

EVALUATION DE LA CAPACITÉ
PORTANTE DES PONTS EN
BETON ARMÉ

Y. BOUCHAQOUR - DAT

INTRODUCTION

Les Maîtres d'ouvrages et les gestionnaires cherchent à mieux connaître le domaine d'utilisation de leurs ouvrages d'une part pour des raisons liées à l'accroissement du trafic mais aussi afin de rendre les limitations de charges mises en place plus réalistes et d'employer aux mieux les ouvrages existants d'autre part. Dans tous les cas, leur demande comporte :

- 1 - L'étude des possibilités de l'ouvrage à supporter le trafic actuel et éventuellement un convoi exceptionnel ;
- 2 - La définition des travaux de reconstruction ou de réparation;
- 3 - La limitation de charge à maintenir ou à mettre en place.

Ainsi, l'évaluation de la capacité portante des ponts existants constitue aujourd'hui une tâche importante et il est évident qu'elle le sera encore davantage dans l'avenir. Les difficultés rencontrées pour l'évaluation des ponts routiers en service , justifiées généralement du double point de vue de la sécurité et de l'économie, sont bien connues. Des solutions fiables et optimales devront être trouvées, et le meilleur moyen pour cela est d'analyser les approches déjà mises en oeuvre.

Toutefois, si pendant plusieurs dizaines d'années le calcul des structures nouvelles a évolué rapidement en fonction du progrès des connaissances et des méthodes plus rationnelles ont été utilisées pour l'amélioration de la sécurité ou l'économie des ouvrages, le calcul rationnel des structures existantes n'a pas connu le même degré de raffinement. Certaines raisons expliquent cette situation : entre autres les incertitudes sur l'estimation de la capacité portante des structures existantes, ainsi que le caractère non conventionnel des modèles d'analyse dont on doit se servir dans le calcul et des différentes discontinuités dont on doit tenir en compte, constituent autant de difficultés spécifiques de la " recalculation " (ou re-design) et cela, sans omettre de mentionner la nécessité d'une généralisation et d'un approfondissement de la philosophie de la sécurité.

GÉNÉRALITÉS

On doit noter tout d'abord, que l'évaluation de la capacité portante des ponts routiers en service fait partie intégrante du système global de la gestion des ouvrages d'art.

Son objet fondamental est la recherche de l'assurance de la sécurité, particulièrement dans les ponts en service où une certaine détérioration est déjà intervenue ou dans les ouvrages anciens dont les calculs de base ne sont plus disponibles. On estime, à juste titre, que les ponts en service doivent supporter en toute sécurité et pendant longtemps le passage des véhicules conformes à la réglementation en vigueur. En outre, un nombre acceptable de véhicules lourds devraient pouvoir circuler en toute sécurité sur certains ouvrages bien déterminés, à n'importe quel moment.

Le deuxième objectif primordial consiste à maximiser la rentabilité du capital investi dans la construction des ponts déjà en service. De plus, elle peut être une motivation importante pour des vérifications de la capacité portante chaque fois que cela est nécessaire, pour permettre un classement approprié des ouvrages d'art.

DONNÉES NÉCESSAIRES POUR L'ÉVALUATION DE LA CAPACITÉ PORTANTE

L'information fondamentale pour la prise de décision sur les différents stades de réparation est donnée par la capacité portante résiduelle de l'ouvrage. A cet effet, il est nécessaire de disposer d'un nombre considérable de données sur les caractères structuraux résiduels notamment sur la rigidité et la résistance.

L'évaluation devrait donc tenir compte:

- des caractéristiques géométriques de l'ouvrage,
- des caractéristiques mécaniques des matériaux constitutifs,
- de l'état de l'ouvrage (fissures, épaufrures, décollement, distorsions etc.);
- de la section et l'emplacement des armatures pour les structures en béton armé ou précontraint;
- du tassement, de l'affaissement, et des déformations;
- les redistributions de mouvements aux joints et aux appareils d'appui;
- du dossier complet de l'ouvrage (plans de ferrailage et la note de calcul),
- des dates de construction et de réparation et/ou élargissement.

La nécessité d'une information détaillée s'impose donc au premier lieu. Quand les calculs et en particulier tous les plans d'exécution sont disponibles, une simple inspection de l'ouvrage suffit à confirmer qu'aucun changement significatif qui entacherait la fiabilité des plans n'est apparu.

Par contre si l'on ne dispose pas d'informations suffisantes, le problème devient plus ardu. Il faut effectuer un fastidieux relevé géométrique et déterminer les propriétés externes apparentes des matériaux au moyen d'essais. Aussi si l'année de construction est connue, une idée des pratiques courantes de l'époque en terme de dimensionnement et des caractéristiques des matériaux peut donner des informations utiles.

C'est le cas, actuellement au Maroc, on se retrouve face à des ponts anciens pour lesquels ni les plans de ferrailage, ni la note de calcul ne sont disponibles. La plupart d'entre eux ont été construits avant l'apparition des règlements de surcharges actuellement en vigueur.

Il devient donc nécessaire de développer des méthodologies permettant l'estimation du ferrailage de ces ponts. Ce chapitre a été donc orienté dans cet objectif.

a - Documentation existante sur l'ouvrage

Elle est très utile dans la mesure où elle contient les éléments suivants :

- les études effectuées lors de la réalisation,
- la datation des différentes parties de l'ouvrage,
- les méthodes de construction,
- les différentes interventions sur l'ouvrage.

Au niveau des études de l'ouvrage, il est important de connaître en particulier sa conception d'origine, les hypothèses retenues sur le fonctionnement de la structure qui le constitue, les méthodes de calcul utilisées pour dimensionner ses différents éléments, et bien entendu les charges prises en compte ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux.

b - Résultats de l'inspection et des investigations de la structure

Ils comprennent les résultats de l'inspection et d'essais effectués sur l'ouvrage. (voir chapitre sur l'évaluation quantifiée des dégradations et classement des ouvrages d'art).

- L'inspection détaillée

Elle permet de déterminer avec précision la morphologie des dégradations et des désordres, elle permet aussi de déceler les défauts de fonctionnement (appareils d'appuis bloqués, dilatations empêchées ...)

- Investigations complémentaires par mesures in-situ :

Dans la plupart des cas, l'inspection détaillée de la structure est insuffisante pour obtenir une évaluation précise de son fonctionnement réel. Par ailleurs, celle-ci ne fournit aucune information sur les caractéristiques des matériaux en place. On fait recours à des investigations dont l'objectif principal est :

- Appréhender le fonctionnement réel de la structure,
- Déterminer la matière constituant l'ouvrage.

PRINCIPES GÉNÉRAUX

Vérifier sur ouvrage réel le bien fondé d'un modèle de prévision est une nécessité en génie civil. Cette nécessité est particulièrement criante pour le problème de capacité portante ou l'on déplore l'absence d'une théorie adéquate.

En dépit de plusieurs méthodes de calcul proposées, déterminer la capacité portante d'un ouvrage de manière à ce que celle-ci soit proche de la capacité réelle reste toujours très difficile.

On propose ci-après analyse des modèles couramment utilisés un module complet combinant la méthode générale dite de courbure nécessaire pour la détermination exacte des déformations et la méthode d'équilibre pour la détermination des efforts internes tout en tenant compte des contraintes réelles, de l'effet d'adhérence et des effets différés.

Pour asseoir ce modèle, le rappel des hypothèses de base et des théorèmes à appliquer suivants est donc nécessaire.

a - Hypothèses de base

- Les sections de la structure, dans lesquelles le moment fléchissant M est inférieur au moment ultime M_r , se comportent élastiquement ;
- Si dans l'une des sections de la structure le moment M_r est atteint, il naît une rotule plastique parfaite ;
- Les rotations mutuelles des sections adjacentes à la rotule plastique augmente sans restriction après l'obtention du moment M_r et sans que le moment fléchissant s'accroisse ;
- Les efforts normaux naissant dans les barres (par suite de l'effet d'arc ou de membrane) lors de leur flexion sont négligeables.

L'hypothèse c) a une influence considérable sur toute la conception du calcul et sur la définition de la capacité portante.

b - Méthode de l'équilibre

La méthode d'équilibre est une méthode de détermination de la répartition des forces et des moments supposant que les sections de la structure se comportent élastiquement jusqu'à une certaine valeur de la sollicitation et que après, leur comportement est parfaitement plastique . Elles ne sont donc pas à même de transmettre des augmentations quelconques des sollicitations, mais elles peuvent se déformer sans aucune limite.

Elle a fait preuve de fiabilité ainsi elle est préconisée par différents règlements de calcul sous différentes formes. Cette méthode était l'objet d'une série de mémoires qui lui ont été consacrés mais sous sa forme générale PRAGER (1959) ; NEAL (1963) et MASSONET et SAVE (1961).

c - Théorèmes fondamentaux

• Théorème statique

Si pour une structure donnée, soumise à un type de charge donné, il est possible de trouver une répartition des moments statiquement admissible et sûre la charge U , qui correspond à une telle répartition, est toujours au plus égale à la charge de ruine U_r .

Une conclusion importante du théorème statique consiste dans la remarque suivante à savoir qu'un renforcement quelconque de la structure n'est pas à même de diminuer sa capacité portante ultime la charge U_r initiale. En effet, si la structure se rompt sous la charge U_r , il doit exister pour cette charge, une répartition des moments statiquement admissible et sûre. Cette répartition restera statiquement admissible et sur même lorsqu'on augmente le moment ultime dans plusieurs sections. La condition d'équilibre statique ne change pas et la valeur M_r ne sera nulle part dépassée.

• *Théorème cinématique*

Si pour une structure donnée, soumise à un type de charge donné, il est possible de trouver la charge U qui correspond au mécanisme de rupture supposé ; Cette charge est toujours au moins égale à la charge de ruine U_r . Par combinaison des deux théorèmes, on peut formuler le théorème d'unicité.

• *Théorème d'unicité*

Si pour une structure donnée, soumise à un type de charge donné, il est possible de trouver au moins une répartition des moments statiquement admissible et sûre et si, pour cette répartition, les moments ultimes sont atteints dans autant de sections qu'il est nécessaire pour créer un mécanisme, la charge correspondant à une telle répartition est justement la charge de ruine U_r cherchée.

Par conséquent, pour la justification d'une structure donnée (dont les dimensions et les armatures sont connues), soumise à un type de charge donné, on procède comme suit :

- On détermine les différentes parties dans lesquelles peuvent naître des mécanismes indépendants de rupture ;
- On recherche, dans la mesure de possibles, tous les mécanismes de rupture, en supposant que les rotules plastiques naissent aux endroits où les moments fléchissants présentent des valeurs absolues maximales ;
- On calcule les moments ultimes à partir des propriétés connues des sections ;
- On compare les moments engendrés par le type de charge et le moment ultime.

d - Conduite de calcul

Au cas des ponts, la charge appliquée est celle du convoi utilisé pour l'essai en outre, les structures sont généralement plane et à poutres (dalles ou poutres multiples). La conduite de calcul pour appliquer cette méthode et la suivante:

- On détermine, selon la théorie élastique, la répartition des moments pour le cas de charge donné ;
- Dans les sections critiques, on établit les valeurs de calcul des sollicitations (moments, efforts normaux et efforts tranchants) ;
- On détermine les moments résultants pour les combinaisons les plus défavorables
- On détermine les flèches théoriques sous le chargement pour les égaliser avec les flèches mesurées, et on détermine par la suite la rigidité effective;
- On détermine la section du béton comprimé, la section du béton non fissuré et les sections des armatures comprimées et tendues au cas des ponts en béton armé, ou les contraintes extrêmes.
- On vérifie que $M_s < M_r$, que l'ouverture des fissures W est admissible et que la flèche est compatible;

e - Détermination des éléments de réduction

Pour la détermination des éléments de réduction, on préconise la méthode dite des lignes d'influence longitudinales basées sur la méthode des foyers et transversales à partir de la méthode du GUYON-MASSONET-BARRES. (voir les programmes POUTRE pour les ponts à poutres et DALLE pour les ponts dalles);

On détermine les moments dûs aux charges permanentes, aux le chargement d'essai, aux surcharges réglementaires M_{per} , M_{max} et M_{char} et/ou au convoi imposé. ou choisi. (cas de limitation de charges).

f - Calcul de déformation

Le comportement et la qualité d'une structure peuvent être jugés en se basant sur 3 critères : sa capacité portante, son aptitude au service et sa durabilité.

Dans le cas des ouvrages d'art courants, et à part le problème lié à la durabilité (corrosion, abrasion ou détérioration des surfaces, attaques chimiques) et la fissuration, c'est surtout la déformation de ceux-ci qui est un critère de qualité. En effet, très souvent une aptitude au service médiocre se reflète aux déformations excessives des différents éléments structuraux de l'ouvrage. Ces déformations peuvent engendrer toutes sortes de désordres difficilement réparables et très coûteux.

Ce problème de déformation a pris une importance accrue, ces dernières années, dans le monde entier.

COMPORTEMENT DANS LE TEMPS DES STRUCTURES EN BÉTON

L'aptitude au service des structures en béton armé ou précontraint ne peut être vérifiée que si l'on tient compte du comportement réels dans le temps des matériaux constitutifs.

Le béton subit des déformations à long terme par suite de son retrait et de son fluage, son comportement dans le temps doit être connu ou du moins estimé si on sait que l'essai de chargement s'effectue au plutôt après 90 jours de la date d'achèvement des travaux de béton.

a - Relaxation

L'ingénieur attribue souvent le fluage au béton et la relaxation à l'acier de précontrainte. Or, fluage et relaxation sont des phénomènes liés de sorte qu'il y a également relaxation pour le béton en fluage pour l'acier (Favre).

La relaxation $r(t, t_0) = E_0 (1 + \Delta \sigma_r / \sigma_0) = \sigma(t, t_0) / \varepsilon_0$ (Equation de VOLTERA)

$\varepsilon_0 = \sigma_0 \varnothing(t, t_0) + \int_{t_0}^t \varnothing(t, r) \cdot \partial_s(r) / \partial \sigma dr$

$\varnothing = 1 / (1 + \phi)$ représente la fonction fluage,

ϕ = coefficient de fluage

$\varnothing$ = permet de trouver la fonction $\sigma = r(t, t_0)$

DISCHINGER avant déduit $r = E_0 e^{-\phi}$

b - Analyse du comportement d'une section dans le temps

Le centre de gravité se déplace dans le temps puisque le coefficient d'équivalence $n_i = E_i/E_{ref}$ varie par suite de fluage.

En introduisant les valeurs transformées A, B et I:

$$A = n \, dA ; B = \int z \, n \, dA ; I = \int z^2 \, n \, dA$$

nous obtenons $N_0 = E_{ref} (\epsilon_{or} A + \phi_0 B)$ et $M_0 = E_{ref} (\epsilon_{or} B + \phi_0 I)$

$$D'où \quad \epsilon_{or} = \frac{N_0 I - M_0 B}{E_{ref} (A I - B^2)}$$

$$\phi_0 = \frac{-N_0 B + M_0 A}{E_{ref} (A I - B^2)}$$

$$\text{De ce fait on déduit le module ajusté est } E_j = \frac{E_0 j}{1 + \gamma_j \phi_j}$$

γ_j = Coefficient de vieillissement au temps j

$$\gamma_j = \frac{t^{0.5}}{1 + t^{0.5}} \quad (\text{CEB - FIP90})$$

t = l'âge du béton en jours à compter à partir de 90j de l'achèvement des travaux du béton;

ϕ = Coefficient de fluage pris égal, au Maroc, à 2.5 à l'intérieur du continent et 3.5 dans les régions côtières.

Pour la suite et vu que l'essai est spontané, on prend un module d'élasticité E ajusté moyen égal à :

$$E = (E_0 \cdot M_{sur} + E^* \cdot M_g) / (M_{sur} + M_g)$$

E_0 = Module à l'instant $t_0 = 90 \text{ j}$: date de référence

E^* = module ajusté à l'instant $t_j = E_0 \times \phi$ et $\phi = 1 / (1 + \gamma_j \phi_j)$

M_{sur} = Moment dû aux surcharges

M_g = Moment dû aux charges permanentes.

APPROCHES

Pour modéliser une structure en béton, afin de déterminer sa capacité portante deux approches sont possibles :

- Approches par couches ;
- Approche par courbures.

1 - APPROCHE PAR COUCHES

La structure est considérée comme un empilement de couches dont chaque couche est soumise à un plan de contrainte, les armatures sont représentées

par une couche d'épaisseur égale à la section d'une barre divisée par l'espacement des barres. Enfin, dans un processus itératif de calcul aux éléments finis, on calculera pour chaque couche le vecteur déformation relative $(\epsilon)_i$

$$\{\sigma\}_i = \{C\}_i \cdot \{\epsilon\}_i$$

C_i définit la loi constitutive contrainte -déformation.

Les efforts sont déduits par intégration.

Cette approche est une approche fondamentale rigoureuse. Cependant, elle est fastidieuse, lourde et exige un temps de calcul à l'ordinateur considérable .

2 - APPROCHE PAR COURBURE :

C'est l'approche la plus directe et la plus globale. Elle se prête parfaitement au calcul à l'ordinateur. Son principe est le suivant :

Au lieu de travailler sur des lois contraintes-déformations relatives puis intégrer celles-ci sur la hauteur on travaille directement sur des lois moment - courbure qui représentent en tenant compte de la fissuration du béton (en cas des ouvrages en béton). La relation moment -courbure du code Modèle CEB-FIB 1990 répond à tous ces critères.

3 - CHOIX DE L'APPROCHE :

L'approche par couches est conçue pour être utilisée par la méthode des éléments finis. Par contre celle par courbure est utilisée par toutes les méthodes .Du faite de sa lourdeur bien connue et sa sensibilité à la définition du maillage, la méthode des éléments finis, n'a pas été préconisée par notre étude. On a utilisé l'approche par courbure définie ci-après.

4 - NOTIONS FONDAMENTALES:

La connaissance des courbures constitue la base de calcul des déformations (flèche, rotation) d'une structure fléchie.

La courbure r est définie par la relation :

$$\frac{1}{r} = \frac{\delta^2 y}{dx^2} = \frac{M}{EI} = \frac{\epsilon_a - \epsilon_b}{h_u}$$

$$r = \frac{EI}{M}$$

$$1/r = \text{courbure}$$

$$M = \text{Moment}$$

$$EI = \text{rigidité}$$

ϵ_a = déformation des armatures

ϵ_b = déformation du béton à la fibre la plus comprimée

h_u = Ordonnée des armatures par rapport à la fibre la plus comprimée

y = la flèche au point x obtenue en intégrant deux fois $1/r$

Dans le cas des structures en béton, le matériau ne se comporte pas de manière élastique linéaire en raison des effets différés et de la fissuration. La courbure totale à l'instant t est égale à la somme de la courbure élastique instantanée $(1/r)_0$ et celles dues au fluage $(1/r)_f$ et au retrait $(1/r)_r$.

$$(1/r)_m = (1/r)_0 + (1/r)_f + (1/r)_r$$

$(1/r)_r$ la courbure due au retrait est souvent négligeable.

Chacun des termes de cette équation se rapporte, selon le cas considéré, au stade I au stade II ou au stade intermédiaire.

5 - COURBURES EN STADES I ET II : $1/R_1$, $1/R_2$:

Le calcul des courbures en stade I et II peut s'effectuer à partir de la courbure de base $1/r_0 = 1/r_b$:

$$1/r_b = M / (EI)_b$$

Courbure en état I: section non fissurée: $1/r_1$: est déduite en prenant en compte l'inertie de toute la section non fissurée $1/r_1 = 1/r_b$;

Courbure en état II: section fissurée: $1/r_2$: dès que le béton est fissuré, l'évaluation de la courbure devient complexe, $1/r_2$ est supputée théoriquement en ne tenant compte que l'inertie de la partie du béton non fissuré soit :

$$1/r_2 = 1/r_b \cdot (EI)_b / (EI)_h$$

$(EI)_b$: rigidité flexionnelle correspond à la section du béton seul non fissuré.

$(EI)_h$: rigidité flexionnelle correspond à la section homogène (béton comprimé seul et armatures).

M est le moment de flexion appliqué à la section.

6 - COURBURE MOYENNE:

D'après le code - modèle CEB-FIP la courbure moyenne $1/r_m$ est définie comme étant la courbure en stade II diminuée d'une quantité $1/r_{ts}$ qui représente la contribution du béton tendu entre les fissures.

Elle est égale à

$$1/r_m = M / (EI)_e = 1/r_2 - 1/r_{ts}$$

L'indice ts est tension stiffening (en anglais)

$$1/r_{ts} = 0.5 \cdot (1/r_{2f} - 1/r_{1f}) \cdot (M_f/M)$$

M_f = moment de fissuration;

$1/r_{if}$ = courbure en état I ou II sous le moment M_f

- Moment de fissuration M_f :

Le moment de fissuration est un paramètre important qui caractérise la limite de l'état non fissuré. Revêtu d'un intérêt particulier, il était l'objet plusieurs recherches qui proposent les formules l'évaluant, les plus remarquables suivantes:

Formule proposée par le CEB:

$$M_f = f_t W_{pt}$$

ou f_t est la résistante à la traction pure du béton;

W_{pt} est le module de résistante de la section homogénéisée égal à:

$$W_{pt} = (0.29 + 1.5 \rho_n) b h^2 + (0.75 A_f + 0.15 A'_f) h$$

ρ_n = pourcentage d'armatures tendues = A_s/bd

A_f et A'_f sont les aires saillantes de la table et du talon (cas général)

- Formule proposée par le code ACI:

$$M_f = f_t I / y$$

f_t = résistance de traction du béton;

I = inertie du béton seul;

y = ordonnée de la fibre la plus tendue par rapport à l'axe de la section .

Formule proposée par TICHY et RAKOSNIK

TICHY et RAKOSNIK proposent la méthode simplifiée suivante donnant le moment de fissuration:

En cas de la flexion simple on prend $M_f = f_t W / 0.6$ (1)

En cas de la flexion composée $M_f = M_f(1) / (1 - W/Be)$;

W : module de résistance calculé sans tenir compte des armatures

B : la section du béton seul

e : excentricité de l'effort normal.

Pour la suite du calcul, on préconise la formule de TICHY et RAKOSNIK puisque dans la plupart des cas on ignore la section des armatures.

On distingue, donc, deux cas:

1° cas : $M < M_f$: la section se trouve en stade I et on pose $M_f/M = 1$ car $M_f/M > 1$ n'a pas de sens physique; $1/r_m = 1/r_i$,

2° cas : $M > M_f$: la section se trouve en stade II:

$$1/r_m = 1/r_2 - 0.5 (1/r_{2f} - 1/r_{1f}) \cdot M_f/M \text{ avec :}$$

$1/r_{11}$ = courbure en stade I pour $M = M_1$
 $1/r_{21}$ = courbure en stade II pour $M = M_1$
 M = moment de flexion appliqué
 M_1 réduit = $\sqrt{0.5} M_1 = 0.707 M_1$
 Détermination des déformations:

7 - CALCUL DU COEFFICIENT DE FLECHE F E IE.:

Ce coefficient est supputé selon les formules de la résistance des matériaux avec les hypothèses suivantes :

- la section plane reste plane
- le matériau est homogène
- les déformations sont élastiques.

a - Méthode générale:

La flèche élastique : $f_b = \int 1/r_m \cdot M dx$

Pour les systèmes isostatiques, les diagrammes élastiques M permet en chaque point de déterminer les courbures $1/r_1$ et $1/r_2$. Pour les systèmes hyperstatiques, on procède à un calcul itératif.

Une fois le processus itératif terminé, il est alors possible de calculer la flèche f par intégration numérique.

Une proposition faite par COURBON et CHARON donnant la flèche pour les charges uniformément réparties ou pour le cas des poutres croisées permet de déterminer approximativement la flèche pour des cas précis. Cette formule a été préconisée par certains travaux de fin d'études menés par les écoles marocaines d'ingénieurs. Cette formule $f = \sum n a_i / r_i$ ne peut être généralisé pour le cas des ponts du fait que les surcharges instantanées appliquées à ces derniers sont ponctuelles et de positions variables (charges mobiles) au contraire des surcharges appliquées au bâtiment considérées uniformes et constantes.

En profitant du théorème qui stipule que entre deux sections où le moment est nul, la répartition des moments est constante d'une part, et du fait que les mesures des flèches en cas des essais de chargement se font au milieu des travées donc entre deux sections de moments nuls d'autre part, on peut préconiser, sans erreur, de déterminer la flèche élastiquement en se basant sur les méthodes de la RDM ;

b - Ligne d'influence de la flèche

On détermine les lignes d'influence des déformations qui sont :

$$\text{on a } f(x) = \int \frac{1}{r} \cdot M dx$$

$$\text{soit } f(x) = f(x_0) + w_0 \cdot x + \int_{x_0} \frac{1}{r} M (x-z) dz$$

a/ Pour une structure plane isostatique: (flèche isostatique f_0) :

la flèche f due à une charge P appliquée à une abscisse α est égale à

le moment $M = P \cdot \mu(\alpha, x)$ donc, $f = \int \mu / EI \cdot (x-z) dz = P \int \mu(\alpha, x) / EI \cdot (x-z) dz$

La ligne d'influence du moment $\mu(\alpha, x) = \min(x, \alpha) \cdot (1 - \max(x, \alpha))$

toute intégration faite avec :

$$w_g = \frac{-1}{6EI} \cdot \frac{\alpha(1-\alpha)(2l-\alpha)}{1}$$

$$w_d = \frac{1}{6EI} \cdot \frac{\alpha(1+\alpha)(1-\alpha)}{1}$$

$$\text{on a } f_0(\alpha, x) = -\frac{1}{6EI} \cdot r_1(l-r_2)(2l \cdot r_1 - r_2^2 - r_2^2) \text{ avec}$$

$$r_1 = \min(\alpha, x) \text{ et } r_2 = \max(\alpha, x)$$

d'après le théorème de MAXWELL on a $f_0(\alpha, x) = f_0(x, \alpha)$

b/ Pour le cas d'une poutre continue :

$$\text{On a toujours } f(\alpha, x) = \int \frac{M}{EI} (1-x) dx$$

le moment $M(x) = M_0(x) + M_g(1-x/l) + M_d(x/l)$

M_g et M_d désignent les moments fléchissant sur appuis et M_0 le moment isostatique égal à $P \cdot \mu(\alpha, x)$.

Supposons-nous de calculer la flèche à l'abscisse ξ . Rendons la travée i isostatique en introduisant des articulations en i et $i+1$ et appliquons une charge Q à l'abscisse ξ . Le moment fléchissant à l'abscisse x sera alors.

$M_1(x) = M(x) + Q M_0(\alpha, x)$ de l'expression du potentiel W

$W = 1/2 \int_0^l \frac{M^2}{EI} dx$, on déduit la flèche f à l'abscisse x

$$f(\xi) = \left(\frac{\partial W}{\partial Q} \right)_{Q=0} = \int_0^l M_0 \cdot \frac{M dx}{EI}$$

en remplaçant $M(x)$ par sa valeur on aura:

$$f(x) = f_0(x) + M_g \cdot \int_0^l \mu(\alpha, x) (1/l - x/l) dx / EI + M_d \int_0^l \mu(\alpha, x) x/l dx / EI$$

Le calcul des intégrales se fera aisément en intégrant deux fois les fonctions $(1 - \frac{x}{l})$ et $\frac{x}{l}$

Dans le cas où l'inertie est constante on aura :

$$f(x) = f_0(x) + Mg \frac{\alpha(1-\alpha)(2l-\alpha)}{6EI} + Md \frac{\alpha(1-\alpha)(l+\alpha)}{6EI}$$

Les moments Mg et Md sont déterminés en utilisant les théorèmes de CLAYPERON et la méthode des foyers.

c - Méthode des foyers

Si on charge la travée i, on a d'après la formule de CLAPEYRON:

$$M_{i-1} b_i + (c_i + a_{i+1}) M_i + b_{i+1} M_{i+1} = -w''i$$

$$M_{i-2} b_{i-1} + (c_{i-1} + a_i) M_{i-1} + b_i M_i = w''i$$

Les rapports des moments M_m / M_{m+1} sont constants lorsque une travée m est la seule chargée.

Une fois l'ouvrage est déchargé on appelle rapports focaux les grandeurs jg et jd avec:

$$\varphi_{jg} = -M_{m-1} / M_m \text{ et}$$

$$\varphi_{jd} = -M_m / M_{m+1}$$

$$\text{on a } \varphi_{jg} = 0 = \varphi_{jd}$$

$$\text{et } \varphi_{gm} = \frac{b_m}{(c_{m-1} + a_m) - \varphi_{gm-1} b_{m-1}}$$

$$\varphi_{dm} = \frac{b_m}{(c_m + a_{m+1}) - \varphi_{gm+1} b_{m+1}}$$

a, b et c sont les coefficients de BRESS

$$a = \int_0^l \frac{(1-x)^2}{l} \frac{dx}{EI}, \quad b = \int_0^l \frac{x(1-x)}{l} \frac{dx}{EI}$$

$$c = \int_0^l \frac{x^2}{l} \frac{dx}{EI}$$

$$\text{la rotation gauche } w'_g = - \int_0^l \mu(x) \frac{(1-x)}{l} \frac{dx}{EI}$$

$$\text{la rotation de droite } w'_d = \int_0^l \mu(x) \frac{x}{l} \frac{dx}{EI}$$

$$Mg = \frac{1}{b_i} \cdot \frac{\varphi_{gw}g + w_d \varphi_{gd}}{1 - \varphi_{gd} \varphi_{dg}}$$

$$Mg = \frac{1}{bi} \cdot \frac{\varphi g w d w g + w d \varphi d}{1 - \varphi d \varphi g}$$

Particularité de la fonction $F(x) = \int \mu(\alpha, x) f(x) dx,$

$$F(\alpha) = - \int f(\alpha) + A\alpha + B$$

A et B sont déterminés à partir de $F(0) = F(l) = 0$

EFFET DE L'EXCENTRICITE DES CHARGES

La détermination de la flèche d'une poutre d'un pont dépend de la méthode utilisée pour répartir transversalement les charges.

L'effet d'une charge posée sur le pont se répartit sur les fibres principales, cette répartition est assurée par les entretoises si elles existent ou par hourdis. Différentes méthodes de calcul ont été proposées, elles sont classées en deux catégories selon que la section transversale peut être considérée comme étant déformable ou indéformable.

Ce dernier cas est adapté aux tabliers dotés d'entretoises suffisamment rigides (avec entretoises intermédiaires nombreuses et rapprochées), dans ce cas on utilise :

- Méthode des entretoises rigides, connue sous le nom de méthode de Courbon, appliquée aux ponts en béton armé (ponts à poutres ou à caisson) ;
- Méthode de torsion uniforme appliquée surtout pour les ponts métalliques ou mixtes.

Lorsque le tablier (dalle ou à poutres) ne comporte pas d'entretoises rigides (sans entretoises intermédiaires ou avec entretoises d'espacement large), la section transversale est considérée comme déformable, dans ce cas le comportement mécanique de tels tabliers s'écarte de celui résultant de l'application des méthodes classiques de la RDM, on utilise alors le plus souvent la méthode de GUYON-MASSONNET, basée sur un modèle de grillage de poutres, appliquée aussi bien pour les ponts à poutres multiples sous chaussées que pour les ponts dalles.

Outre ces méthodes, on utilise la méthode des éléments finis pour analyser les structures des ponts, la méthode consiste à modéliser le tablier par des éléments plaques et poutres. Le calcul est pratiquement exact mais coûteux et long.

Pour notre estimation, on a préconisé la méthode dite de GUYON MASSONNET ET BARRE détaillée en annexe.

La flèche est donnée par la relation suivante :

$$f_r = \sum_i K_{ij} \cdot f_{ri}$$

K_{ij} : représente le coefficient de répartition transversale de la fibre j relatif à une charge P_i
 f_r : la flèche moyenne du pont calculée, en supposant le pont comme une poutre de rigidité égale à la somme des rigidités des poutres qui le constituent, par la formule donnée dans le cas de la poutre isolée..

8 - DONNEES A ADMETTRE

• DETERMINATION DE LA RIGIDITE EI:

La rigidité est le caractère essentiel pour l'évaluation de la déformation. En dépit de plusieurs méthodes de calcul existantes, déterminer la rigidité de manière qu'elle soit proche de la réalité reste toujours difficile. On propose d'analyser ci-après, les modèles couramment utilisés:

a - Méthode proposée par le règlement BAEL

Pour tenir compte de l'existence de fissures éventuelles dans les zones tendues, le règlement BAEL propose de substituer le moment d'inertie de la section rendue homogène I_0 , un moment d'inertie fictif I_f évalué empiriquement à partir des formules suivantes : (cf Art B.6.5,2 du BAEL 91)

$$I_f = \frac{I_0}{(1 + \lambda \cdot \mu)} \cdot 1,1 \text{ dans laquelle :}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec coefficient d'équivalence $n = 15$.

$$\lambda = \lambda_1 = 0,05 \cdot \frac{f_{ce}}{b_0} \quad (\text{charges instantanées})$$

$$\lambda = \lambda_v = 0,4 \cdot \lambda_1 \quad (\text{charges différées}) \quad \text{Avec :}$$

b et b_0 : dimensions de la section.

b - Modèle Américain proposé par le code ACI :

Le code Américain propose dans toutes ces versions (de 1971, 1983 et 1989) pour l'estimation des flèches le modèle suivant donnant la rigidité $E_c I_e$ d'une poutre ou d'une dalle biappuyée en béton armé tenant compte de la fissuration du béton (cf Art 9.5.2.3 du code ACI 318- 83)

E_c : le module d'élasticité longitudinale du béton.

I_e : le moment d'inertie effectif calculé à partir de la formule suivante :

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \cdot I_g + \left(1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right) \cdot I_{cr}$$

avec I_g : moment d'inertie de la section du béton seul ;

I_{cr} : moment d'inertie homogénéisée (béton comprimé + armatures) ;

M_{cr} : moment de fissuration.

$$M_{cr} = \frac{f_t \cdot I_g}{\lambda_t}$$

$$f_t = 0.62 \sqrt{f_c}$$

f_c : résistance caractéristique du béton à la compression ;

y_t : distance du centre de gravité de la section du béton seul à la fibre extrême la plus tendue ;

M_a : moment maximal appliqué.

Pour tenir compte des effets différés, on multiplie la flèche par un coefficient λ égal à $\zeta/(1+50\rho)$, $\rho = A_s = \frac{A_s}{d \cdot b_0}$: pourcentage de l'acier comprimé et ζ coefficient =

$\zeta=1$ pour une durée de plus de 2 ans ;

$\zeta=1.4$ pour une durée d'un an ;

$\zeta=1.2$ pour une durée de six mois ;

$\zeta=1$ pour une durée de trois mois ;

c - Proposition de modification du modèle Américain

Monsieur Amine GHALI de l'Institut Américain du Béton ACI propose (1993) la formule suivante :

$$(EI)_e = \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^4 EI_c + \left(1 - \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^4 \right) EI_{cr}$$

où I_{cr} est le moment d'inertie du béton comprimé sans tenir compte ni des armatures ni du béton tendu.

d - Méthode trilineaire

Cette méthode a été préconisée par le CEB et reprise dans l'Eurocode. Elle est basée sur la constatation expérimentale suivante :

La relation réelle charge-flèche peut être approchée, à l'état de service, au moyen d'une loi trilineaire représentant une pondération de la loi moment-courbure.

$$f = f_2 - 0.5 (f_{2f} - f_{1f})$$

f : flèche probable ;

f_1, f_2 = flèche au stade I et II

f_f = flèche sous M_f .

$$f_1 = \int 1/r_1 \cdot M dx$$

$$f_1 = \int 1/r_1 \cdot M dx$$

il vient donc que $1/(EI)_e = 1/EI_h - 0.5 \cdot (1/EI_h - 1/EI_b) \cdot (M_r/M)^2$

I_h = Inertie homogène et I_b = Inertie du béton seul;

e - Critique des modèles

Vérifier le bien fondé d'un modèle de prévision est fort complexe. Néanmoins, de l'application des modèles sus-cités sur plusieurs cas, il ressort ce qui suit:

Le modèle Français préconisé par le règlement BAEL 91 n'est qu'un moyen pour s'assurer que la structure présente une raideur acceptable eu égard les fonctions qu'elle doit remplir. Le règlement précise dans le commentaire de l'article B.6.5,2 qu'il vain de chercher une identité entre la flèche calculée par ce modèle et la flèche réelle. Il faut souligner aussi, que le module d'élasticité du béton E_b est pris toujours égal à $E_a/15$ soit, si le module d'élasticité de l'acier est constant et égal à 200000 MPa, 13330 MPa quelque soit la nature, l'âge ou le milieu du béton.

Par contre, le modèle américain, en vigueur depuis 1977, est plus réaliste par rapport aux modèles proposés par d'autres règlements étrangers. Ce modèle perd sa fiabilité dès que le moment sollicitant dépasse 3 fois le moment de fissuration. En outre ce modèle est en cours de révision par le comité de l'ACI 318.

Selon une étude comparative des quatre modèles CEB, ACI et BAEL, appliqués à une poutre biappuyée, le modèle Français BAEL donne une erreur moyenne sur l'inertie de 36%, le modèle Américain ACI réalise une erreur sur l'inertie de 25% (pour $M/M_f = 3$) alors que le modèle international CEB-FIP donne une erreur maximale de 10 % pour les rapports M/M_f inférieurs à 4 sans qu'il soit conditionné par le rapport M/M_f .

On préconise pour notre approche, le modèle CEB qui présente une plus proche réalité.

f - MODULE D'ELASTICITE E_0 :

Connaître le module d'élasticité, c'est résoudre le problème à 50% c'est à dire que le module d'élasticité a une grande influence sur les résultats. C'est donc, qu'on a proposé, une formule donnant ce module en tenant compte de la nature des granulats.

$$E_0 = 11000 \times \lambda \cdot (f_b)^{0.283}$$

λ = coefficient des granulats

1.3 pour les granulats issus du basalte ou d'une roche dure;

1.0 pour les granulats issus du calcaire;

0.7 pour les granulats issus de roche tendre comme le calcaire.

g - Correction de l'inertie

La superstructure participe à la rigidité de l'ouvrage. Le bombement, le revêtement ainsi que les murets s'ils existent ont une influence remarquable sur les inerties de la section.

• PONTS DALLES OU CAISSONS:

On propose donc, de corriger la section des ponts dalles ou caissons de la manière suivante.

La hauteur de la section est corrigée par un $\Delta h = [(lch/4)^2 - 1/12] * [p/(100 * l)]$

ou lch = largeur de la chaussée, p = pente en % et l = plate-forme.

Pour tenir compte de l'influence des parapets ou des murets lorsqu'ils existent, on majore l'inertie en travée, supputée en tenant compte de Δh , de 6 %

PONTS OUVERTS (ponts à poutres):

L'influence des parapets ou des murets est donnée par la formule suivantes proposées par HASSAN

$$\Delta I / 100 = 25 - n \cdot l / b \text{ ou}$$

ΔI = la part de l'inertie ajoutée par la présence des murets;

n = nombre des poutres;

l = longueur moyenne des travées adjacentes

b = largeur de la plate-forme.

- ANALYSE FINE DES CONTRAINTES

Pour les besoins d'application de la méthode de l'équilibre, la détermination des contraintes réelles des constituants est essentielle. Ci-après, on propose les méthodes fines de détermination des celles-ci.

1 - CONTRAINTE DANS LE BETON

a - DEFORMATION ϵ_b :

La déformation du béton est égale à $\epsilon_b = \Psi_b y.C_m$

C_m = courbure = $M_{total} / (EI)_e$

M_{total} = Moment sollicitant total (charge permanente et chargement)

Ψ_b est un coefficient qui tient compte de la distribution des déformations non linéaires sur la hauteur de la poutre (la table, la moins rigide, est la plus sollicitée).

Pour les ponts dalles, la rigidité est constante, donc :

$\Psi_b = 1$ pour les ponts dalles

Pour les ponts à poutres, la table est moins rigide que l'âme, les déformations alors se y concentrent. On prend :

$\Psi_b = 1.5$ pour les ponts à poutres.

b - CONTRAINTE MAXIMALE DANS LE BETON

La loi contrainte-déformation est non linéaire, on différencie, pour les besoins de la formulation, 2 cas : Cas du comportement élastique : la déformation est inférieure à une déformation élastique limite et le cas contraire

Déformation relative limite: ϵ_{b0}

La déformation limite élastique ϵ_{b0} est donnée égale à $\epsilon_{b0} = 0.62 \cdot e^{-3 \cdot f_1/3}$.

La contrainte maximale dans le béton est égale à .

1° cas: ϵ_b est inférieur à ϵ_{b0}

pour les ouvrages anciens (construits avant 1960)

$$f_{bc} = f_c \cdot K \cdot ee / (1 + (K-1) \cdot ee^2)$$

pour les ouvrages construits après 1960:

$$f_{bc} = f_c \cdot K \cdot ee (1 + ee - 2 \cdot ee^2) / (1 + (K-2) \cdot ee + (K-1) \cdot ee^2)$$

$$ee = \epsilon_b / \epsilon_{b0} \text{ et } K = 1.1 E_b \cdot \epsilon_{b0} / f_c$$

f_c = contrainte caractéristique du béton

si f_{bc} est inférieure à $0.3 f_c$, la loi est considérée comme linéaire, on peut donc corriger la contrainte et on la prend égale à $E \cdot \epsilon_b$.

2° cas: ϵ_b est supérieur à ϵ_{b0} : on se trouve dans l'état plastique et $f_{bc} = f_c$

• CONTRAINTE DANS LES ARMATURES:

a - DEFORMATION EA

La déformation ϵ_a dans les armatures est égale à $\epsilon_a = (((d-y)/y) \cdot \epsilon_b + \epsilon_{ad}) \Psi_a$
 Ψ_a exprime l'allure des déformations dans la zone située entre les fissures donnée par VASSILIEV égal à :

$$\Psi_a = 1.3 - 0.8 \text{ Mf/M}$$

ϵ_{ad} = déformation empêchée par l'adhérence du béton égale à $\epsilon_{ad} = f_t / 2E_a \rho$

ρ = le rapport de la section d'armatures tendues à une aire de béton tendues limitée par le contour de la pièce et une parallèle à l'axe neutre de hauteur égale au maximum à $0.3d$ et de même centre de gravité que les armatures.

La contrainte f_a dans les armatures est égale à:

1° cas: $\epsilon_a < 0.2 \%$ et $f_a < 0.7 f_{e_s}$:

$$f_a = E_a \cdot \epsilon_a$$

2° Cas $\epsilon_a > 0.2 \%$ et $f_a < 0.7 f_{e_s}$:

$$f_a = f_{e_s} [0.1 \cdot \epsilon_a + 0.078 \cdot f_{e_s} / E_a] / [0.08 - 1.1 \cdot f_{e_s} / E_a]$$

3° cas: cas contraire:

$$f_a = f_{e_s}$$

DETERMINATION DE LA CAPACITÉ PORTANTE DES OUVRAGES

Le besoin de l'évaluation de la capacité portante s'exprime aux trois situations suivantes:

- En cas la réception d'un ouvrage après sa construction ou réparation;
- En cas de recherche des caractéristiques mécaniques et du comportement général d'un ouvrage ancien nécessaire pour la gestion des ouvrages;
- En cas d'affectation du service de l'itinéraire dont l'ouvrage fait partie (passage de convoi exceptionnel ou choix d'intervention).

1 - RECEPTION D'UN OUVRAGE APRES SA CONSTRUCTION OU REPARATION:

Pour ce cas, les caractéristiques des constituants sont connues (résistances et sections des éléments constituants etc..). On est appelé à vérifier que les contraintes et les déformations mesurées sont compatibles avec celles estimées. Cette estimation doit donc être la plus exacte et proche de la réalité.

a - Cas de pont en béton

• HYPOTHESES GENERALES :

Les hypothèses devront être celles qu'a préconisées le projeteur de l'ouvrage. Par défaut, il est souhaitable de prendre les caractéristiques exigées par le cahier de charges.

- Les éléments essentiels pour la détermination de la capacité portante sont :

- le module d'élasticité E: il sera déduit de la formule proposée au sous chapitre pont en béton armé

- la résistance à la compression du béton: elle sera prise égale à celle obtenue par les essais de contrôle ;

- la résistance à la traction: elle sera estimée conformément au règlement de calcul;

- la résistance des armatures: elle sera prise égale à celle garantie par le fournisseur;

- les caractéristiques géométriques de l'ouvrage: relevées sur place;

- les caractéristiques du chargement;

- les flèches mesurées;

- l'âge du béton à la date d'application de l'essai;

- les ouvertures des fissures.

2 - PROCESSUS D'ESTIMATION DE LA CAPACITE PORTANTE:

• On détermine les sollicitations selon la théorie élastique ;

• Les sections des armatures tendues et comprimées sont connues ainsi que leur position, on détermine alors la partie comprimée du béton par itération.

- Une fois la partie comprimée est connue, on détermine l'inertie homogène I_h en tenant compte des armatures et du béton comprimé tout en adoptant un coefficient d'équivalence exact égal à E_a/E_b avec

E_a = module d'élasticité de l'acier;

E_b = module d'élasticité du béton fonction de la région et de la résistance du béton à l'âge du béton.

- On calcule le moment de fissuration

$$M_f = u \cdot f_t \cdot W \quad \text{avec}$$

$u=2$ pour tenir compte des armatures et pour s'approcher à la réalité. En effet presque tous les essais de chargement avec des convois de charge importante montre l'inexistence de fissures lors de l'essai;

f_t = contrainte de traction;

et W = module statique de la section du béton seul.

- On détermine la rigidité effective $(EI)_e$ d'après le modèle CEB (méthode trilineaire), en distinguant deux cas:

1° cas: $M < 0.707 M_f$, la courbure moyenne $C_m = M_{tot}/(EI)_e$ et $(EI)_e = EI_{moy}$;

2° Cas: $M > 0.707 M_f$, $C_m = C_{II} - 0.5 (C_{fII} - C_{fI}) \cdot M_f / M$ et $(EI)_e = 2 E I_h I_{moy} / (2 I_{moy} - a^2 (I_{moy} - I_h))$

$$a = M_f / M;$$

C_{II} = courbure au stade II section fissurée;

C_I = courbure au stade I section non fissurée.

- En suite on évalue la flèche théorique élastique exacte en utilisant les lignes d'influence ;

- On détermine après, les contraintes dans le béton et dans l'acier :

- On procède enfin à l'interprétation des résultats:

- les flèches mesurées doivent être compatible avec les fléchés calculés; (voir recommandations de la RILEM TBS- 3 Essais in situ des ponts);

- Les contraintes doivent être inférieures aux contraintes admissibles soit à 60 % des contraintes caractéristiques f_k .
 f_k acier = f_e et f_k béton = $(f_b - 8)$ en MPa (cf Eurocode II);

- L'ouverture maximale des fissures doit être tolérable. (voir sous chapitre pont en béton armé);

b - Cas des ponts en béton précontraint :

Une hypothèse nécessaire et suffisante consiste à considérer que les sections en béton précontraint sont toujours comprimées.

On travaille donc par la méthode dite compensation des déformations c'est à dire que la précontrainte est prise en compte comme actions extérieures et elle assure l'équilibre en compensant les contraintes et les déformations.

On fait appelle donc, à la charge équivalente à la précontrainte " q " qui engendre le même moment que la force de précontrainte P.

$$M(P)=P f; M(q)= qa^2/8.$$

La charge équivalente est déduite en égalisant $M(P)=M(q)$ ce qui implique que $q=8 P f/a^2$

Le câble moyen , de longueur a , engendre une contre flèche fp égale à :

$$f = - \frac{q a}{8} \left(\frac{l^3}{384} - a^2 \frac{(4l-a)}{384} \right)$$

a= est la longueur du câble

P = la force de la précontrainte moyenne = 0.85 Po

f = est le tirant du câble supposé de forme du parabolique $f = e_{ext} - e_o$

ext = ordonnée de l'extrémité du câble

eo = ordonnée du câble en abscisse xo correspondant à l'axe de la parabole.

La flèche théorique f_{th} est égale à la somme de la flèche calculée en ne tenant compte que du béton et la contre-flèche fp due à la précontrainte.

$$f = f_{th} - f_p$$

3 - CAS DES PONTS EN MAÇONNERIE :

Nonobstant qu'on construit plus de pont de ces types, on propose quand même de se contenter de la méthode exposée au sous - chapitre suivant relatif à la détermination de la capacité portante des ponts en maçonnerie.

4 - CONCLUSION INTERMEDIAIRE:

L'essai de chargement et par la suite la détermination de la capacité portante un bon moyen pour réceptionner un ouvrage. On peut déceler toute anomalie de conception et /ou d'exécution. Ainsi on peut en pallier à terme .

Il faut noter, avec l'ouverture au monde et la conjoncture actuelle et future, avec la mise en oeuvre de la certification des entreprises et les plans d'as-

surance qualité ou le contrôle se limite à des tâches préliminaires, le seul moyen de jugement de la recevabilité serait l'évaluation de la capacité portante.

• *EN CAS DE RECHERCHE DES CARACTERISTIQUES MECANQUES ET DU COMPORTEMENT GENERAL D'UN OUVRAGE ANCIEN NECESSAIRE POUR LA GESTION DES OUVRAGES;*

L'idée de base est de retrouver les éléments constitutifs (sections réelles du béton, de l'acier actif ou passif, de la maçonnerie...) du pont à partir d'un examen visuel et des essais de chargement en analysant la relation entre les charges appliquées et les flèches mesurées, cette analyse consiste à :

- Choisir à déterminer les éléments de réduction,
- Déterminer la rigidité flexionnelle des poutres pour l'estimation du ferrailage et déduire ainsi la capacité portante de l'ouvrage.

a - Cas des ponts en béton armé

DEMARCHE A SUIVRE POUR L'ESTIMATION DE LA CAPACITE PORTANTE:

- Après essais de chargement qui fournit les informations suivantes :
 - flèches mesurées sous différents chargements f_m ;
 - déformations des appareils d'appui f_0 ;
 - contraintes du béton et éventuellement les ouvertures des fissures
- On calcule le coefficient f El par le théorème élastique (f est la flèche théorique et El est la rigidité effective);
- On détermine le moment de fissuration M_f et le module d'élasticité E_{moy} à l'âge ou l'essai est effectué ;
- On détermine la rigidité effective El_e en divisant la valeur $f_m El$ par la flèche mesurée;
- On détermine l'inertie de la section homogène I_h en préconisant le modèle CEB-FIP (courbure moyenne) (cf par.A..);
- On détermine la partie comprimée du béton par itération (y);
- On détermine la section d'armatures (A_s) en préconisant la méthode d'équilibre.
- On détermine le moment résistant $M_r = \max (M_{rb}, M_{ra})$
 M_{rb} = moment de résistant du béton égal à : $M_{rb} = 0.7 \min (M_{rtab}, M_{rame})$
 $M_{rtab} = 0.8 \cdot f_c \cdot B \cdot h_0$; $M_{ram} = 0.35 \cdot f_c \cdot B_0 \cdot h$
 M_{ra} = moment résistant de l'acier égal à $M_{ra} = 0.81 A_s f_e h$
- On détermine les moments dûs aux charges permanentes M_{cp} et aux sys-

tèmes réglementaires Bc MBc

- On évalue le facteur de portance Cop égal au rapport du résidu de la capacité portante (Mr-Mcp) par le moment MBc

$$Cop = (Mr - Mcp) / MBc$$

- On détermine l'ouverture des fissures W

Estimation de l'ouverture des fissures :

le CEB propose la formule suivante donnant l'ouverture des fissures due aux sollicitations

$$W_m = 0.7 l_r (\epsilon_s^2 - \epsilon_s) \quad (1)$$

l_r = longueur d'introduction des fissures = 50 mm + 1.5 esp

ϵ_s = allongement dû au retrait

$\epsilon_s^2 = \frac{f_a}{E_s}$: allongement relatif de l'acier d'armatures en négligeant toute contribution du béton tendu

En tenant compte des armatures, l'expression (1) peut s'écrire

$$W = (1.5.c + 0.16D) (f_a - 3) 10^{-4} \quad r \quad r$$

c = enrobage

D = diamètres des armatures

r = taux d'armatures

Gradation des valeurs maximales des ouvertures de fissures en fonction divers motifs justifiant une limitation

MOTIF OUVERTURE MAXIMALE DE FISSURES Wmax

- Durabilité suffisante ou non fragilité 0.5 mm
- Durabilité des structures en béton armé 0.3 à 0.5 mm
- Esthétique, aspect des parements 0.2 à 0.3 mm
- Béton précontraint 0.2 mm

b - Cas des ponts en béton précontraint

- On détermine la flèche théorique élastique avec une rigidité EI calculée en ne tenant compte que du béton seul;
- On calcule la contre-flèche due à la précontrainte $f_c = f_{th} - f_{me}$;
- On détermine alors la charge équivalente répartie q en égalisant la flèche f_q avec f_c ;
- On détermine la force de précontrainte $0.85 P$; $0.85 P = qa^2/8f$;
- On détermine le moment résistant

$M_r = 0.9 P/115 A R_g h$;

$A = 1120 \text{ mm}^2$; ; R_g = tension garantie du câble; h = hauteur de la section;

- On vérifie que M_r est inférieur à M_{el} ou $M_{el} = 1.1 M_f$

M_f = moment théorique de fissuration égal à $M_f = f_t . W / (0.6 * (1 - W/B_e))$;

W et B sont respectivement le moment statique et l'aire de la section homogène e est l'excentricité du câble.

- On évalue enfin le facteur de portance Cop .

• EN CAS D'AFFECTATION DU SERVICE DE L'ITINÉRAIRE DONT L'OUVRAGE FAIT PARTIE (PASSAGE DE CONVOI EXCEPTIONNEL OU CHOIX D'INTERVENTION)

Dans ce cas, le convoi qui empruntera l'itinéraire ou la valeur des charges autorisées à circuler sur cet itinéraire en cas de limitation de charge, est connu. Il reste donc à déterminer son effet et à le comparer avec la capacité de l'ouvrage.

Pour se faire, on détermine les éléments constitutifs de l'ouvrage et par la suite on déduit sa capacité. On procède alors comme le deuxième cas en ajoutant les actions suivantes:

On détermine les effets du convoi réglementaire ou imposé par un calcul élastique;

On calcule les rapports de ces effets avec les effets résiduels de l'ouvrage et on aura le facteur de portance ou de sécurité Cop par rapport au convoi imposé ou réglementaire.

$Cop = (M_r - M_{cp}) / M_{convoi}$; M_r = moment résistant; M_{cp} = moment des charges permanentes; M_{convoi} = moment du au convoi.

Cop doit être supérieur ou égal à 1.5.

