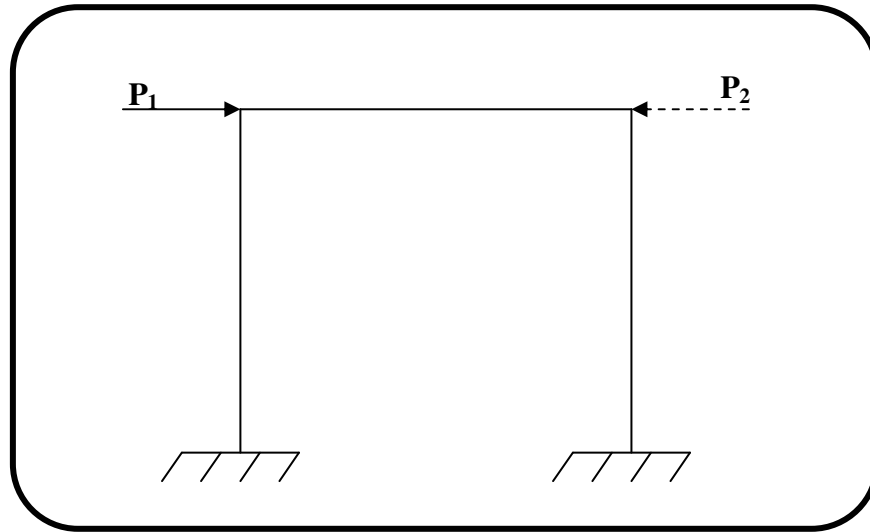


Figure 1.3: Structure sous charges alternées; est appliquée à la structure soit la charge **1** soit la charge **2**

1.4 PROBLEMATIQUE:

L'insuffisance totale de l'étude de redistribution d'effort dans les structures en portiques en béton armé où leurs éléments sollicités à la flexion composée avec effort de compression ou traction et flexion simple les dernières influent directement sur l'état de (σ, ε) de la structure globale.

Par ailleurs, une bonne limitation de la qualité des essais dont les initiations d'études du non-linéarité des déformations des systèmes en portiques sous l'action des charges dynamiques alternées. (Type sismique) prédétermine le but ou l'objectif des essais sur la résistance et déformation, des structures en portiques en béton armé en tenant compte de la redistribution des efforts dus aux charges dynamiques alternées.

L'objectif de notre travail est l'étude de la résistance et déformation des structures étagées en portiques en béton armé et aussi la redistribution des efforts dans les éléments fléchies des portiques sous l'action des charges dynamiques alternées sur la base de:

- ❖ Etude de l'influence du degré de ferrailage et le régime de chargement sur le caractère de distribution d'effort **HH** model (ou spectre) de portique à deux travées en béton armé.
- ❖ Mettre au point les méthodes de calcul des déformations du béton et l'acier dans les sections les plus sollicitées selon les modes de chargement et déchargement, y compris les toujours décroissants de déformabilité dans les phases proches de la rupture.
- ❖ Précision des méthodes de calcul de la redistribution des efforts dans les structures en portiques en béton armé au moment des chargements dynamiques alternés.
- ❖ Proposition élaborée sur le calcul de la résistance déformation des structures en portiques en béton armé, dont en étudiant l'influence de chargements dynamiques alternés sur leurs états ($\sigma - \varepsilon$).
- ❖ Etats de ($\sigma - \varepsilon$) des sections normales fléchies et fléchies avec effort de compression des éléments des structures en portique en béton armé sous l'action, des charges dynamiques alternées, à partir des résultats expérimentaux et théoriques obtenus.
- ❖ Organigrammes de calculs de la distribution des contraintes et des efforts les sections fléchies, des éléments selon les branches ou tronçons croissantes ou décroissantes de déformabilité.

- ❖ Redistribution des efforts, capacité portante et rigidité des sections critiques des éléments des structures en portiques en béton armé sous l'action des charges statiques et dynamiques cycliques à partir des résultats expérimentaux et théoriques obtenues.

- ❖ Proposition établie sur l'influence des charges dynamiques alternées selon le chargement des paramètres pour l'évaluation de la résistance rigidités et courbures des sections les plus sollicitées des éléments des structures en portiques en béton armé.

2.1 SPECIMEN D'ESSAIS :

L'étude expérimentale de la résistance, de la déformabilité et de la redistribution des charges dynamiques est menée sur 9 spécimens de cadres à deux travées constituant un fragment de cadre d'une structure en béton armé à étage multiples coupé aux niveaux des points nuls des poteaux.

Les spécimens des essais sont préparés dans une échelle 1/4 des valeurs naturelles (3 séries par 3 spécimens par série) d'un béton lourd de class B25 et B30 (figure 2.1 et tableau 2.1) et armé d'acier classe A-III (marque 35). En comparant avec les études expérimentales faites antérieurement [46,109], les spécimens d'essai possèdent une augmentation de différence relative aux armatures longitudinales des sections d'appuis et des sections des travées des poutres ($M_{ap} \neq M_{tr}$) en comparant avec ceux donnés par un calcul élastique.

Les spécimens de la première série des cadres à double travées sont destinés à l'étude de la spécificité de travail des éléments barres à section critiques armées par un calcul élastique (Tableau.2.1) le rapport des armatures longitudinales des sections d'appuis extrêmes du cadre en béton armé et les armatures de la section en travée est de ($A_{ap}/A_{tr} = 1.64$).

Ce même rapport pour les sections d'appuis intermédiaires et la section en travée est de ($A_{ap}/A_{tr} = 2.04$).

La 2^{ème} série de spécimens se différencie de la première par une diminution d'armature des poteaux et des sections d'appuis des poutres. En effet, le rapport des armatures longitudinales des sections d'appuis des poutres aux armatures de section en travée est de ($A_{a}/A_{tr}=1$) (Tabl.2.1).

La 3^{ème} série de spécimens était préparée avec une section d'armature élevée en travée des poutres pour un pourcentage d'armatures moyen des poteaux. Ce qui a permis d'éclaircir le caractère de la redistribution des forces dans les spécimens à différence maximale d'armature de celle exigée par un calcul élastique ($A_{ap}/A_{tr} = 0.49$).

L'armature transversale des barres en béton armé est de classe A I de diamètre $\Phi 6$.

Des prismes de dimensions 15×15×60 et 10×40×40 et des cubes d'arrêtes 15 cm ont été préparé pour déterminer la résistance et la déformabilité du béton.

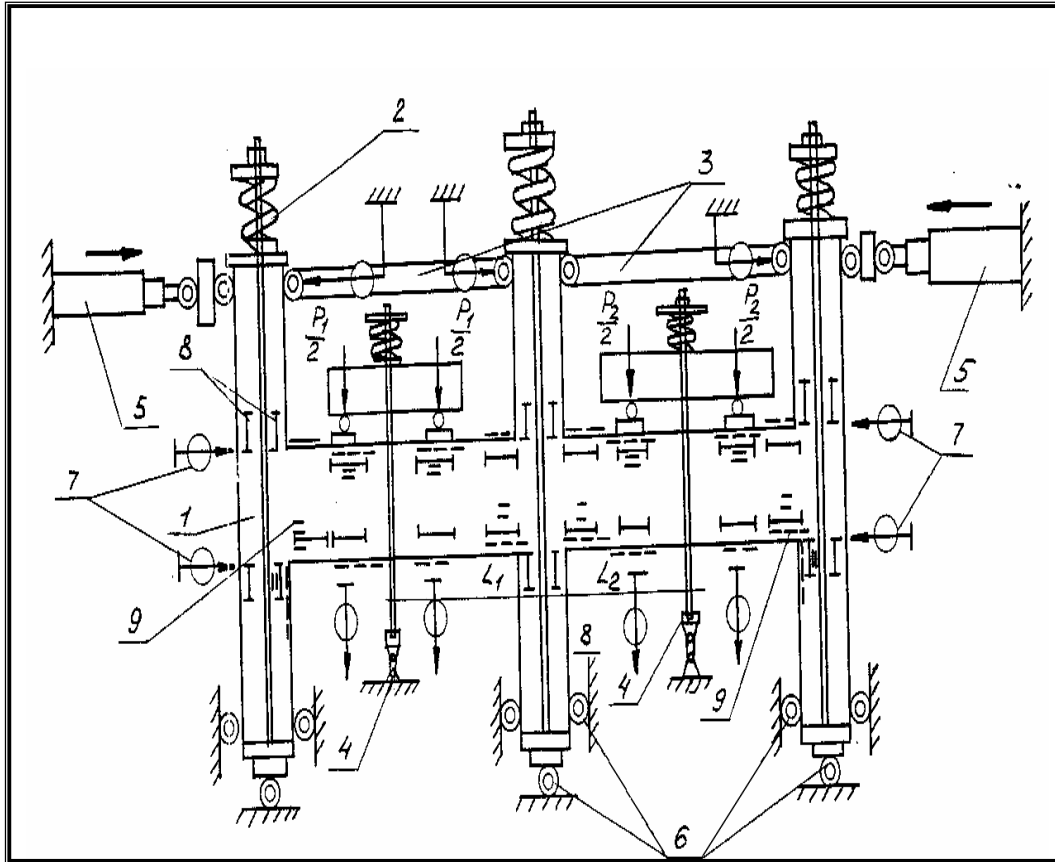


Figure 2.1: Schéma du modèle.

- 1- modèle expérimental.
- 2- élément de maintenance des poteaux.
- 3-Traverses horizontales entre les poteaux du portique.
- 4-Stabilisateur des charges statiques verticales.
- 5-Hydraulivateur.
- 6-Dynamomètre.
- 7- Indicateur de flèche.
- 8- Tensiomètre électromécanique.
- 9- Tensio-résistor.

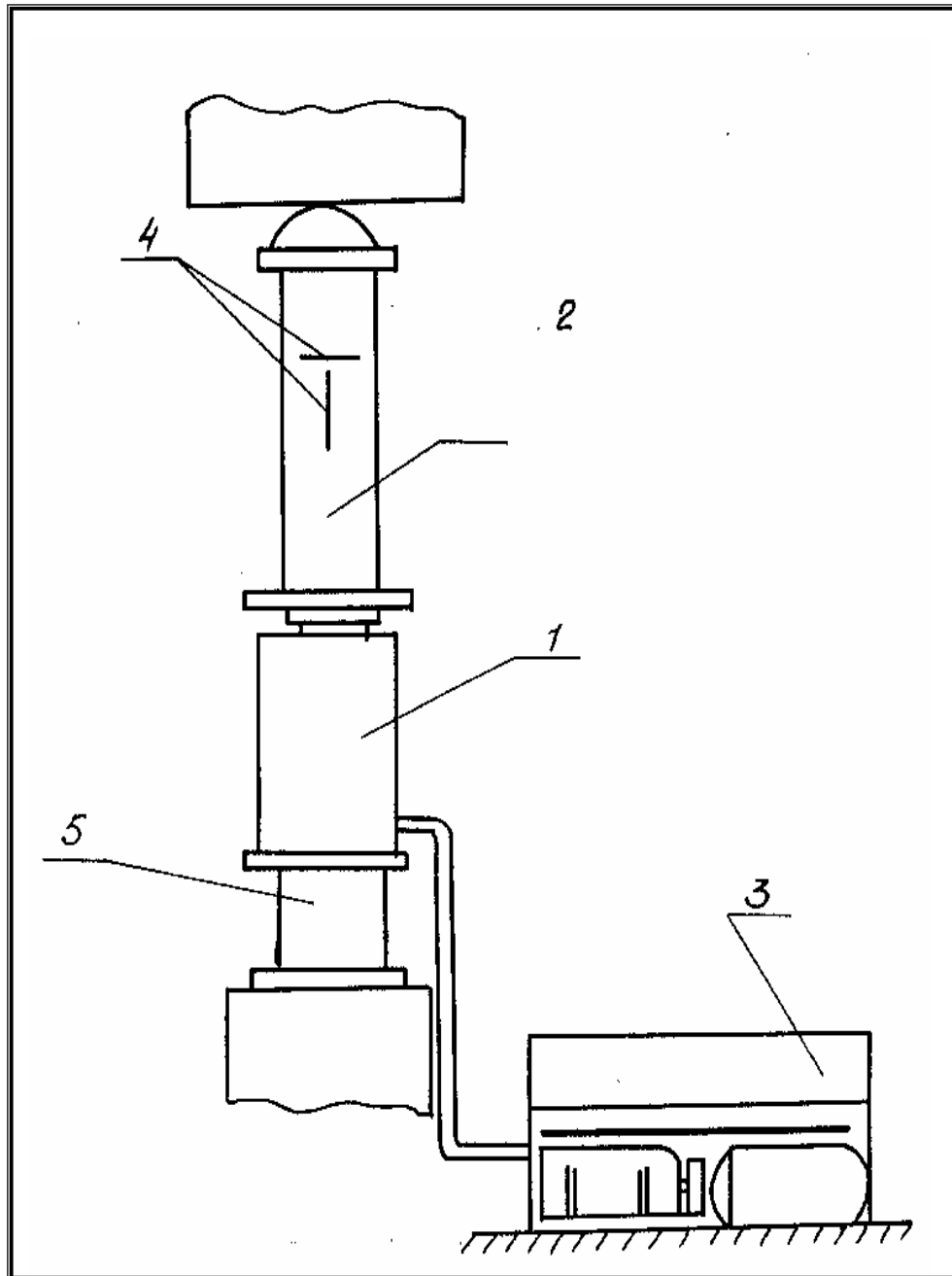


Figure 2.2: Schéma de chargements dynamiques cycliques des prismes.

- 1- Hydraulvibrateur capacité $Q = 50$ t.
- 2- Eprouvettes prismatiques de béton.
- 3-Hydrau-Compresseur MVG 1.
- 4-Tensiorésistor.
- 5-Dinamomètre.

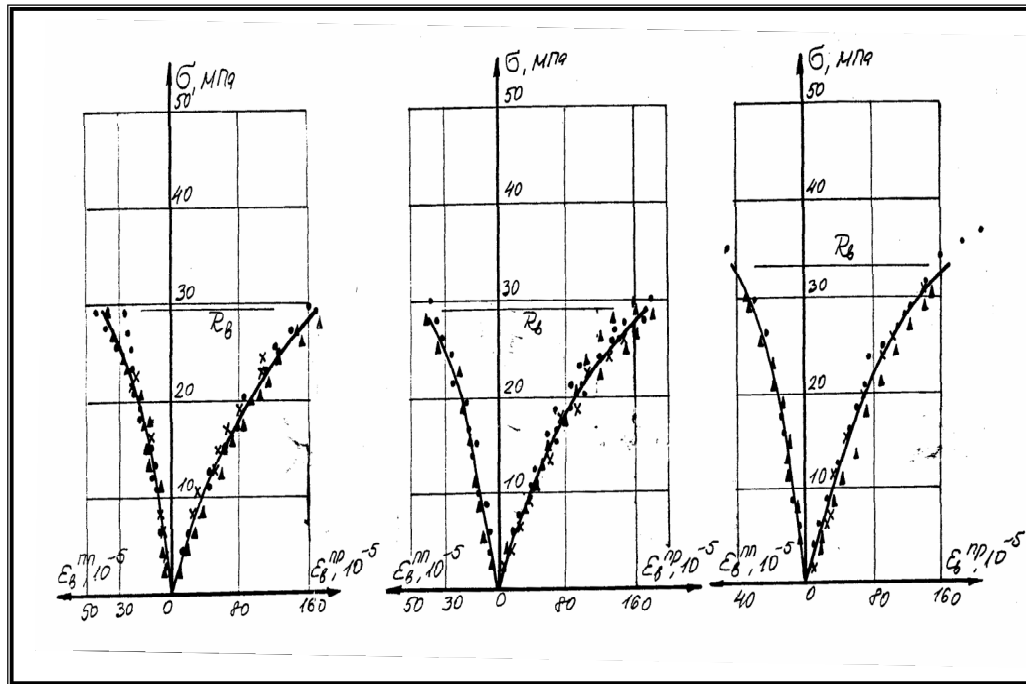


Figure 2.3 : Déformation longitudinale et transversale à la compression des prismes de béton dimension (15x15x 60) cm.

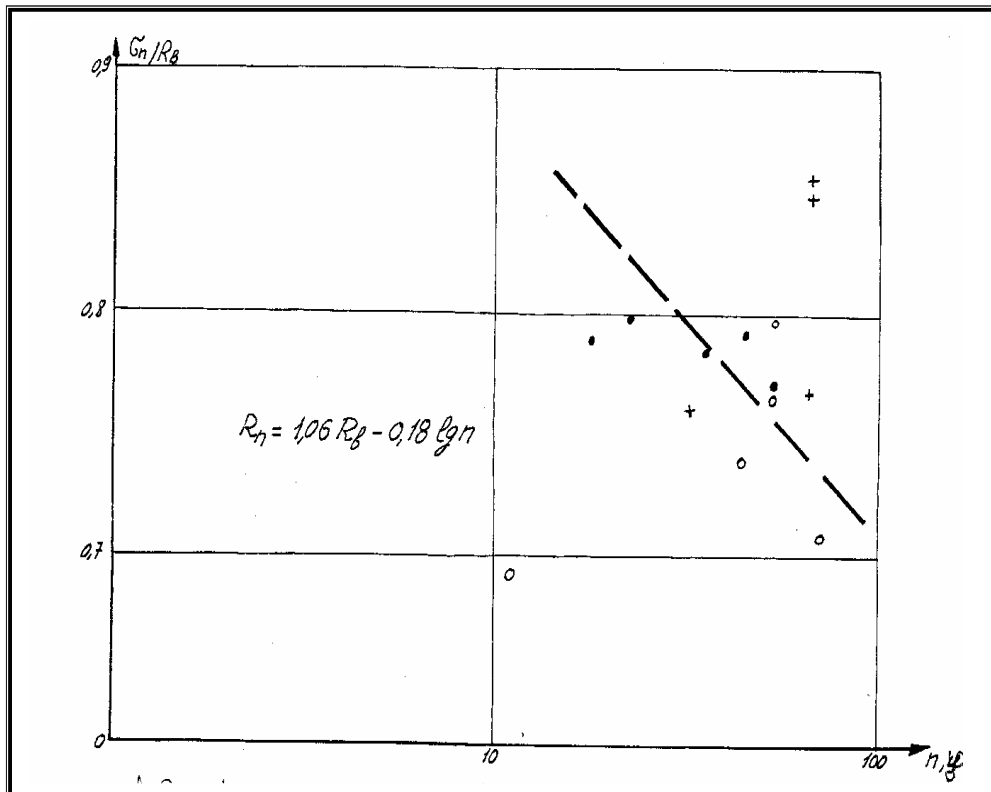


Figure 2.4 : Relation entre résistance prismatique du béton et nombre de chargement (0-I période, 0-II période, + - III période).

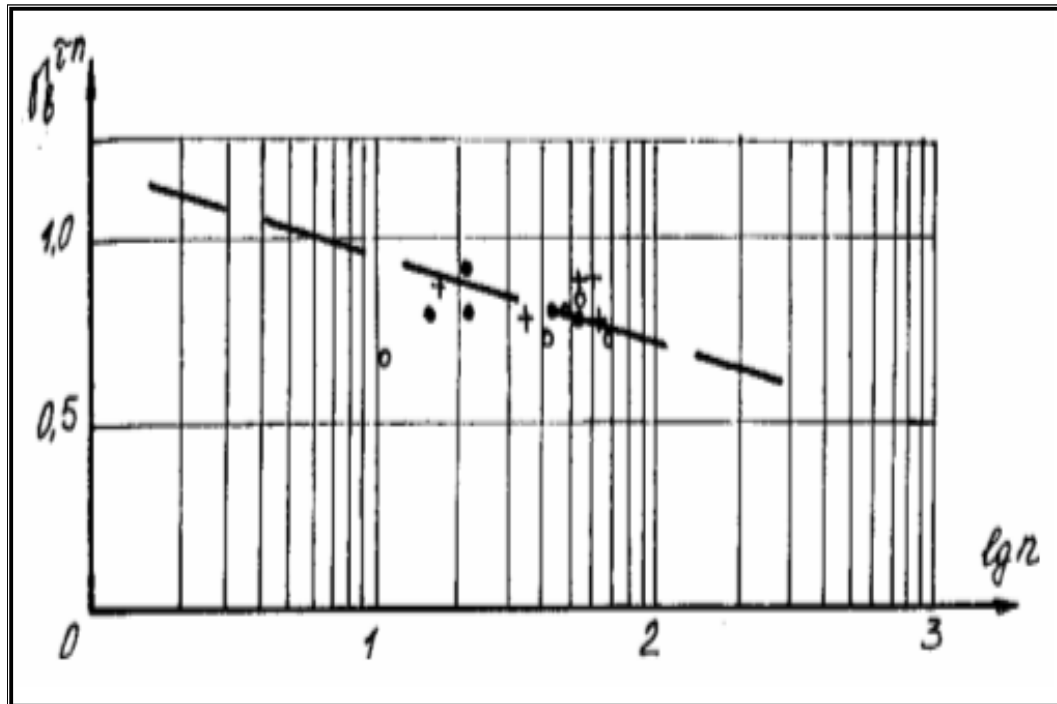


Figure 2.5 : Relation entre résistance des éprouvettes prismatique de béton et le nombre de chargement pour $\rho = 0$, $\omega = 1$ Hz. (0- série I, 0- Série II, + -III Série)

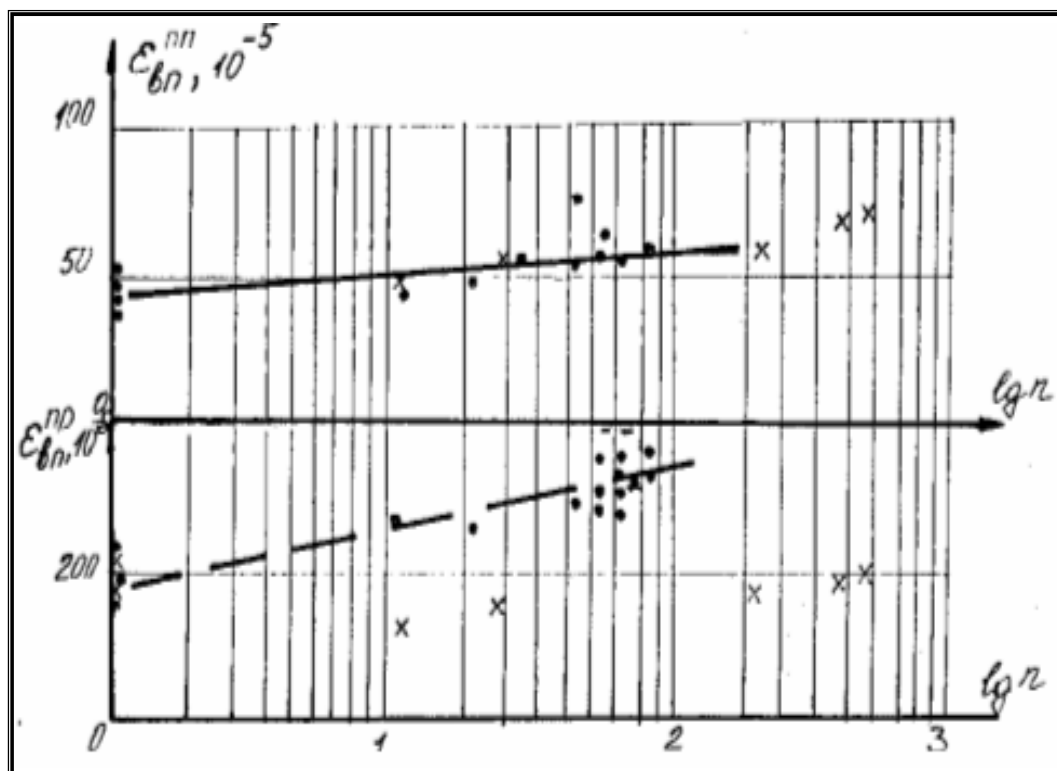


Figure 2.6 : Relation entre déformation limites transversales et longitudinale des éprouvettes prismatiques de béton et nombre de cycles de chargement dynamique alternées.

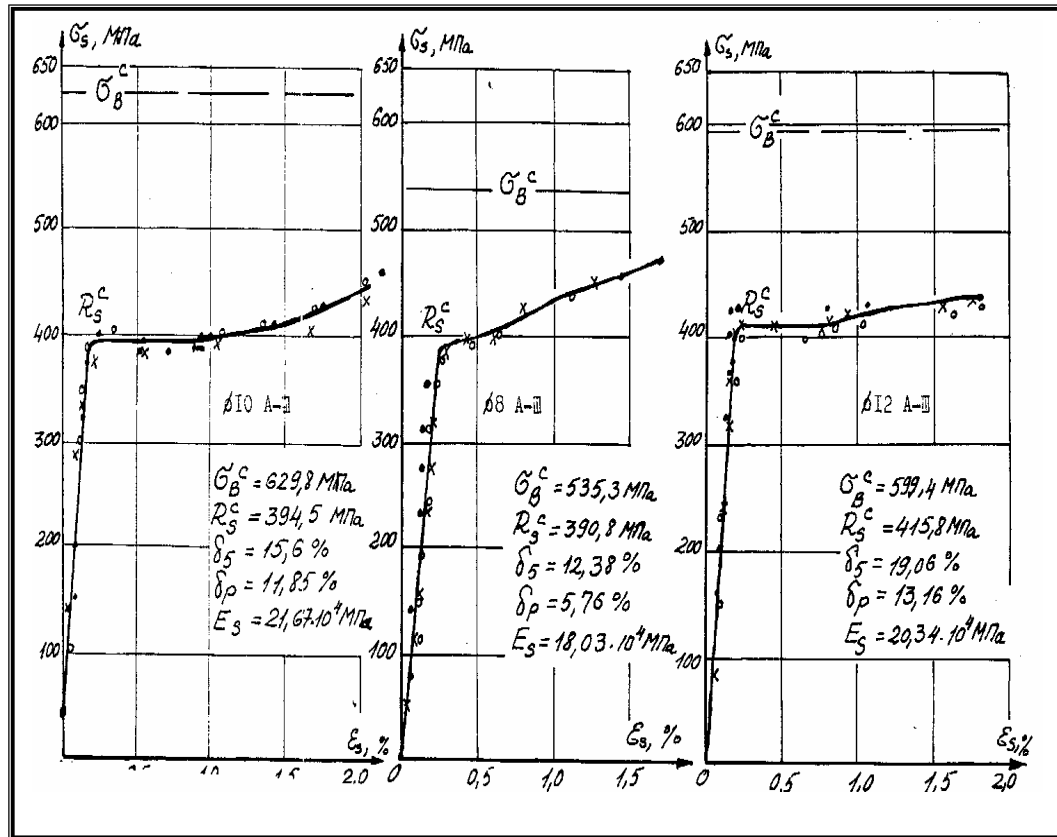


Figure 2.7 : Diagrammes ($\sigma - \epsilon$) des Armatures FeE400 $\Phi 8$, $\Phi 10$ et $\Phi 12$ sous chargement statiques.

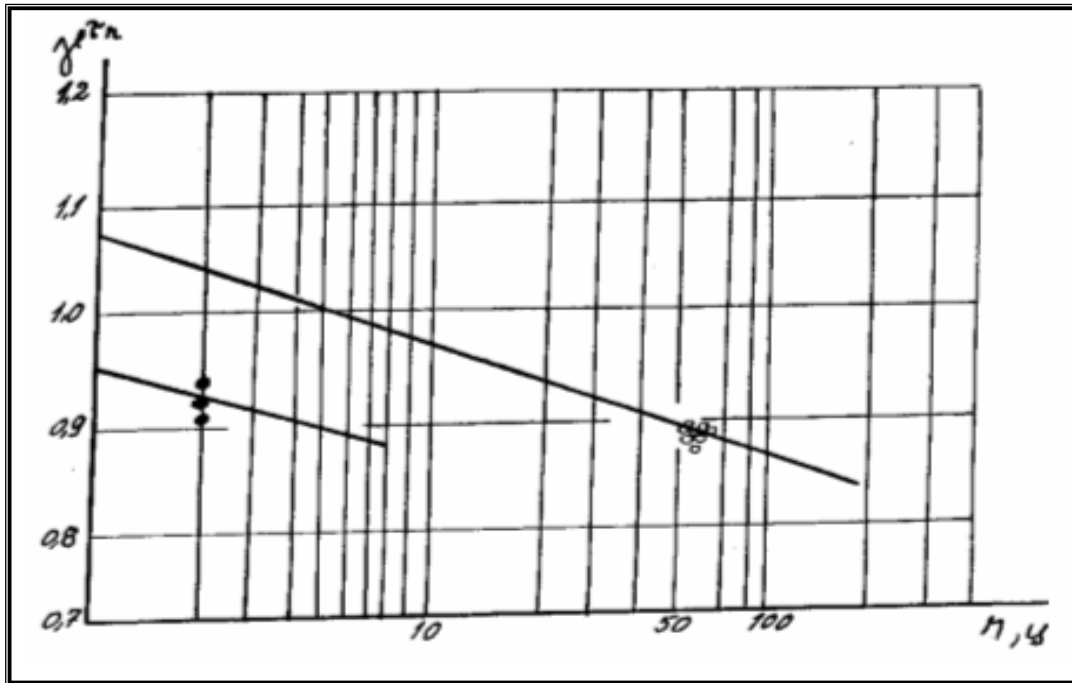


Figure 2.8 : Relation entre coefficient de condensation de travail des portiques en béton armé et nombre de cycles de chargements statiques alternés (—●—) et dynamiques alternés (—○—).

2.2 METHODE DE L'ANALYSE EXPERIMENTALE:

Il existe plusieurs expressions analytiques des diagrammes (σ - ϵ) du béton dont les branches supérieures comprimées données par les relations de **BAĬKOV et DEMITROV**

$$\frac{\sigma}{R} = v = a\eta + b\eta^2 + c\eta^3 + d\eta^4 + f\eta^5 \quad (2.1)$$

a-b-c-d-f : constantes données ou tirées par les états aux limites ou d'après les graphes de **BACHICKOV et BAMBOUR [13.9]**.

$$v = 2.65\eta + 2.2\eta^2 + 0.6\eta^{.05} + d\eta^4 \quad (2.2)$$

$$\text{C.Y.TCETLUN. [98]} \quad v = k\eta(1 - k\eta/4) \quad (2.3)$$

$$\text{KROL et TUROMIROV [45]} \quad v = 1 - (1 - \eta)^k \quad (2.4)$$

Le changement des propriétés du béton sur toutes les étapes de son travail est relation de son M. Les recommandations de comité Euro-International du béton, pour le calcul des structures en béton armé.

$$\frac{\sigma_b}{R} = \frac{k\left(\frac{\epsilon}{\epsilon_R}\right) - \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_R}\right)^2}{1 + (k-2)\left(\frac{\epsilon}{\epsilon_R}\right)} \quad (2.5)$$

R et ϵ_R : résistance maximale du béton et ϵ_R : déformation correspondante à la traction et en compression.

$K = \frac{E\epsilon_R}{R}$: Coefficient caractérisant l'état elasto-plastique du béton et qui sera égal à de 5.75 ; 2 et 1.56 « béton lourd, léger, et de résistance très élevé ».

$$\text{De (2.5)} \longrightarrow v = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad (2.6)$$

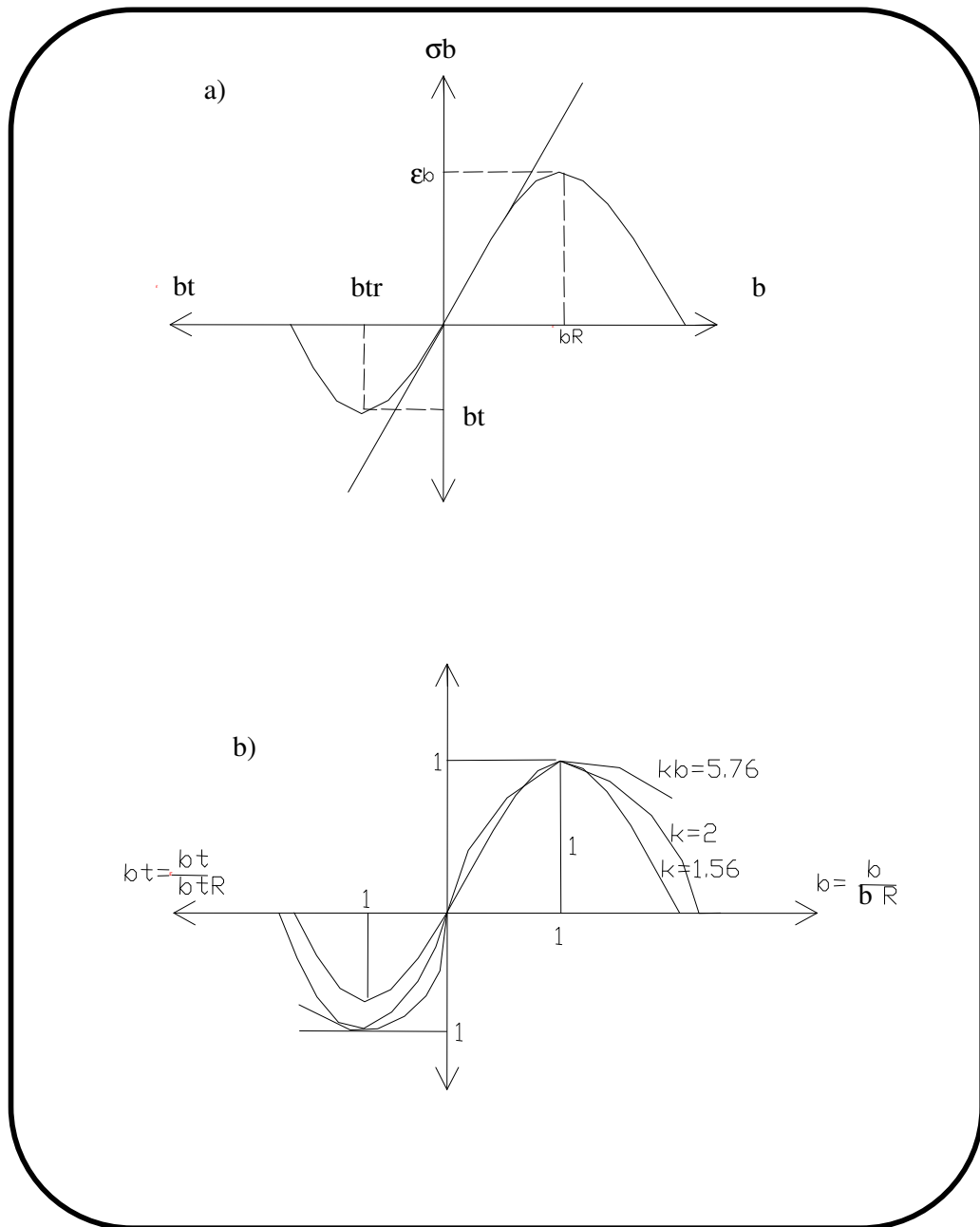
D'après les formules (2.1), (2.4) et (2.6), le paramètre $v = \frac{\sigma}{R}$, $\eta = \frac{\epsilon}{\epsilon_R}$.

Remarque :

Le graphe sera linéaire si $k=1$.

Le graphe sera parabole si $k=2$.

Le graphe sera hyperbole quadratique si ($1 < k < 2$ et $k > 2$).



2.3 CARACTERISTIQUES PHYSICO MECANQUES DES MATERIAUX UTILISES ACIER-BETON:

2.3.1 Béton:

Tableau 2.1 : Résistances des éprouvettes cubiques en béton sous chargement statique.

N°	Date d'expérience (Age/jour)	N° de série Du modèle	Surface de La section en (cm ²)	Charge de rupture N (KN)	Résistance Cubique R en MPa	Valeur moyenne de la résistance cubique R _{cp} en MPa
1	2	3	4	5	6	7
1	98 Jours	I	226.5	950	41.8	40.00
			232.56	955	41.0	
			229.5	855	37.2	
			227.9	910	39.9	
2	84 Jours	II	229.5	800	34.85	36.10
			223.5	780	34.29	
			228	830	36.44	
			232.5	890	38.33	
3	76 Jours	III	231	1010	43.7	43.3
			228	920	40.35	
			229.5	1060	46.18	
			228	980	42.98	
4	67 Jours	I	228	788	34.56	36.16
			225	834	37.06	
			229.5	846	36.86	
5	52 Jours	II	222	730	32.88	33.01
			228	822	36.05	
			224,9	776	34.49	
			222	644	28.62	
6	44 Jours	III	219	902	41.17	41.03
			222	911	41.03	
			225	922	40.97	

Tableau 2-2 : Résistances caractéristiques des éprouvettes prismatiques en béton de dimensions 10x10x40 cm sous charge statique de compression.

N°	Age de L'essai	Série de modèle	Surface transversale de la section en (cm ²)	Charge de rupture (KN)	Résistance Prismatique Mpa		Déformation, 10 ⁻⁵				Module de déformation Longitudinal initial		$\nu = \frac{\epsilon^n}{\epsilon^{np}}$
							longitudinale		transversale				
							R _{bn}	R _{bn} ^{cp}	ϵ_b^{np}	ϵ_{np}^{bc}			
1	70 jours	I	104	370	37.57		157		28.5		33.31		0.234
			101	316	31.3	32.44	136	140	25.5	27.0	33.7	32.8	
			105	320	30.47		126		-		31.5		
2	62 jours	II	102	331	32.45		192		53		29.8		0.289
			103	342	33.2	31.6	179	178	43	48	22.9	27.32	
			102.5	300	29.2		165		-		29.36		
3	55 jours	III	101	380	37.62		175		40		31.45		0.253
			103.5	356	34.40	36.17	160	176	34	37	30.01	30.34	
			103	376	36.5		195		-		29.52		

Tableau 2-3 : Résistances et déformations des prismes de béton de dimension 15x15x60 cm sous charge statique de compression

N°	Age de L'essai	Série de modèle	Surface de la section a b en (cm ²)	Charge de rupture N (KN)	Résistance Prismatique Mpa		Déformation, 10 ⁻⁵				Module de déformation Mpa	
							longitudinale		transversale			
							R _{bn}	R _{bncp}	ε _b ^{np}	ε _{bcp} ^{np}		
1	70 jours	I	234	710	30.3		173		48		31.01	
			225	666	29.6	29.7	142	166	38	45	28.7	29.7
			226.5	665	29.3		184		49		29.5	
2	62 jours	II	231	650	28.14		173		38		28.5	
			225.4	683	30.3	29.14	176	170	40	39	27.08	27.0
			224.2	650	28.99		161		–		25.6	
3	55 jours	III	228	710	31.14		161		43		30.47	
			228.7	881	38.52	33.29	218	187	56	49.5	29.94	29.8
			225	680	30.32		163		–		29.04	

Tableau 2-4: Caractéristiques des prismes de béton de dimensions (10x10x40 cm) sous chargement dynamique cyclique dont ($\xi = 0$ coefficient asymétrique)

N°	Série du modèle	Surface de la section transversale a b en (cm ²)	Charge de rupture (KN)	Nbre de cycle n	Résistance Prismatique Mpa		Déformation, 10 ⁻⁵				Coefficients cycliques	
					R _{bn}	R _{bn} ^{np}	longitudinale		transversale		γ_b^{tn}	γ_{bcp}^{tn}
							ϵ_b^{np}	ϵ_{bcp}^{np}	ϵ_b^{nn}	ϵ_{bcp}^{nn}		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	I	108.67	257.6	36	25.2	26.1	292	298	79	66.6	0.7768	0.804
2		105	292.3	45	25.7		305		65			
3		103.5	304.1	22	29.05		310		56			
4		105.2	294.7	16	25.59		267		-			
5		104.01	265.7	53	24.98		285		-			
6	II	103.5	256.3	11	21.8	23.44	286	309	45	53	0.689	0.741
7		104.2	243.9	43	23.4		298		58			
8		103	231	72	22.4		336		-			
9		104	271.3	52	24.34		336		-			
10		106.3	275	53	25.27		316		56			
11	III	106	325.3	65	27.7	29.31	370	366	58	56	0.765	0.81
12		105	314	35	27.5		365		54			
13		106.1	401.9	54	30.68		358		-			
14		106.5	292.7	54	30.5		382		-			
15		105.9	330.4	18	30.2		357		-			

$R_n = 1,06 R_b - 0,18 \lg n$ (résistance du béton au moment des actions répétées).

2.3.2 Armatures- Classe AIII FeE400 Type 2:

Les caractéristiques de résistance et déformations des armatures choisies sont obtenues à partir des essais des éprouvettes sous l'action d'un chargement statique à l'aide d'une presse hydraulique. GPM-1, la longueur d'armature prise pour l'essai est de 50 cm d'un tensiomètre avec un indicateur de 0.01mm jusqu'à 100mm de base.

L'analyse de ces essais d'armatures est représentée sur le tableau 2-5 et figure (2.7).

De nombreuses expériences sur la résistance et déformations des armatures sous l'action d'un chargement cyclique traité par [29, 56, 64, 80, 88, 90, 95, 103....].

Les différentes méthodes utilisées par éditeurs cités ci-dessous, sur des essais présentant des résultats expérimentaux donnant une déduction que :

- L'augmentation des caractéristiques de résistance des armatures sous une vitesse de chargement constante.

Sous compression l'acier FeE400 type 2 « classe AIII » dans un temps de 0.2-0.3 secondes [15, 17, 90,95] on remarque :

- L'augmentation de la limite « d'élasticité » de l'armature de 13 à 16% et la résistance de 10 à 11%.

On peut déduire que l'augmentation de la limite d'écoulement d'élasticité sera prise en considération par le coefficient de consolidation [17, 18, 64, 70, 71, 75, 89,95].

$$\gamma_s^{\tau} = \frac{R_s^{\tau}}{R_s^c} \quad (2.7)$$

R_s^{τ} , R_s^c : Limite d'élasticité dynamique et statique de l'acier.

Relation entre le coefficient asymétrique des cycles ξ et nombre de cycles n .

Données par la formule de **BECPAEV A.A.**

$$\gamma_{SN} = 1 - (.05 - 0.04\xi - 0.01\xi^2) \lg n \quad (2.8)$$

CONCLUSION GENERALE

Le but de ce travail est l'étude de la résistance et déformation des structures étagées en portiques en béton armé et aussi la redistribution des efforts dans les éléments fléchies des portiques sous l'action des charges dynamiques alternées.

Il est important de résumer ce travail par les conclusions suivantes:

- Les spécimens de portiques conçus ou construits pour une distribution élastiques des efforts donnent naissance à une redistribution d'efforts limite qui est au stade de ruine sous quelques cycles de chargement répétés ne dépasse pas 5 % mais sous 50 cycles de chargements atteint 10 %.
- L'analyse du calcul théorique de la résistance et déformation des sections critiques des éléments des portiques en béton armé montrent les états de $(\sigma - \varepsilon)$ de ces éléments pour les différents niveaux de chargements alternés et répétés suite à des détériorations développées et accumulés :

Changement des diagrammes des contraintes dans les zones comprimées de béton.

Changement des diagrammes des déformations et conditions de travail.

- Les charges horizontales provoquent une dégradation accélérée de la rigidité des sections d'appuis des poutres et poteaux, ce qui impose une nécessité de changement du rapport de ferrailage des sections critiques en comparaison avec celui obtenu par le calcul élastique du système.

- Trois cycles d'action des charges dynamiques alternées. Montrent une diminution de la résistance des spécimens de 7-10 %.
- Diminution de ferrailage des zones nodales (poteaux-poutres) de 25 -46 % en comparaison avec le calcul élastique du système.
- Cinquante cycles d'action des charges dynamiques alternées ont provoqué une décroissance (diminution) de la résistance du portique de 22 – 25 %.
- Les contraintes à ruptures en dynamiques sont supérieures à celles que l'on trouve en statique; l'écart est d'environ 26%