

5/93

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Education Nationale

Ecole Nationale Polytechnique

Département : Génie Civil

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDE

Sujet :

Conception et étude de la superstructure d'un pont
construit par encorbellements successifs

Proposé par :
E.N.G.O.A.

Étudié par :
BENCHEIKH Omar
BENKADI Rouchdi

Dirigé par :
M. BOUTEMEUR

Promotion :
Juillet 1993

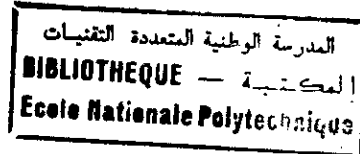
E.N.P. 10, Avenue Hacen BADI El Harrach - ALGER

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Education Nationale

Ecole Nationale Polytechnique

Département : Génie Civil



PROJET DE FIN D'ETUDE

Sujet :

**Conception et étude de la superstructure d'un pont
construit par encorbellements successifs**

**Proposé par :
E.N.G.O.A.**

**Etudié par :
BENCHEIKH Omar
BENKADI Rouchdi**

**Dirigé par :
M. BOUTEMEUR**

**Promotion :
Juillet 1993**

E.N.P. 10, Avenue Hacen BADI El Harrach - ALGER

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Le monde est très grand et plein
de contrées magnifiques que la vie
de milles hommes ne suffirait pas
à visiter

Arthur Rimbaud
Lettre d'Aden, 15 Janvier 1885

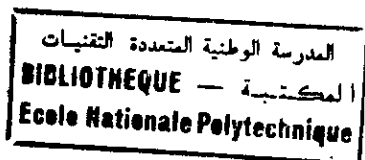
"...On fait une science avec des faits, comme
on fait une maison avec des pierres, mais une
accumulation de faits n'est pas plus une science...
qu'un tas de pierres n'est une maison..."

Raymond Poincaré

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

A la mémoire de Farid.

DEDICACES



Je dédie ce modeste travail à :

Mes Chers parents.

Mes soeurs Fella et Samia, mon frère Youcef.

A tous ceux qui me sont chers, à mes ami(e)s, Katia, Achour, Rahim, Reda, Mehdi... et tant d'autres qu'il faudrait doubler le volume de cet ouvrage pour tous les citer.

Je tiens tout particulièrement à rendre hommage à la mémoire de Mr Mahfoud Boucebci, à tous ceux qui sont morts pour que Vive l'ALGERIE.

Rouchdi.

Je dedie ce modeste projet à :

Ma mère

Mon père

Mes frères et soeurs

Toute ma famille

Tous mes ami(e)s

Tous ceux qui sont morts pour une ALGERIE PROSPERE

Omar.

Remerciements

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Nous tenons à exprimer nos sinceres remerciements et notre profonde gratitude à :

- Mr Boutemeur notre promoteur pour son suivis et le vif intérêt porté à ce projet.
- Mrs Tchikou , Zioui , Touati , Hamza pour leur contributions et leur conseils.
- Mrs Si l'hadi , Zoukh pour leur disponibilité.

Ainsi qu'à tous nos enseignants qui ont contribués à notre formation et tous le personnel de la bibliothèque de la périodique et du centre de calcul, sans oublier tous les étudiants de notre promotion.

Sujet : Conception et étude de la superstructure d'un pont construit par encorbellements successifs.

Resume : Le present projet consiste essentiellement au calcul et au predimensionnement d'un tablier en poutre caisson construit par tranches successives en béton précontraint, à Hydra, ALGER.

Titulo : Concepcion y calculo del tablero de un puente construido por voladizos sucesivos.

Resumen : el presente proyecto consiste esencialmente en la concepcion y el calculo de un tablero en viga cajon construido por voladizos sucesivos en hormigon pretensado, en Hydra, ARGEL.

Subject : Design and calculation of a projecting deck bridge

Abstract : The present project consists essentially in the design and calculation of a prestressed concrete projecting deck bridge, at Hydra, Algiers.

SOMMAIRE

CHAPITRE I : GENERALITES	
A- Présentation du projet	1
B- Conception du projet	3
C- Présentation de la technique de l'encorbèlement	5
D- Prédimensionnement-Conception	11
E- Caractéristiques géométriques du tablier	18
F- Caractéristiques technique du pont	25
G- Caractéristiques des matériaux	31
H- Caractéristiques mécaniques du pont	
CHAPITRE II : CHARGEMENTS ET PHASES DE CALCUL	34
I- Introduction	35
II- Méthode de calcul	36
III- Calcul des sollicitations dues à la phase de construction	37
A- Première phase de construction	37
B- Clavage de rive	45
C- Clavage central	49
VI- Phase de service	54
CHAPITRE III : PRECONTRAINTES	78
- Introduction	79
A- Câblage de fléau	79
B- Câble de continuité	91
C- Diffusion de précontrainte	108
D- Bossage	111
E- Poussée au vide	113
CHAPITRE IV : STABILITE DES FLEAUX	117
A- Stabilité des fléaux	118
B- Flèche et contre-flèche	133
CHAPITRE V : EFFORT TRANCHANT	137
1- Effort tranchant du aux charges permanentes	138
2- Réduction de l'effort tranchant du à la précontrainte	138
3- Effet RESAL	140
CHAPITRE VI : ETUDE TRANSVERSLE DU CAISSON	151
A- Sollicitations et chargements	152
B- Ferrailage du caisson	164
CHAPITRE VII : FONDATIONS	175
CONCLUSION	181
BIBLIOGRAPHIE	
ANNEXE	
PLANCHES	

CHAPITRE I
GENERALITES

A- PRESENTATION DU PROJET :

1. INTRODUCTION :

Un pays jeune et en plein essor, comme l'Algérie, est en continuelle mutation. Dans tous les domaines, d'innombrables projets sont en cours, sur le plan des infrastructures, une politique globale est développée depuis plusieurs années dans le but d'accroître et d'améliorer le réseau routier en général et autoroutier en particulier à travers tout le pays.

A Alger, où le problème crucial de la circulation se pose, comme d'ailleurs dans toutes les grandes villes du monde, beaucoup de nouvelles voies de circulations ont été conçues ces quinze dernières années, notamment les deux autoroutes qui encadrent Alger et tout le dispositif d'échangeurs, de ponts et de tunnels qui leurs sont associés.

2. PRESENTATION DU PROJET :

Le pont sur l'Ouéd Kniss est un pont faisant partie d'un ensemble d'ouvrages destinés à la mise en circulation future d'une nouvelle voie de circulation, entre le carrefour autoroutier de la cité Malki et Birmandreis. Cette nouvelle autoroute contournera le quartier d'Hydra pour passer sous l'actuel pont et rejoindre Birmandreis en empreintant l'ancien lit de l'Ouéd Kniss.

Etant donnée l'importance du projet et vu que le pont actuel reliant Alger à Hydra est assez ancien et n'est plus capable de supporter d'importantes surcharges routières, il a été décidé de construire un nouveau pont entre Alger et Hydra qui servira en même temps d'échangeur entre la nouvelle autoroute et Alger et Hydra.

3- PRESENTATION DU SITE :

Le pont actuel est un pont en arc franchissant un vallon sur environ 100m avec une hauteur de brèche d'environ 20m .

Le nouveau pont d'Hydra sera construit à côté de l'ancien, avec une portée entre axes des culées de 116.5m entre les points kilométriques PK 0+338.367 du côté Alger et PK 0+223.367 du côté Hydra. La longueur totale du pont sera donc de 119.5m avec une hauteur de brèche à la clé de environ 16m par rapport à la nouvelle autoroute.

Le site même, se trouve à 178m par rapport au niveau de la mer du côté Alger et 184m du côté Hydra, ce qui fait que le pont aura une pente longitudinale de 6% environ, sans toute-fois avoir d'incidences sur les calculs du pont sauf, pour ce qui est des mesures topographiques et des différentes opérations d'ajustements pendant la construction du pont.

En ce qui concerne la nature du sol, des sondages ont été faits et ont relevé que le sol était un substratum dense, c'est un bon sol parfaitement adapté aux fondations superficielles. Néanmoins des pieux ont été réalisés dans un but bien précis comme nous le verrons plus loin.

D'autre part, l'installation du chantier n'a posé aucun problème, en effet le site étant parfaitement dégagé sous le pont et ses alentours. Des aires de travail et de stockage ont pu être aménagés ainsi que des bureaux administratifs.

B CONCEPTION DU PROJET :

1. INTRODUCTION:

Avant d'entreprendre l'étude d'un ouvrage, en l'occurrence d'un pont, l'ingénieur responsable du projet est confronté au problème crucial du choix du type d'ouvrage et des dispositions constructives et techniques à adopter.

L'étude d'un pont ne pourrait être entreprise que lorsque l'ensemble des données concernant le franchissement seront connues.

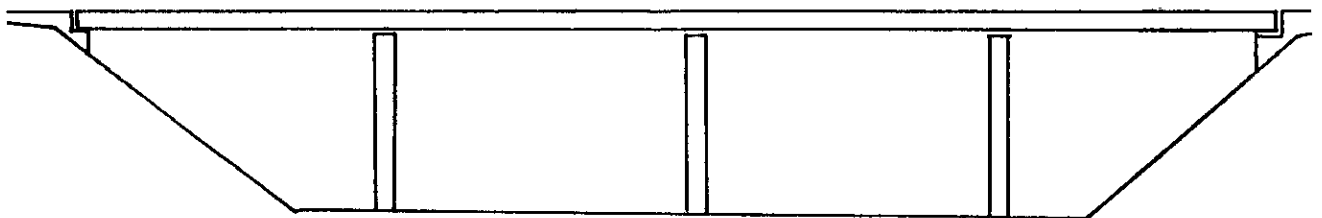
A partir de ce moment, une conception générale est entreprise par le bureau d'étude en collaboration étroite avec l'entreprise qui réalise le projet.

2. CHOIX DU TYPE DE PONT :

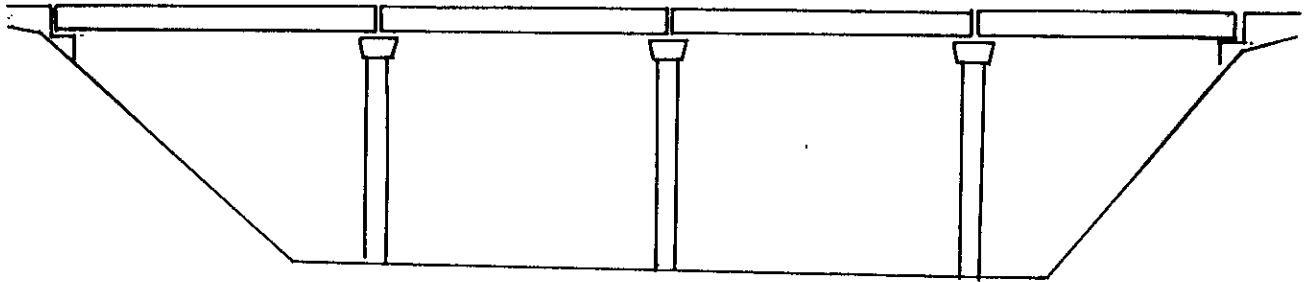
Plusieurs solutions constructives et techniques sont envisageables pour la conception d'un pont. Après une visite du site et une bonne connaissance des dispositions réglementaires à suivre, une première conception est établie.

L'éventail des solutions envisageables pour le pont d'Hydra est le suivant:

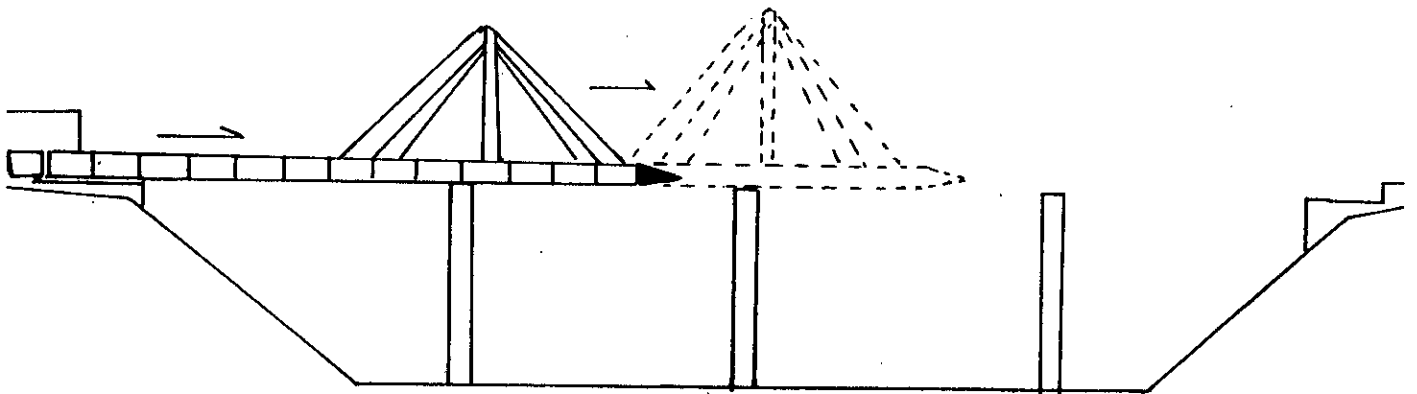
1-Pont dalle hyperstatique à 4 travées simplement appuyées.



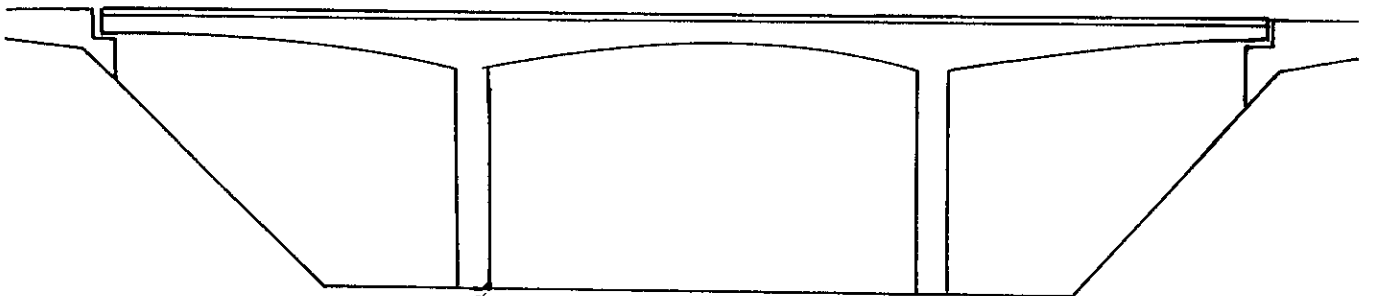
2-Pont à 4 travées indépendantes formé d'un tablier à poutres précontraintes sous chaussée .



3- Pont poussé.



4-Pont construit par encorbellements successifs .



Les deux premières solutions, bien qu'économiques, s'avèrent délicates à cause de l'élévation relative du pont et l'esthétique générale du pont, qui est un facteur non négligeable dans le choix du type d'ouvrage et s'insérant mal dans un cadre urbain.

En ce qui concerne la troisième solution, c'est à dire le pont poussé, bien que très intéressante de point de vue technique et économique, vu qu'aucun ouvrage d'art n'a été conçu par ce procédé, cette éventualité a été écartée .

Toutes ces raisons d'une part et vu que l'E N G O A (Entreprise Algérienne des Grands Ouvrages d'Arts) a déjà une bonne expérience dans ce domaine et que les moyens techniques étaient déjà disponibles, d'autre part, ont donc conduit à l'adoption d'un pont construit par encorbèlements successifs.

C PRÉSENTATION DE LA TECHNIQUE DE L'ENCORBÈLEMENT.

Ce procédé est couramment utilisé pour construire les grands ponts, permet de supprimer les cintres et échaffaudages et d'économiser beaucoup de coffrage, libérant ainsi l'espace situé au dessus de l'ouvrage. Ce procédé est donc particulièrement adopté aux conditions locales suivantes :

- * Ouvrages comportants des piles très hautes et franchissants des vallées larges et profondes (cintres onéreux).
- * Nécessité de dégager sur la voie franchie un gabarit de circulation ou de navigation pendant la construction (cintres gênants).
- * Rivières à crues violentes (cintres dangereux).

Le principe de la construction par encorbellement est très ancien. C'est le principe constructif des fausses voûtes (en pierres), chaque pierre avance un peu par rapport à la précédente, tout en assurant son équilibre par le poids de la maçonnerie qu'elle supporte. Ce principe a été utilisé au XIX siècle, en construction métallique et pour la construction de quelques ouvrages en béton armé.

3. PRINCIPES DE CONSTRUCTION :

Le domaine d'application de l'encorbellement couvre couramment des portées de 60m à 150m et exceptionnellement de 30m à 200m. L'emploi d'agrégats légers (argile ou schiste expansé) dans la composition des bétons de structure permet, en diminuant le poids propre des tabliers, de réaliser de façon plus économique la portée centrale des grandes travées construites par encorbellements.

2. DOMAINE D'APPLICATION DE L'ENCORBELLEMENT :

- * Rapidité de construction dans le cas d'ouvrages à voussoirs préfabriqués dont la vitesse d'avancement atteint une dizaine de mètres par jour.
- * Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre de bases de départ.
- * Augmentation des tâches à l'intérieur d'un cycle répétitif
- * Réduction et meilleure utilisation des coffrages, limités à la longueur d'un voussoir (4 à 5m environ).

1. AVANTAGES DE LA TECHNIQUE DE L'ENCORBELLEMENT :

Cette méthode de construction s'est largement développée et améliorée avec l'apparition de la précontrainte, inventée par Freyssinet.

Le procédé de construction consiste, à réaliser le tablier d'un pont à l'avancement à partir de ces appuis, par tranches successives, construites par encorbèlement par rapport aux précédentes, en faisant supporter à ces dernières le poids propre des tranches en construction et le cas échéant, celui des coffrages ou des appareils permettant leur exécution.

Chaque tranche, appelée couramment voussoir, est solidarisée à la précédente lorsqu'elle a atteint une résistance suffisante. Elle devient alors autoporteuse et sert de base de départ à une nouvelle avancée.

Généralement la construction s'effectue de façon symétrique de part et d'autre des appuis. La stabilité de la console ainsi constituée, est assurée par des câbles de précontraintes de longueurs croissantes, disposés dans la membrure supérieure du tablier.

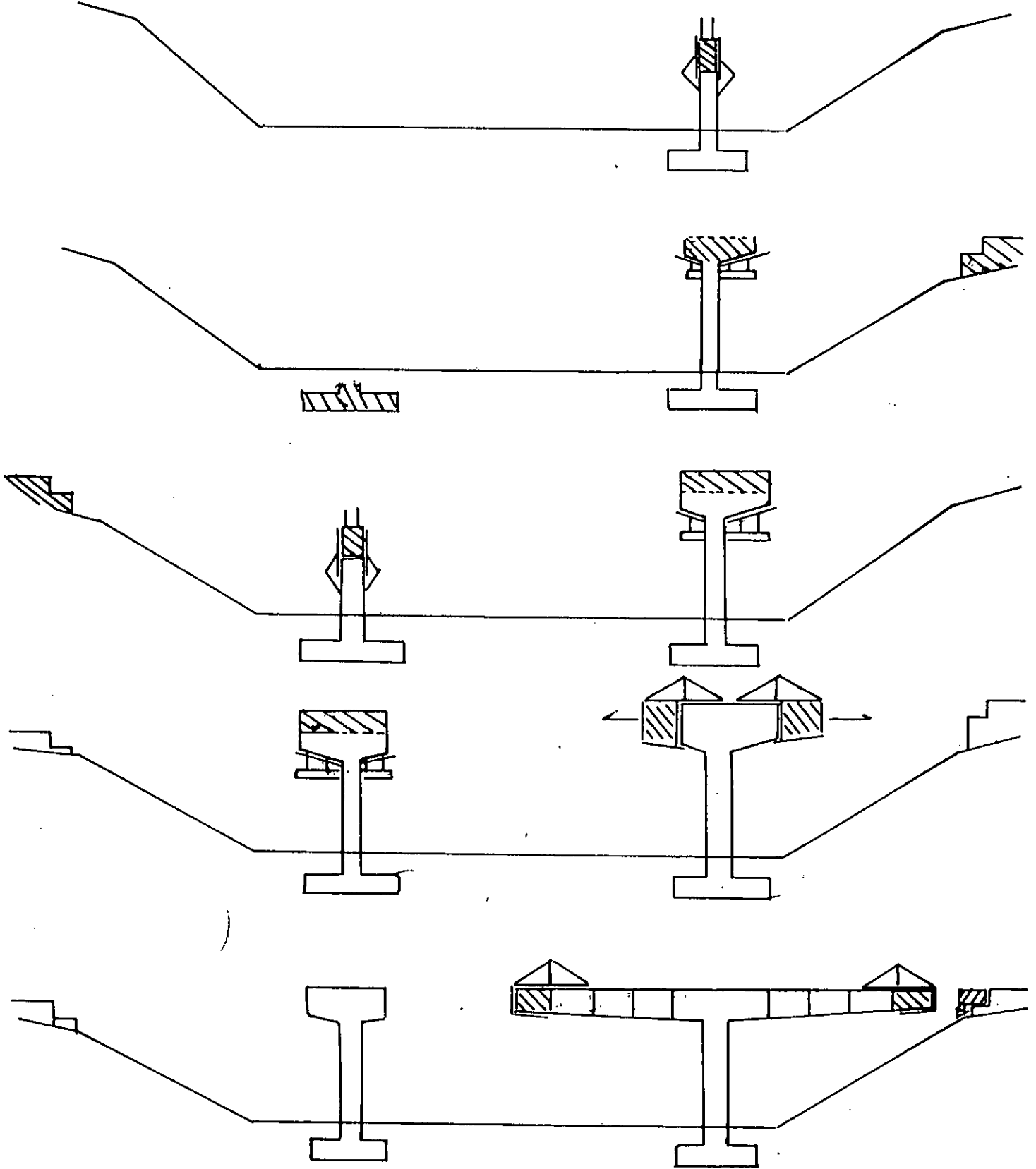
Les voussoirs peuvent être bétonnés en place dans des coffrages mobiles, ils peuvent être également préfabriqués, transportés et mis en place au moyen de dispositifs appropriés, grues ou poutres de lancement.

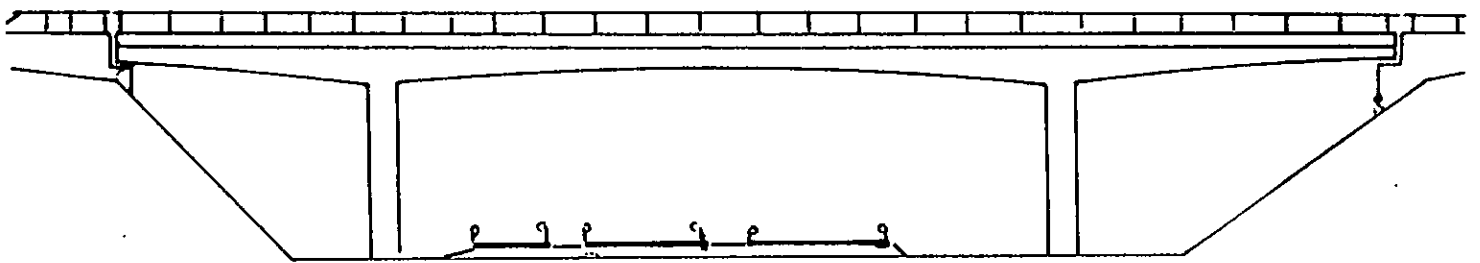
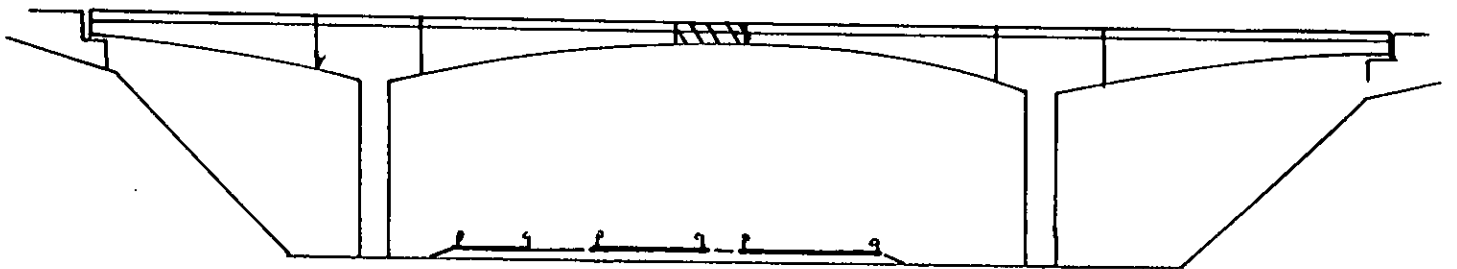
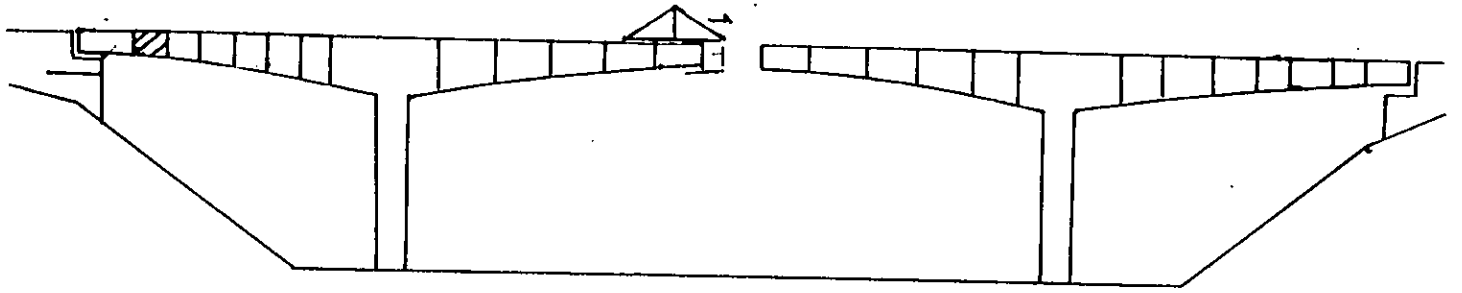
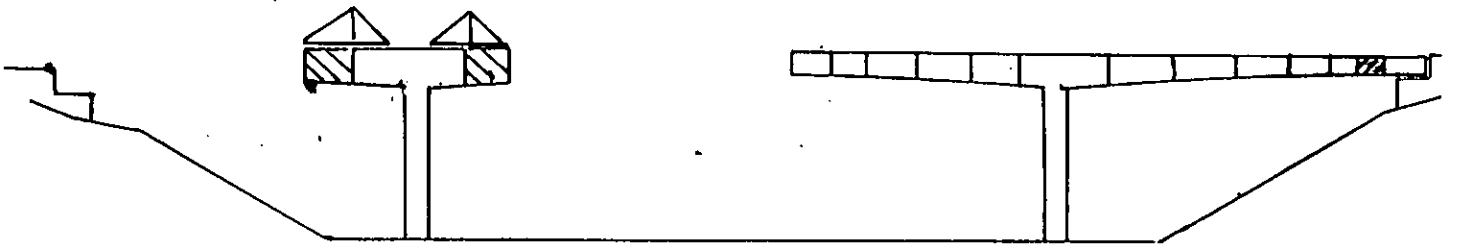
La longueur des voussoirs est comprise le plus souvent entre 2.5 m et 5m. En effet, les voussoirs doivent être

- * Assez longs pour limiter le nombre de joints et des interruptions de l'exécution.

- * Assez courts pour limiter le poids de l'ensemble porté au bout de la console (équipage mobile, coffrage et béton du nouveau voussoir).

Cinematique de l'ouvrage





Dans le cas du bétonnage en place des voussoirs, le voussoir sur pile doit être assez long (entre 8 et 10m) et parfois dissymétrique, d'une part, pour permettre l'installation d'un couple d'équipage mobile et d'autre part, du fait de la non simultanéité du coulage des deux voussoirs qui engendrent des moments de déséquilibre .

L'encorbèllement peut également être réalisé à partir des culées, ce qui conduit à des moments de renversements très importants qui peuvent être équilibrés par :

- * Des appuis provisoires disposés à l'avant des culées.
- * Le poids propre de la culée formant un contre poids.

Le plus souvent, la console de rive est encastree sur la culée avec laquelle elle constitue un ensemble stable.

Pendant la constuction, l'ouvrage passe par plusieurs phases.

- 1- Au debut, lors de l'execution des fléaux, l'ouvrage fonctionne en console (système isostatique) sous l'action de son poids propre et des surcharges de chantiers.
- 2- Après clavages (rives et centrale) en construction et service, l'ouvrage fonctionne en un système continu (système hypérstatique).

Ces différentes étapes de la construction d'un pont construit par encorbèllements successifs implique des étapes de calculs pour chaque phase, notamment une étude complexe en phase de service sous les surcharges d'exploitations.

4. APPLICATION DE L'ENCORBÈLEMENT AU PONT DE QUED KNISS

Bien que, la hauteur des piles n'est pas très élevée, environ 14m, il a été adopté la construction par encorbèlements successifs à partir des piles et au départ d'un voussoir sur pile parfaitement encastéré.

Le tablier sera donc constitué d'une poutre en caisson très adopté à ce type de construction, de hauteur variant paraboliquement.

Une deuxième variante possible, aurait été d'adopter un voussoir sur pile encastéré provisoirement pendant la construction des fléaux, et rendu indépendant, appuyé simplement sur pile par clavage.

Le pont sera donc constitué de trois travées:

- * Deux travées de rives une de 30m côté Alger et l'autre de 31.5m côté Hydra.
- * La travée centrale ayant longueur de 55m entre axes des piles.

D PREDIMENSIONNEMENT :

1 INTRODUCTION :

Pour un ouvrage de ce type, le choix du type de tablier est très important. La section caisson et sa forme tubulaire permettent de gagner beaucoup à la résistance à la torsion, surtout, dans le cas d'ouvrages courbes. En raison de sa résistance aux moments fléchissants négatifs (présence de la membrure inférieure) et un rendement géométrique appréciable (60 %), la section caisson est donc celle qui convient le mieux.

Le dimensionnement d'un tablier de pont construit par encorbèlements successifs résulte d'un processus itératif destiné à affiner la géométrie de sa section

droite. Dans un premier temps, il est donc nécessaire d'en faire une première esquisse pour pouvoir déterminer les sollicitations avec une précision convenable. Pour faire cette esquisse, on se réfère à certains ratios établis à partir des statistiques portant sur les ouvrages existants. Au cours de la mise au point du projet, il est possible de modifier ou de corriger ces dimensions en fonction de la conception particulière de l'ouvrage.

Plusieurs types de sections caissons existent, étant donné que le pont a une largeur totale de 10.50m, comportant 2 voies de 3.5m chacune, on optera pour une section caisson unicellulaire à âmes verticales. Ce type de caisson convient d'ailleurs pour une largeur de pont pouvant aller jusqu'à 13m. Il reste maintenant à déterminer les caractéristiques de la section transversale du tablier.

2. Dégrossissage de la section droite :

Au premier stade du dimensionnement, on peut se contenter de dessiner la section droite de façon simplifiée, c'est à dire en donnant une épaisseur constante à ses différentes parties.

* 18 cm

* $3\bar{x}$: \bar{x} étant le diamètre des conduits de précontraintes s'ils sont partiellement ou totalement dans le hourdis inférieur.

* $e_a/3$: e_a étant l'épaisseur des âmes .

Sur pile, l'épaisseur du hourdis inférieur est liée en partie au choix de la dimension de Hp. Généralement, on adopte:

$e_i = 2$ à $2.5 e_i(\text{clé})$ si le tablier est de hauteur variable

$e_i = 2.5$ à $3 e_i(\text{clé})$ si le tablier est de hauteur constante

2.3 Epaisseur des âmes:

Le choix de l'épaisseur des âmes dépend de celui du principe de câblage. Si le câblage est entièrement intérieur au béton, les câbles sont ancrés dans les âmes. Indépendamment des problèmes de résistance à l'effort tranchant, leurs épaisseurs est conditionnée par les possibilités de mise en place des organes d'ancrage.

Ainsi, pour un câblage à base d'unité de type 12T13 ou 7T15 correspondant à des portées déterminantes inférieures à 50m ou 75m en hauteur variable, l'épaisseur e_a est au moins égale à 36cm, pour un câblage à base d'unité de précontrainte de type 12T15, l'épaisseur e_a est au moins égale à 44cm .

2.4 Dimensions du tablier en élévation:

Pour ce type de ponts, le rapport entre la travée intermédiaire et la travée centrale est tel que si L est la longueur de la travée centrale, alors les travées de rives ont une longueur de l'ordre de 0.58 à 0.60 L quand la hauteur du tablier est constante.

On a $L = 55\text{m}$ et les travées de rives ont une longueur de 30m et 31.5m

d'où $30 / 55 = 0.54$ et $31.5 / 55 = 0.58$

Etant donnée que le tablier est de hauteur variable, les valeurs des hauteurs du tablier sur pile et sur culée sont données par :

$$\frac{L}{H_p} = 16 + 0.25 * \left(\frac{L}{60}\right)^4$$

$$\text{et } \frac{L}{H_c} = 25 + 0.2 * L - \frac{12.5}{\left(\frac{L}{50}\right)^3}$$

Remarque:

Quelque soit la portée déterminante, et en l'absence de contraintes particulières, la hauteur à la clé doit être supérieure à 2.20m pour faciliter les opérations ultérieures de surveillance et d'entretien d'un pont et ne pas gêner le travail des coffreurs pendant la construction.

Conclusion:

Les dimensions adoptées sont :

$$H_p = 3.42 \text{ m}$$

$$H_c = 2.06 \text{ m}$$

$e_a = 44 \text{ cm}$ (utilisation des câbles 12T15 avec des gaines de 88mm de diamètre extérieur, donc $\xi=18\text{mm}$).

A la clé:

l'épaisseur du tablier supérieur est égale à :

$$* 18 \text{ cm}$$

$$* 2\xi = 2 * 8.8 = 17.6 \text{ cm} \quad e_i = 18 \text{ cm}$$

$$* e_i/3 = 44 / 3 = 14.66 \text{ cm}$$

Sur pile:

$$e_i = 2 \text{ à } 2.5 \quad e_i(\text{cle}) = [36 \div 45]$$

2.5 Dimensions adoptées:

Les dimensions finales, de la section transversale du caisson et du profil en élévation du pont, adoptées pour ce pont par le bureau d'études sont les suivantes

$$H_p = 3.20 \text{ m}$$

$$H_c = 1.50 \text{ m}$$

$$e_a = 50 \text{ cm}$$

$$e_i = 60 \text{ cm sur pile} \quad \text{et } 20 \text{ cm à la clé.}$$

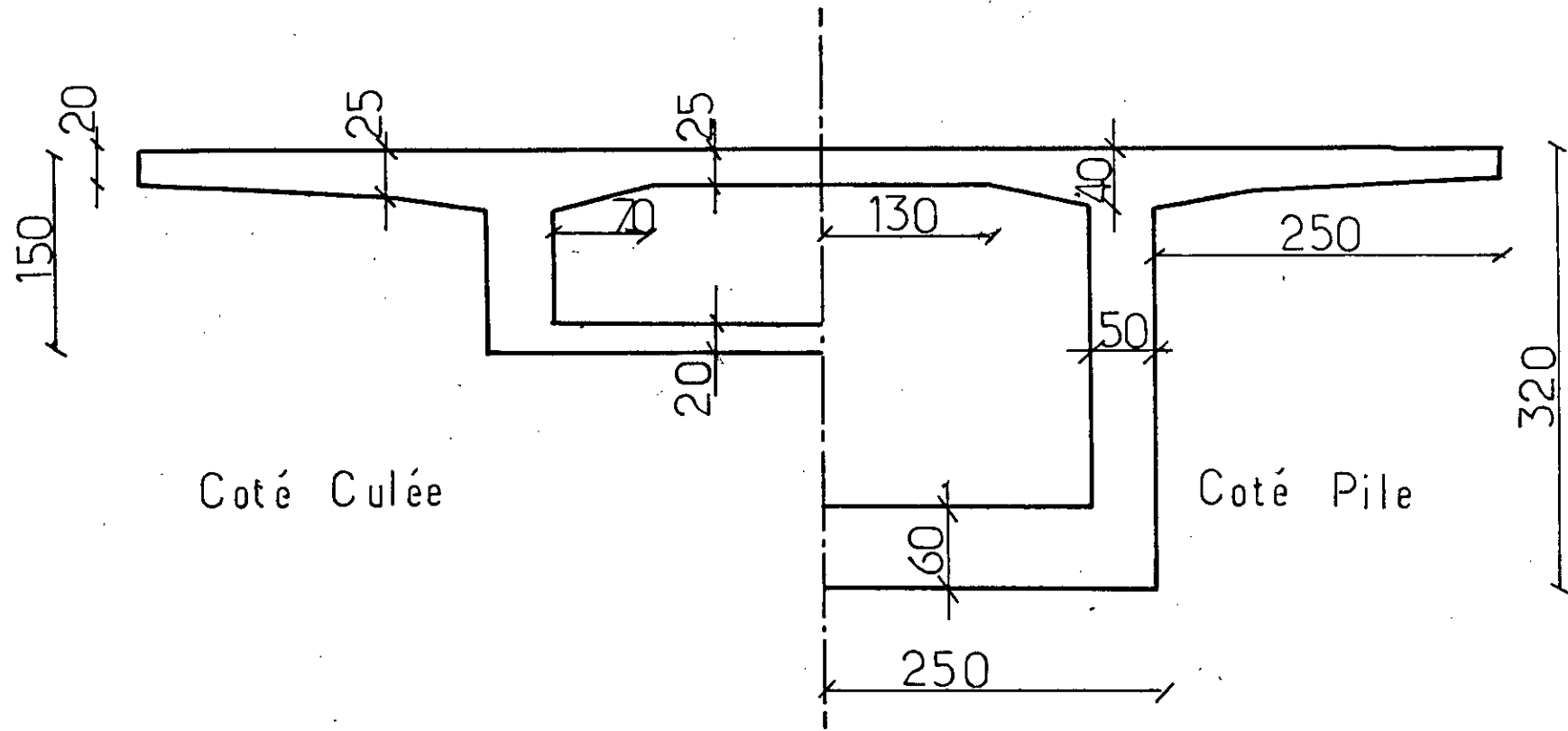
$$e_s = 25 \text{ cm sur tout le pont.}$$

Encorbèlements latéraux de 2.5m chacun.

Des goussés de largeur 0.70m et d'épaisseur variant de 0 à 1.5 cm.

Ces données sont reportées sur le schéma de la feuille suivante

Notons, enfin qu'un certain surdimensionnement existe, dicté par un souci de simplification de coffrage .



Coté Culée

Coté Pile

Coupe transversale du CAISSON

E CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU TABLIER DE PONT I

Une fois les caractéristiques géométriques de naissance connues, on détermine toutes les caractéristiques géométriques du tablier de pont.

Sur pile:

N.	b _i	h _i	B _i	B _{gi}	B _i *y _{gi}	δ ²	δ ² B _i	I _{p/g} 10 ⁻³	I _{p/G}
1	2	0.4	0.8	3	2.4	1.73	1.39	10.67	1.40
2	0.5	3.2	1.6	1.6	2.56	0.01	0.01	1365	1.38
3	1.8	0.2	0.36	3.1	1.12	2.01	0.72	1.2	0.72
4	0.7	0.3	0.21	3.1	0.64	1.89	0.39	28.6	0.42
5	2	0.6	1.2	0.3	0.36	1.91	2.26	36	2.33
6	0.7	0.1	0.04	2.9	0.10	1.40	0.05	0.0194	0.05
7	0.7	0.2	0.05	2.8	0.14	1.14	0.06	0.0656	0.06
8	1.8	0.1	0.09	3.0	0.03	1.65	0.15	0.05	0.15
9	0.3	0.3	0.03	0.7	0.02	1.00	0.03	0.1	0.03
Σ	—	—	4.38	—	—	—	—	—	6.54

$$y_{gp} = (\sum y_i B_i) / \sum B_i = 1.683 \text{ m}$$

$$v'p = y_g = 1.683$$

$$v = h - y_{gp} = 3.2 - 1.683 = 1.517 \text{ m}$$

$$I_p = 13.078 \text{ m}^4$$

$$B_p = 8.758 \text{ m}^2$$

Sur culées:

N.	b _i	h _i	y _{gi}	B	B _i Y _g	δ _i ²	B _i *δ _i ²	I _p /g _i 10 ⁻³	P/G
1	2	0.25	1.38	0.5	0.69	0.22	0.11	26	0.11
2	0.5	1.5	0.75	0.75	0.56	0.03	0.09	140.6	0.16
3	1.8	0.2	1.4	0.36	0.50	0.24	0.04	1.2	0.09
4	0.7	0.3	1.35	0.21	0.28	0.19	0.04	1.5	0.04
5	2	0.25	0.13	0.5	0.06	0.62	0.31	2.6	0.03
6	0.7	0.1	1.12	0.04	0.04	0.08	0.002	0.019	0.003
7	0.7	0.15	1.2	0.05	0.06	0.08	0.004	0.065	0.01
8	1.8	0.1	1.27	0.09	0.11	0.13	0.01	0.05	0.02
9	0.25	0.25	0.33	0.03	0.01	0.33	0.01	0.11	0.01
Σ	_____	_____	_____	2.53	2.31	_____	_____	_____	0.74

$$y_{gi} = (\sum B_i y_i) / \sum B_i = 0.91 \text{ m}$$

$$I_c = 1.4792 \text{ m}^4$$

$$v'c = 0.91 \text{ m}$$

$$vc = 0.59 \text{ m}$$

$$Bc = 5.058 \text{ m}^2$$

Etablissement des différentes lois de variations
paraboliques des caractéristiques géométriques :

1 Travée de rive:

1.1 Loi de variation de la hauteur:

L'extrados est horizontal, l'intrados suit une loi parabolique de la forme $y = a x^2 + b x + c$

Conditions aux limites:

si $\delta L = 0$ $x=0$ $h(x) = h_c = 1.5m$
 $x=L$ $h(x) = h_p = 3.20m$

On aura $h(x) = h_c + (h_p - h_c) * x^2 / L^2$

Si $\delta L \neq 0$

* Si $x < \delta L$ ----> $h(x) = h_c$

* Si $x > \delta L$:

$x = \delta L$ ----> $h(x) = h_c$ donc $c = h_c$

$x = \pm (L - \delta L)$ ----> $h(x) = h_p$

$$H(x) = H_c * \left[1 + \left(\frac{H_p}{H_c} - 1 \right) * \left(\frac{x - \delta L}{L - \delta L} \right)^2 \right]$$

1.2 Loi de variation du hourdis inférieur :

Conditions aux limites:

$x = \delta L$ ----> $e = e_c$

$x = \pm (L - \delta L)$ ----> $e = e_p$

donc :

$x < \delta L$ ----> $e_i = 0.20 m$

$$x \geq \delta L \quad \text{---->} \quad e_i(x) = e_c * \left[1 + \left(\frac{e_p}{e_c} - 1 \right) * \left(\frac{x - \delta L}{L - \delta L} \right)^2 \right]$$

1.3 Loi de variation de la section :

$x \leq \delta L$ ----> $B = B_c$

$$x \geq \delta L \quad \text{-----} \rightarrow \quad B(x) = B_c * \left[1 + \left(\frac{B_p}{B_c} - 1 \right) * \left(\frac{x - \delta L}{L - \delta L} \right)^2 \right]$$

1.4 Loi de variation de l'inertie :

- Si $x \leq \delta L$ -----> $I(x) = I_c$

- Si $x \geq \delta L$: Il est d'usage de considérer une loi de variation de la forme $k * h^{5/2}$, h étant la hauteur de la poutre. Cette loi est intermédiaire entre la loi limite $I = k * h^2$ et la loi de variation de l'inertie d'une section pleine rectangulaire $I = K * h^3$. L'expérience montre qu'une loi de la forme $I = K * h^{5/2}$ conduit à des résultats assez précis par rapport à un calcul numérique fin pour une section de poutre en forme de caisson.

Dans notre cas, on sera amené à poser :

$$I(x) = I_c * \left[1 + k * \left(\frac{x - \delta L}{L - \delta L} \right)^2 \right]^{5/2}$$

$$K = 1 + \left(\frac{I_p}{I_c} \right)^{0.4} = 1.391$$

1.4 Loi de variation du centre de gravité de la section :

$x \leq \delta L$ -----> $y = y_c$

$$x \geq \delta L \quad \text{-----} \rightarrow \quad y(x) = y_c \left[1 + \left(\frac{y_p}{y_c} - 1 \right) \left(\frac{x - \delta L}{L - \delta L} \right)^2 \right]$$

Soit V la distance du centre de gravité à la fibre maximale supérieure et V' la distance du centre de gravité à la fibre inférieure la plus éloignée

$$V(x) = h(x) - y(x)$$

$$V'(x) = y(x)$$

2 Travée centrale :

2.1 Loi de variation de la hauteur du caisson :

$$h(x) = h_c \left[1 + \left(\frac{h_p}{h_c} - 1 \right) \left(1 - \frac{2x}{L} \right)^2 \right]$$

2.2 Loi de variation du hourdis inférieur :

$$e(x) = e_c \left[1 + \left(\frac{e_p}{e_c} - 1 \right) \left(1 - \frac{2x}{L} \right)^2 \right]$$

2.3 Loi de variation de la section :

$$B(x) = B_c \left[1 + \left(\frac{B_p}{B_c} - 1 \right) \left(1 - \frac{2x}{L} \right)^2 \right]$$

2.4 Loi de variation de l'inertie du caisson :

$$I(x) = I_c \left[1 + K \left(1 - \frac{2x}{L} \right)^2 \right]^{5/2}$$

$$\text{avec } K = 1 + \left(\frac{I_p}{I_c} \right)^{0.4}$$

2.5 Loi de variation de la distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure du caisson :

$$V(x) = V_c \left[1 + \left(\frac{V_p}{V_c} - 1 \right) \left(1 - \frac{2x}{L} \right)^2 \right]$$

Rendement géométrique de la section caisson :

On rappelle l'expression du rendement géométrique :

$$\rho(x) = \frac{I(x)}{B(x) V(x) V'(x)}$$

Pour une section caisson, le rendement géométrique est voisin de 60% .

Ordonnées du noyau central de la section :

Les Ordonnées du noyau central sont définies par :

$$C = \rho * V$$

$$C' = \rho * V'$$

Ainsi, les caractéristiques géométriques de la section au droit de chaque position x quelconque sont connues.

Les dimensions aux extrémités de chaque voussoire sont mentionnées dans les tableaux suivants :

x	h(x)	e(x)	B(x)	I(x)	V(x)	V(x)	ρ	C(x)	C(x)
0	1.5	0.25	5.06	1.48	0.59	0.91	54.5	0.32	0.50
4	1.5	0.25	5.06	1.48	0.59	0.91	54.5	0.32	0.50
6	1.51	0.25	5.08	1.82	0.65	0.92	54.6	0.33	0.49
10.5	1.6	0.27	5.29	1.82	0.65	0.96	55.5	0.36	0.53
15	1.8	0.31	5.72	5.58	0.76	1.05	56.9	0.43	0.60
19.5	2.10	0.37	6.73	4.04	0.92	1.19	58.2	0.54	0.69
24	2.51	0.46	7.25	6.64	1.14	1.37	58.8	0.67	0.81
30	3.20	0.60	8.76	13.0	1.52	1.68	58.5	0.88	0.98

Caractéristiques géométriques de la travée de rive (1)
côté Alger L=30m et $\delta L=4m$

x	h(x)	e(x)	B(x)	I(x)	V(x)	V(x)	$\rho(x)$	C(x)	C(x)
0	1.5	0.25	5.06	1.48	0.59	0.91	54.5	0.32	0.49
4.5	1.5	0.25	5.06	1.48	0.59	0.91	54.5	0.32	0.49
7.5	1.52	0.26	5.10	1.54	0.60	0.92	54.7	0.33	0.50
12	1.63	0.28	5.43	1.91	0.66	0.97	55.7	0.37	0.54
16.5	1.84	0.32	5.79	2.71	0.77	1.06	57.1	0.44	0.61
21	2.14	0.38	6.44	4.21	0.94	1.12	58.3	0.55	0.70
25.5	2.53	0.46	7.30	6.81	1.15	1.38	58.9	0.67	0.81
31.5	3.20	0.60	8.76	13.0	1.52	1.68	58.5	0.89	0.98

Caractéristiques géométriques de la travée de rive (2)
côté Hydra L=31.5m et $\delta L=4.50m$

x	h(x)	e(x)	B(x)	I(x)	V(x)	V(x)	ρ	C(x)	C(x)
0	3.20	0.60	8.76	13.1	1.52	1.68	58.5	0.89	0.98
3.5	2.80	0.52	7.87	9.01	1.30	1.50	58.9	0.76	0.88
8	2.36	0.43	6.92	5.57	1.06	1.30	58.7	0.62	0.76
12.5	2.00	0.35	6.16	3.52	0.87	1.14	57.8	0.50	0.66
17	1.75	0.30	5.59	2.35	0.73	1.02	56.5	0.41	0.58
21.5	1.58	0.27	5.23	1.74	0.63	0.95	55.3	0.35	0.52
26	1.51	0.25	6.07	1.49	0.59	0.91	54.5	0.32	0.50
27.5	1.5	0.25	5.06	1.48	0.59	0.91	54.5	0.32	0.50

Caractéristiques géométriques de la travée centrale

H CARACTERISTIQUES TECHNIQUES DU PONT:

Pour le calcul des caractéristiques techniques du pont, on s'est basé sur le fascicule 61.

- Largeur roulable du pont : $L_r = 7.00$ mètres
- Largeur chargeable : $L_s = 7.00$ mètres
- Nombre de voies : n

$$n = E \left[\frac{L_s}{3} \right] = E \left[\frac{7}{3} \right] = E (2.33) = 2$$

- Pont de première classe
- Largeur d'une voie : $L_v = L_r / 2 = 3.50$ mètres

Systemes de charges:

Pour l'étude longitudinale de ce type de pont, le système de charges routières prépondérant est le système A(L) plus les surcharges de trottoirs.

Les autres systèmes de charges seront pris en compte pour l'étude transversale du caisson du pont.

1- Systeme A(L):

$$A (L) = a_1 \cdot a_2 \cdot \left[230 + \frac{36000}{L + 12} \right] \quad \text{Kg/m}^2$$

avec :

a_1 et a_2 : coefficients de majoration selon le type de pont .

Dans notre cas $a_1 = a_2 = 1$

L : Longueur chargée en mètres

On distingue donc sept cas de chargement possibles et pour chaque cas correspond une longueur chargée, les résultats obtenus pour chaque cas sont mentionnés dans le tableau suivant :

Travée(s) chargée(s)	L (mètres)	A(L) (KG/m ²)
Travée de Rive (1)	30	1087.143
Travée Centrale	55	767.313
Travée de Rive (2)	31.50	1057.586
Centrale + Rive (1)	85	601.134
Centrale + Rive (2)	86.50	595.482
Rive (1) + Rive (2)	61.50	719.796
Tout le pont	116.50	510.156

2- Système de charge Bc:

- Le coefficient b_c vaut 1.1
- Coefficient de majoration dynamique :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{(1 + 0.2 L)} + \frac{0.6}{(1 + 4 \left(\frac{G}{S} \right))}$$

avec :

G : Poids du tronçon de tablier considéré

L : Longueur du tronçon de tablier considéré

S = $b_c * S'$

S' : Surcharge due au convois Bc

Deux cas peuvent se présenter :

Premier cas: Deux voies chargées

1- Travée de rive chargée:

* Travée de rive côté Alger: L = 30 mètres et $\delta L = 4$ mètres

G = Gconsole + Gcintre

$$G = \int_0^{L - \delta L} \gamma_{\text{beton}} E(x) dx + \gamma_{\text{beton}} \delta L E_c$$

avec :

$$B(x) = B_c \left[1 + \left(\frac{B_p}{B_c} - 1 \right) \left(\frac{x - \delta L}{L - \delta L} \right)^2 \right]$$

Après intégration on trouve :

$$G = 393.304 + 49.750 = 443.054$$

$$S' = 2 * 2 * 30 = 120 \text{ tonnes}$$

$$S = 1.1 S' = 132 \text{ tonnes}$$

$$d'où \delta = 1.099$$

$$P_{max} = \delta P_{max \text{ roue}} = 1.099 * 6 = 6.592 \text{ tonnes}$$

* Travée de rive côté Hydra: $L = 31.5 \text{ m}$ et $\delta L = 4.5 \text{ m}$

En faisant le même calcul que la travée de rive côté Alger, on trouve les résultats suivants :

$$G = 408.431 + 55.969 = 464.4 \text{ tonnes}$$

$$S' = 120 \text{ tonnes}$$

$$S = 132 \text{ tonnes}$$

$$\delta = 1.095$$

$$P_{max} = \delta P_{max \text{ roue}} = 1.095 * 6 = 6.568 \text{ tonnes}$$

2- Travée centrale chargée: $L = 55 \text{ mètres}$

$$G = 2 G_{console} = \int_0^L \gamma_b B(x) dx$$

avec :

$$B(x) = B_c \left[1 + \left(\frac{B_p}{B_c} - 1 \right) \left(1 - \frac{2x}{L} \right)^2 \right]$$

Après intégration on trouve :

$$G = 831.99 \text{ tonnes}$$

$$S = 132 \text{ tonnes}$$

$$\delta = 1.056$$

$$P_{max} = 1.056 * 6 = 6.337$$

Deuxième cas: Une voie chargée

Dans ce cas $S' = 2 * 30 = 60$ Tonnes.

En faisant le même calcul que précédemment, on trouve pour différents cas les résultats suivants :

Travée chargée	G (tonnes)	δ	Pmax (tonnes)
Rive Alger	443.054	1.081	6.483
Rive Hydra	464.400	1.077	6.463
Centrale	831.99	1.046	6.276

3- Convois Militaire type Mcl20:

Surface du rectangle d'impact par chenille $6.1 * 1 \text{ m}^2$

Les résultats obtenus pour ce type de chargement sont mentionnés dans le tableau suivant :

Travée chargée	L(m)	G (tonnes)	δ	S(Tonnes)
Rive Alger	30	443.054	1.092	120.143
Rive Hydra	31.5	464.40	1.088	119.68
Centrale	55	831.99	1.053	115.778

Donc la surcharge maximale sur tout le pont est :

$$s = \frac{S_{\max}}{6.1} = \frac{120.143}{6.1} = 19.696 \text{ t / ml}$$

Charges sur les trottoirs:

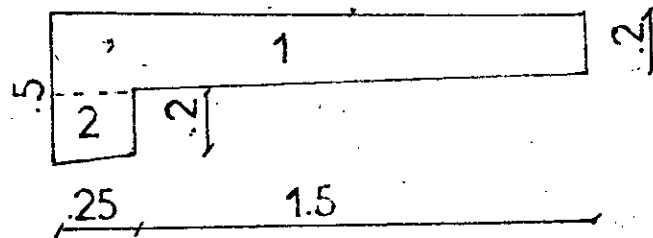
La charge uniforme que supporte les trottoirs vaut 150 Kg/m^2

Les trottoirs ayant une largeur de 1.75 m

on a alors $s = 150 * 1.75 = 262.5 \text{ Kg/ml} = 0.265 \text{ t/ml}$

Charges de la superstructure:

a- Poids propre du trottoir:



$$A1 = (0.25 + 0.2) * 1.75 / 2 = 0.394 \text{ m}^2$$

$$A2 = (0.25 + 0.2) * 0.25 / 2 = 0.056 \text{ m}^2$$

d'où $S_t = 2.5 (A1 + A2) = 1.125 \text{ t/ml}$ pour un pour trottoir

b- Couche de bitume:

$$S_b = \gamma_{\text{bitume}} L_x e_{\text{bitume}} = 2.2 * 7 * 0.08 = 1.232 \text{ t ml}$$

c- Dispositif de sécurité:

$S_d = 0.1 \text{ t / ml}$ pour un trottoir

Surcharge totale de la superstructure:

$$S_s = 2 S_t + 2 S_d + S_b = 2 * 1.125 * 2 * 0.1 + 1.232$$

$$S = 3.682 \text{ t / ml}$$

G- CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

Etant donnée l'envergure du projet et les exigences techniques requises, il est indispensable d'opter pour un béton et un ferrailage de très bonne qualité.

1. BETON :

Nature du Ciment : CPA 325

Dosage : 400 kg/m³

Résistance à la compression :

j > 28 jours : $f_{c28} = 35$ MPa

j < 28 jours : $f_{cj} = 0.685 f_{c28} * \log(j+1)$

Résistance à la traction :

$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$

Contraintes limites :

Contrainte ultime de compression (E L U) :

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{cj} \quad (E L U)$$

avec $\gamma_b = 1.5$ pour l'ouvrage fini (en service).

$\gamma_b = 1.15$ pour l'ouvrage en construction.

Contrainte à l'état limite de service (E L S) :

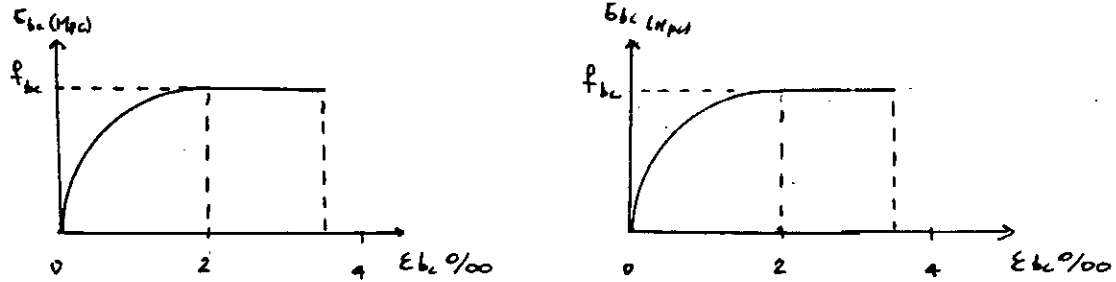
$\sigma_{bc} = 0.5 f_{c28}$ en service.

$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$ en construction.

Module de déformation du béton E :

$$E_{tj} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$$

Diagramme contraintes-déformations :



Phase de construction : = 0.7

$$\alpha = MG / MT$$

MG : Moment du aux charges permanentes.

MT : Moment total.

2- ACIERS :

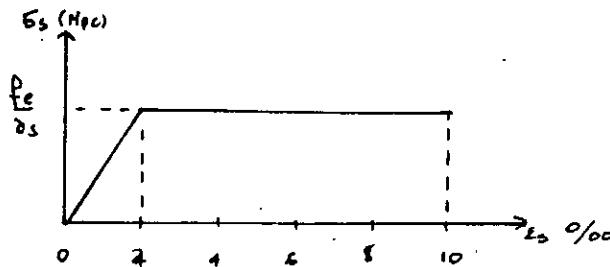
* Aciers passifs:

On utilise des aciers FeE40 de type 1

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

Diagramme contraintes-déformations :



* Aciers actifs ou de précontraintes:

On utilise des câbles 12T15 (Norme Freyssinet)

$$P_{pry} = 1623 \text{ MPa}$$

$$P_{peH} = 1411 \text{ MPa}$$

$T_0 = 2119 \text{ KN} = 241.9 \text{ Tonnes}$

$\bar{\epsilon}_{\text{gaine}} = 8 \text{ cm}$

Recul d'ancrage : 8 mm

$1000 = 2.5 (T B R)$

$= 0.16$

$f = 0.0014$

$E_p = 1.9 \cdot 10^5 \text{ MPa}$

Section des câbles : $A_p = 1668 \text{ cm}^2$

$$\sigma_{p0} = \text{MIN} [0.8 f_{p2B} , 0.9 f_{p0B} , T_0] = 1270 \text{ MPa}$$

F CARACTERISTIQUES MECANIKES DES TRVEES DU PONT (Ea, Eb, Ec)

Les caractéristiques mécaniques d'un élément permettent le calcul de la matrice de rigidité de cet élément.

Les caractéristiques mécaniques d'un élément sont données par les expressions suivantes :

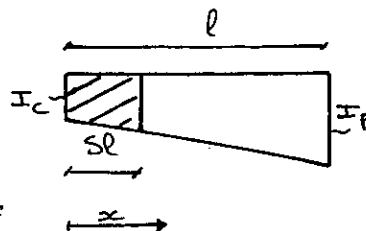
$$E a = \int_0^L \left(1 - \frac{x}{L}\right)^2 \frac{dx}{I(x)}$$

$$E b = \int_0^L \frac{x}{L} \left(1 - \frac{x}{L}\right) \frac{dx}{I(x)}$$

$$E c = \int_0^L \left(\frac{x}{L}\right)^2 \frac{dx}{I(x)}$$

1 Travées de rive :

L'inertie est donnée par :



$$\text{si } x \leq \delta L \quad \rightarrow \quad I(x) = I_c$$

$$\text{si } x \geq \delta L \quad \rightarrow \quad I(x) = I_c \left[1 + K \left(\frac{x - \delta L}{L - \delta L} \right)^2 \right]^{5/2}$$

$$\text{avec } K = \left(\frac{I_p}{I_c} \right)^{0.4} - 1 = 1.391$$

Donc :

$$E a = \int_0^{\delta L} \left(1 - \frac{x}{L}\right)^2 \frac{dx}{I_c} + \int_{\delta L}^L \left(1 - \frac{x}{L}\right)^2 \frac{dx}{I(x)}$$

2 Travée centrale :

$$E b = \int_0^{\delta L} \frac{x}{L} \left(1 - \frac{x}{L} \right) \frac{dx}{I_0} + \int_{\delta L}^L \frac{x}{L} \left(1 - \frac{x}{L} \right) \frac{dx}{I(x)}$$

$$E c = \int_0^{\delta L} \left(\frac{x}{L} \right)^2 \frac{dx}{I_0} + \int_{\delta L}^L \left(\frac{x}{L} \right)^2 \frac{dx}{I(x)}$$

L'inertie est donnée par :

$$I(x) = I_0 \left[1 + K \left(1 - \frac{2x}{L} \right)^2 \right]^{5/2}$$

avec $K = 1.391$

Donc :

$$E a = \int_0^L \left(1 - \frac{x}{L} \right)^2 \frac{dx}{I(x)}$$

$$E b = \int_0^L \frac{x}{L} \left(1 - \frac{x}{L} \right) \frac{dx}{I(x)}$$

$$E c = \int_0^L \left(\frac{x}{L} \right)^2 \frac{dx}{I(x)}$$

Pour le calcul de ces intégrales, on utilise la méthode de Simpson de calcul d'intégrales et on obtient les résultats suivants :

	L	δL	Ea	Eb	Ec
Rive (1)	30	4.00	5.847	1.986	2.080
Rive (2)	31.50	4.50	2.206	2.107	6.141
Centrale	55	---	5.685	4.008	5.685

3 Calcul de matrice de rigidité des travées de rive

3.1 Travée de rive (1) côté ALGER :

3.1.1 Rotation du noeud j :

$$b M_{ij} + c M_{ji} = \theta_j$$

$$\text{Or } M_{ij} = 0 \quad \text{donc:}$$



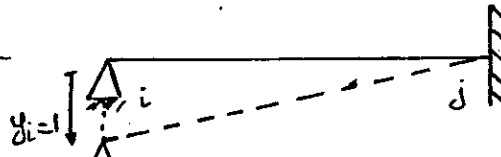
$$M_{ij} = \frac{\theta_j}{c} = \frac{E}{2.080} = 0.481 E$$

$$F_{ij} = -F_{ji} = 0.481 \frac{E}{L}$$

3.1.2 Translation du noeud i :

$$a M_{ij} + b M_{ji} = y_i / L$$

$$\text{Or } M_{ij} = 0 \quad \text{donc:}$$



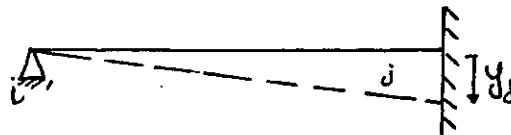
$$M_{ij} = \frac{y_i}{b L} = \frac{E}{1.986 L} = 0.504 \frac{E}{L}$$

$$F_{ij} = -F_{ji} = 0.504 \frac{E}{L^2}$$

3.1.3 Translation du noeud j :

$$b M_{ij} + c M_{ji} = y_j / L$$

$$\text{Or } M_{ij} = 0 \quad \text{donc:}$$



$$M_{ij} = \frac{y_j}{c L} = \frac{E}{2.080 L} = 0.481 \frac{E}{L}$$

$$F_{ij} = -F_{ji} = 0.481 \frac{E}{L^2}$$

La matrice de rigidité de la travée de rive côté Alger est donc :

3.2 Travée de rive (2) côté HYDRA

3.2.1 Rotation du noeud i :

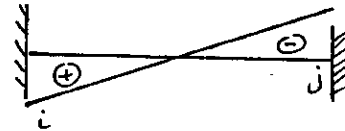
$$\begin{bmatrix} M_{ij} \\ F_{ij} \\ M_{ji} \\ F_{ji} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.504 \frac{E}{L^2} & 0.481 \frac{E}{L} & 0.504 \frac{E}{L^2} \\ 0 & 0.504 \frac{E}{L} & 0.481 E & -0.481 \frac{E}{L} \\ 0 & -0.504 \frac{E}{L^2} & -0.481 \frac{E}{L} & 0.481 \frac{E}{L} \end{bmatrix}$$

$$a M_{ij} + b M_{ji} = -\theta_i$$

$$\text{Or } M_{ij} = 0 \quad \text{donc :}$$

$$M_{ij} = \frac{\theta_i}{a} = \frac{E}{2.106} = 0.453 E$$

$$F_{ij} = -F_{ji} = 0.453 \frac{E}{L}$$



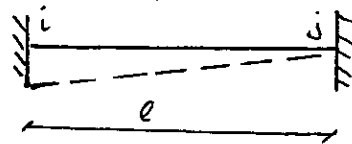
3.2.2 Translation du noeud i :

$$a M_{ij} + b M_{ji} = y_i / L$$

$$\text{Or } M_{ji} = 0 \quad \text{donc :}$$

$$M_{ij} = \frac{y_i}{L a} = 0.453 \frac{E}{L}$$

$$F_{ij} = -F_{ji} = 0.453 \frac{E}{L^2}$$



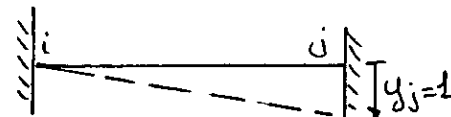
3.2.3 Translation du noeud j :

$$b M_{ij} + c M_{ji} = y_j / L$$

$$\text{Or } M_{ji} = 0 \quad \text{donc}$$

$$M_{ij} = \frac{y_j}{b L} = \frac{E}{2.107 L} = 0.475 \frac{E}{L}$$

$$F_{ij} = -F_{ji} = 0.475 \frac{E}{L^2}$$



La matrice de rigidité de la travée est donc :

3.3 La matrice de rigidité de la travée de rive (2) est donc :

$$\begin{array}{l}
 M_{1j} \\
 F_{1j} \\
 M_{j1} \\
 F_{j1}
 \end{array}
 =
 \begin{array}{cccc}
 0.453 E & 0.453 \frac{E}{L} & 0 & 0.475 \frac{E}{L} \\
 0.453 \frac{E}{L} & 0.453 \frac{E}{L^2} & 0 & 0.475 \frac{E}{L^2} \\
 0 & 0 & 0 & 0 \\
 -0.453 \frac{E}{L} & -0.453 \frac{E}{L^2} & 0 & 0.475 \frac{E}{L^2}
 \end{array}$$

3.3.1 Translation du noeud i :

$$a M_{ij} + b M_{ji} = - y_i / L$$

$$b M_{ij} + c M_{ji} = 0$$

Donc :

$$M_{1j} = \frac{y_1 c}{a^2 - b^2} \frac{E}{L} = \frac{5.685}{5.685^2 - 4.008^2} \frac{E}{L} = 0.35 \frac{E}{L}$$

$$M_{j1} = - \frac{b y_1}{a^2 - b^2} \frac{E}{L} = - \frac{4.008}{5.685^2 - 4.008^2} \frac{E}{L} = - 0.251 \frac{E}{L}$$

Donc :

$$F_{ij} = - F_{ji} = 0.601 E / L$$

3.3.2 Translation du noeud j :

$$M_{1j} = - \frac{d y_j}{a^2 - b^2} \frac{E}{L} = - 0.251 \frac{E}{L}$$

$$M_{j1} = \frac{c y_j}{a^2 - b^2} \frac{E}{L} = 0.35 \frac{E}{L}$$

3.3.3 Rotation du noeud i :

$$a M_{ij} + b M_{ji} = \theta_i$$

$$b M_{ij} + c M_{ji} = 0$$

Après résolution on trouve :

$$M_{ij} = -0.251 E$$

$$M_{ji} = -0.247 E$$

$$F_{ij} = -F_{ji} = 0.597 E / L$$

3.3.4 Rotation du noeud j :

$$a M_{ij} + b M_{ji} = 0$$

$$b M_{ij} + c M_{ji} = \theta_j$$

Après résolution on trouve :

$$M_{ij} = -0.247 E$$

$$M_{ji} = 0.35 E$$

$$F_{ij} = -F_{ji} = 0.597 E / L$$

La matrice de rigidité de la travée centrale est donc :

$$\begin{array}{l} M_{ij} \\ F_{ij} \\ M_{ji} \\ F_{ji} \end{array} = \begin{array}{cccc} 0.350 E & 0.35 \frac{E}{L} & 0.247 E & -0.251 \frac{E}{L} \\ 0.597 \frac{E}{L} & 0.601 \frac{E}{L^2} & 0.597 \frac{E}{L} & -0.601 \frac{E}{L^2} \\ 0.247 E & 0.251 \frac{E}{L} & 0.350 E & -0.35 \frac{E}{L} \\ -0.597 \frac{E}{L} & -0.601 \frac{E}{L^2} & -0.597 \frac{E}{L} & 0.601 \frac{E}{L^2} \end{array}$$

CHAPITRE II

CHARGEMENT ET PHASES DE CALCUL

Si la maison s'écroule, et écrase le fils du propriétaire, le fils de l'architecte sera mis à mort .

Code d'Hammourabi,
édicte voilà près de 4000 ans.

I INTRODUCTION

Les ponts construits par encorbèllements successifs passent par trois phases de construction.

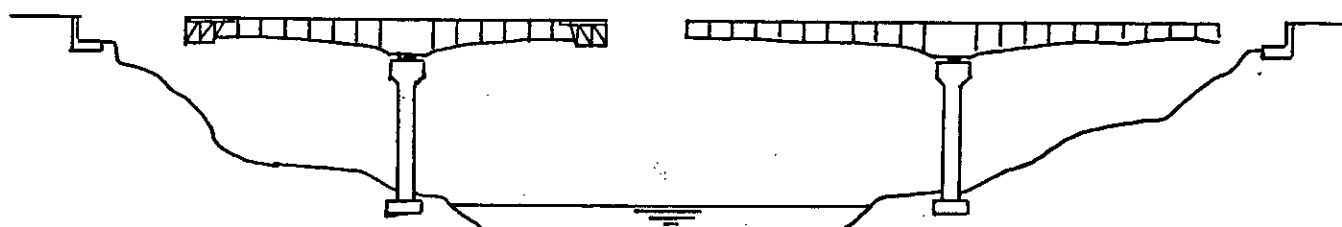
- Première phase de construction :

Elle consiste à contruire :

* Les piles et les culées.

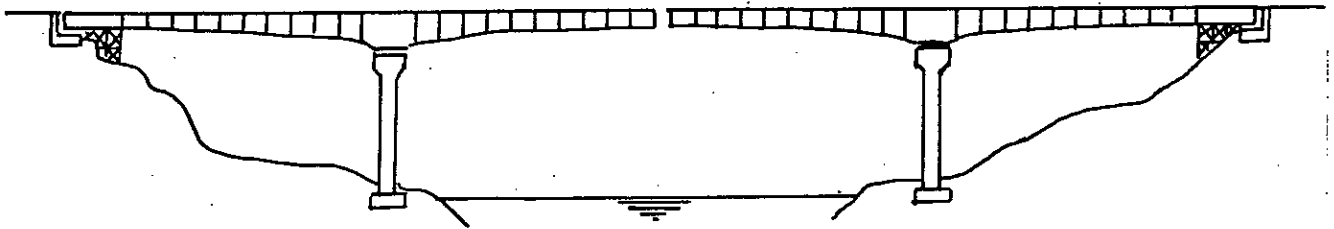


* Chaque fléau sur pile. Après bétonnage du voussoir sur pile VSP, les voussoirs courants sont bétonnés dans des équipages mobiles accrochés de chaque côté du fléau. Dès que le béton a atteint la résistance nécessaire, une ou deux paires de câbles de fléaux sont tendus et les équipages mobiles sont avancés d'un voussoir jusqu'à achèvement du fléau.



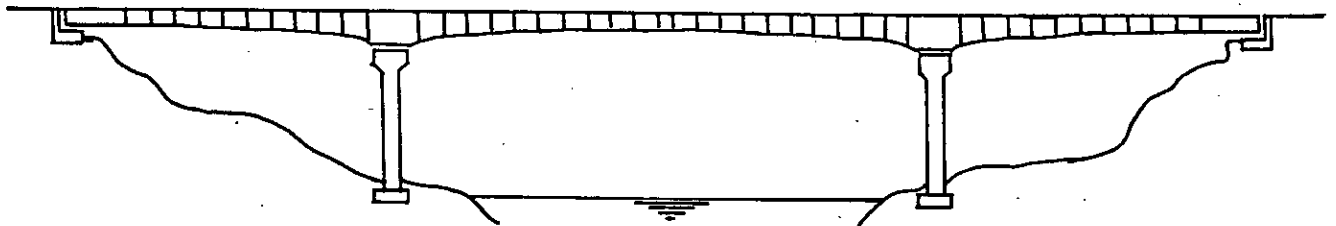
- Deuxième phase de construction :

Elle consiste au bétonnage sur chaque rive des parties coulées sur cintre, qui complètent les travées de rive.



- Troisième phase de construction :

Elle consiste au bétonnage du clavage central.



II METHODE DE CALCUL :

L'étude longitudinale des ponts construits par encorbèlements successifs suit la cinématique de construction pour assurer la stabilité de l'ouvrage en phase de construction et en service.

ORGANIGRAMME DE CALCUL :

A PHASE DE CONSTRUCTION :

- 1- Calcul des sollicitations dues à la réalisation des deux fléaux.
- 2- Calcul des sollicitations dues au clavage de rive.
- 3- Calcul des sollicitations dues au clavage central.

B PHASE DE SERVICE :

- 1- Calcul des sollicitations dues aux surcharges routières et à la superstructure.
- 2- Calcul des sollicitations dues au gradient thermique.
- 3- Calcul des sollicitations dues au fluage.

Une fois toutes ces sollicitations connues, à travers des combinaisons d'actions, qu'on définira plus loin, on déterminera la précontrainte nécessaire pour assurer la stabilité de l'ouvrage en phase de construction et en phase de service.

III CALCUL DES SOLLICITATIONS DUES A LA PHASE DE CONSTRUCTION :

A Première phase de construction :

Vu que les deux demi-fléaux et le voussoir sur pile VSP ne sont pas symétriques, on doit étudier donc chaque demi-fléau à part et pour chaque paire de voussoirs, on prend en considération les sollicitations les plus défavorables.

Lors de la construction des fléaux, on prend en considération les charges suivantes :

1. Poids propre du fléau :

- Demi fléau côté de rive:

L'expression de l'aire de la section au droit d'une position x quelconque à partir de l'axe de la culée est donnée par :

$$B(x) = B_c \left[1 + \left(\frac{B_p}{B_c} - 1 \right) \left(\frac{x - \delta L}{L - \delta L} \right)^2 \right]$$

L'expression du poids propre au droit d'une section est donnée par :

$$g(x) = \gamma_{\text{béton}} * B(x)$$

Le poids propre est majoré de 5%

$$g(x) = 1.05 \gamma_{\text{béton}} B_c \left[1 + \left(\frac{B_p}{B_c} - 1 \right) \left(\frac{x - \delta L}{L - \delta L} \right)^2 \right]$$

donc :

$$g(x) = 13.276 \left[1 + 0.732 \left(\frac{x - \delta L}{L - \delta L} \right)^2 \right] \quad (\text{t/ml})$$

L'expression de l'effort tranchant est donnée par :

$$T(x) = - \int_{\delta L}^x g(x) dx$$

$$T(x) = -13.276 (x - \delta L) \left[1 + 0.366 \left(\frac{x - \delta L}{L - \delta L} \right)^2 \right]$$

L'expression du moment fléchissant est donnée par :

$$M(x) = \int_{\delta L}^x T(x) dx$$

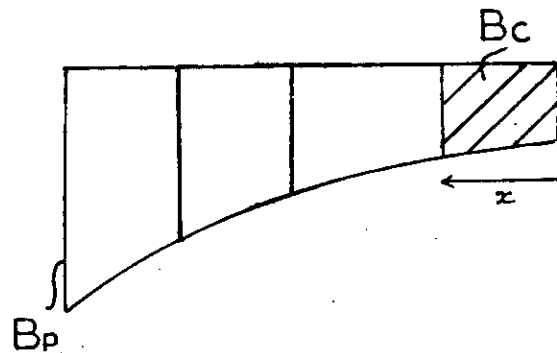
donc :

$$M(x) = -13.276 \frac{(x - \delta L)^2}{2} \left[1 + \frac{0.366}{2} \left(\frac{x - \delta L}{L - \delta L} \right)^2 \right]$$

- Demi-fléau côté travée centrale :

$$B(x) = B_c \left[1 + \left(\frac{B_p}{B_c} - 1 \right) \left(\frac{1 - 2x}{55} \right)^2 \right]$$

$$g(x) = 1.05 \gamma_{\text{beton}} B(x)$$



$$T(x) = \int_0^x g(x) dx$$

$$T(x) = -13.276 (1 - 2x) \left[1 + \frac{0.732}{2} \left(\frac{1 - 2x}{55} \right)^2 \right]$$

$$M(x) = \int_0^x T(x) dx$$

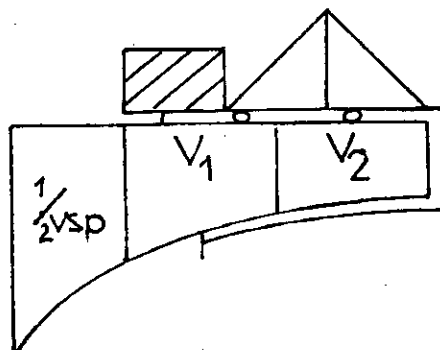
$$M(x) = -13.276 (1 - 2x)^2 \left[1 + \frac{0.734}{4} \left(1 - \frac{2x}{55} \right)^2 \right]$$

2. Poids propre du voussoir (i+1) considéré au bout du voussoir i:

Avant la mise en tension du voussoir i+1, celui-ci influence sur le voussoir i, ce qui caractérise la construction par encorbèllements successifs aux autres procédés.

Le poids de ce voussoir avant mise en tension est concentré au bout du voussoir qui lui précède (déjà mis en tension).

exemple : Influence du voussoir VI avant mise en tension sur le demi VSP.



Le poids propre du voussoir VI = $g_l = 77.298 \text{ t}$
donc :

$x = 6 \text{ ----} \rightarrow T = 77.298 \text{ t}$ et $M = 0 \text{ tm}$

$x = 0 \text{ ----} \rightarrow M = 77.298 * 6 = 463.788 \text{ tm}$

3. Surcharges de chantier :

Ce sont des charges réparties de 50 Kg/m^2 dues aux différents équipements et matériaux que l'on trouve sur le tablier au cours de la construction.

La section caisson ayant une largeur de 10.50 mètres, on a donc :

$$q = 50 * 10 * 10^{-3} = 0.5 \text{ t/ml}$$

L'expression de l'effort tranchant est donnée par :

$$T(x) = +qx$$

L'expression du moment fléchissant est donnée par :

$$M(x) = -q * \frac{x^2}{2}$$

4. Surcharge concentrée :

C'est une charge concentrée se trouvant au bout du voussoir i avant sa mise en tension, dont l'influence est étudiée sur le voussoir $i-1$, $i-2$, ect...

La charge concentrée est définie comme suit :

$$q = (50 + 5 * b) \quad \text{KV}$$

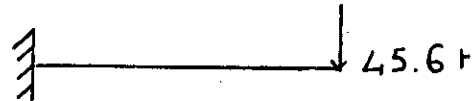
b : Largeur du hourdis supérieur du caisson exprimée en mètres

Dans notre cas $b = 10 \text{ m}$ donc $q = 10 \text{ tonnes}$

5. Surcharge de l'équipage mobile :

L'équipage mobile sert au bétonnage des voussoirs, son poids est donné par le constructeur, dans notre cas, il est estimé à 45.6 tonnes, concentré au bout du dernier voussoir mis en tension, sauf lorsqu'on arrive à la fin du fléau où le dernier voussoir de clavage est coulé sur cintre côté culée et à l'aide d'un coffrage traditionnel à la clé.

Résultats :



Les résultats obtenus pour chaque demi-fléau et pour chaque type de chargement sont mentionnés dans l'annexe A1

Les sollicitations totales sont mentionnées dans les tableaux suivants

DEMI-FLEAU COTE TRAVEE DE RIVE (1) ALGER

	0	6	10.5	15	19.5	24	27
0	0						
6	302.02	55.60					
10.5	382.91	288.89	55.60				
15	453.88	299.07	205.21	55.60			
19.5	518.57	364.55	269.90	188.99	55.60		
24	560.83	406.81	312.16	231.64	160.71	55.60	
27	516.73	362.71	268.06	187.14	116.21	51.51	10

Effort tranchant total (t) de la travée de rive (1)

	0	6	10.5	15	19.5	24	27
0	0						
6	-3183.1	0					
10.5	-4977.0	-1863.0	0				
15	-6371.2	-3303.4	-1475.0	0			
19.5	-7449.6	-4405.7	-2595.3	-1138.3	0		
24	-7808.3	-4885.6	-3166.0	-1799.8	-752.4	0	
27	-5881.7	-3463.7	-2122.6	-1134.9	-456.98	-92.08	0

Moment fléchissant total (tm) de la travée de rive (1)

DEMI-FLEAU COTE TRAVEE CENTRALE

	0	3.5	8	12.5	17	21.5	26
0	0						
3.5	250.28	55.60					
8	337.17	243.28	55.60				
12.5	441.95	318.75	215.02	55.60			
17	478.65	384.75	281.72	194.83	55.60		
21.5	541.31	477.42	344.38	257.49	182.71	55.60	
26	497.96	404.07	301.03	214.14	139.37	72.66	10

Effort tranchant total (tonnes)

	0	3.5	8	12.5	17	21.5	26
0	0						
3.5	-1925.5	0					
8	-3910.0	-2033.1	0				
12.5	-5442.5	-3600.1	-1611.4	0			
17	-6619.9	-4797.5	-2835.5	-1250.4	0		
21.5	-7527.5	-5711.8	-3757.4	-2180.4	- 877.6	0	
26	-5481.7	-4028.9	-2541.6	-1431.4	-656.05	-184.99	0

Moment fléchissant total (tonnes.mètres)

DEMI FLEAU COTE TRAVEE DE RIVE (2) HYDRA

	0	6	10.5	15	19.5	24	26
0	0						
6	297.560	55.600					
10.5	376.750	225.270	55.600				
15	446.342	294.850	202.12	55.600			
19.5	510.250	358.763	266.035	186.840	55.600		
24	539.111	387.624	294.895	215.704	146.118	82.210	
26	494.510	343.023	250.204	171.103	101.518	37.610	10

Effort tranchant total (tonnes)

	0	6	10.5	15	19.5	24	26
0	0						
6	-3073.3	0					
10.5	-4790.1	-1784.5	0				
15	-6144.3	-3189.6	-1436.8	0			
19.5	-7133.7	-4192.8	-2456.9	-1070.9	0		
24	-7125.2	-4381.1	-2792.8	-1554.3	-631.03	0	
26	-5463.7	-3146.9	-1878.9	-960.9	-358.16	-47.57	0

Moment fléchissant total (tonnes.mètres)

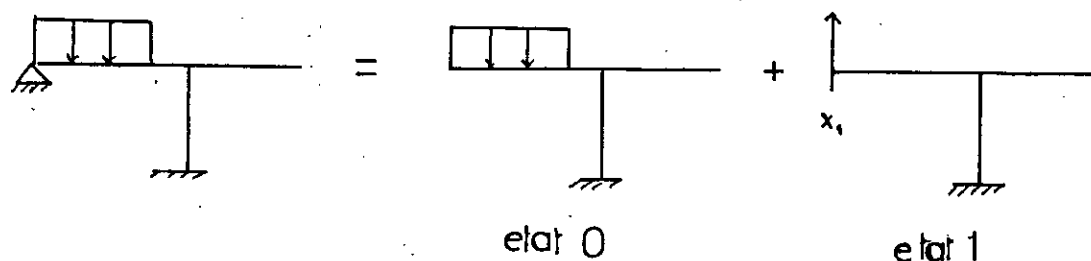
B CALCUL DES SOLLICITATIONS DUES AU CLAVAGE DE RIVE:

Les sollicitations de cette phase de construction sont dues au clavage de rive côté culée et au poids propre.

- Calcul des sollicitations dues au clavage de rive:

1. Clavage du fléau (1):

Pour le calcul des sollicitations, on applique la méthode des forces.



$$\delta_{11} X_1 + \Delta_{1F} = 0$$

$$\delta_{11} = \sum \int \frac{m_1^2}{E I(x)} ds$$

- Calcul de m_1 :

$$0 \leq x \leq l = 30 \text{ m} \quad \text{-----} \rightarrow \quad m_1 = x$$

$$0 \leq x \leq hp = 13 \text{ m} \quad \text{-----} \rightarrow \quad m_1 = 30 \text{ tm}$$

$$E \delta_{11} = \int_0^{30} \frac{x^2}{I(x)} dx + \int_0^{13} \frac{30^2}{I_{p\grave{a}\text{ile}}} dx$$

avec :

$$I_c = 1.479 \text{ m}^4$$

$$I_{p\grave{a}\text{ile}} = 23 * 5 / 12 = 3.33 \text{ m}^4$$

$$I(x) = I_c \left[1 + 1.391 \left(\frac{x-4}{26} \right)^{5/2} \right]$$

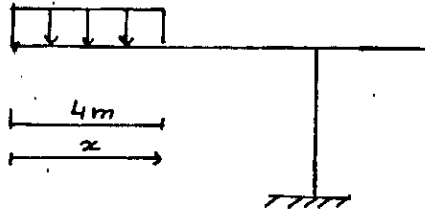
donc :

$$E \delta_{11} = \int_0^4 \frac{x^2}{I_0} dx + \int_4^{30} \frac{x^2}{I(x)} dx + \int_0^{13} \frac{30^2}{I_{Pile}} dx$$

Pour le calcul de cette integrale, on utilise la methode de Simpson de calcul d'integrales, et on obtient le resultat suivant:

$$E \delta_{11} = 4251.938$$

Calcul de Δ_{1P} :



$$E \Delta_{1P} = \int_0^4 \frac{M * m_1}{I_0} dx + \int_4^{30} \frac{M * m_1}{I(x)} dx + \int_0^{13} \frac{M * m_1}{I_{Pile}} dx$$

Avec :

$$0 \leq x \leq 4 \quad \text{-----} \rightarrow M_{0x} = -q * x^2 / 2$$

$$4 \leq x \leq 30 \quad \text{-----} \rightarrow M_{0x} = -q * \delta L * (x - \delta L / 2)$$

q étant la charge due au clavage et est égale à :

$$q = 2.5 * Bc = 12.7 \text{ t/ml}$$

Donc :

$$E \Delta_{1P} = \int_0^4 - \frac{12.7 x^2}{2 I_0} x dx + \int_4^{30} - \frac{12.7 * 4 (x - 2)}{I(x)} x dx + \int_0^{13} - \frac{1422.30 * 30}{3.33} dx$$

Après integration on trouve :

$$X_1 = 46.514 \text{ t}$$

D'où l'expression du moment fléchissant :

$$0 \leq x \leq \delta L = 4\text{m} \text{ ----> } M(x) = 46.514 x - 12.7 * x^2 / 2$$

$$4 \leq x \leq L = 30\text{m} \text{ ----> } M(x) = 46.514 x - 12.7 (x-2) * 4$$

2. Clavage du fléau (2) :

Un calcul analogue à celui du clavage du fléau (1) est établi, les seules différences résident dans la longueur de la travée de rive et dans la longueur de la partie coulée sur cintre.

$$L = 31.5 \text{ m} \quad \text{et} \quad \delta L = 4.5 \text{ m}$$

On aboutit aux résultats suivants :

- Calcul de m_1 :

$$0 \leq x \leq L = 31.5\text{m} \text{ ----> } m_1 = x$$

$$4.5 \leq x \leq h_p = 13\text{m} \text{ ----> } m_1 = 31.5$$

$$E \delta_{11} = \int_0^{4.5} \frac{x^2}{E I_0} dx + \int_{4.5}^{31.5} \frac{x^2}{I(x)} dx + \int_0^{13} \frac{31.5^2}{I_{pile}} dx$$

Après integration, on trouve :

$$E \delta_{11} = 6359.858$$

- Calcul de Δ_{1P} :

$$0 \leq x \leq \delta L = 4.5 \text{ m} \text{ ----> } M_{0x} = - q * x^2 / 2$$

$$\delta L \leq x \leq L = 31.5\text{m} \text{ ----> } M_{0x} = - q * \delta L * (x - \delta L / 2)$$

Donc :

$$\Delta_{1P} = \int_0^{4.5} \frac{M_{0x} * m_1}{I_0} dx + \int_{4.5}^{31.5} \frac{M_{0x} * m_1}{E I(x)} dx + \int_0^{13} \frac{M_{0x \text{ pile}} * m_1}{E I_{pile}} dx$$

Après integration, on trouve :

$$E \Delta_{1P} = - 329139.232$$

De la même manière, on tire X_1

$$X_1 = 51.753 \text{ tonnes}$$

$$X_1 = - \frac{\Delta_{1P}}{\delta_{11}}$$

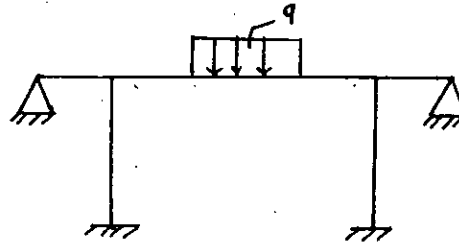
- Expression du moment fléchissant :

$$0 \leq x \leq \delta L = 4.5\text{m} \quad \text{---->} \quad M(x) = 51.753 * x - 12.7 * x^2 / 2$$

$$4.5 \leq x \leq 31.5\text{m} \quad \text{---->} \quad M(x) = 51.753 * x - 12.7 * 4.5 * (x - 4.5 / 2)$$

C ~~ETUDE DE LA TROISIEME PHASE DE CONSTRUCTION~~ :

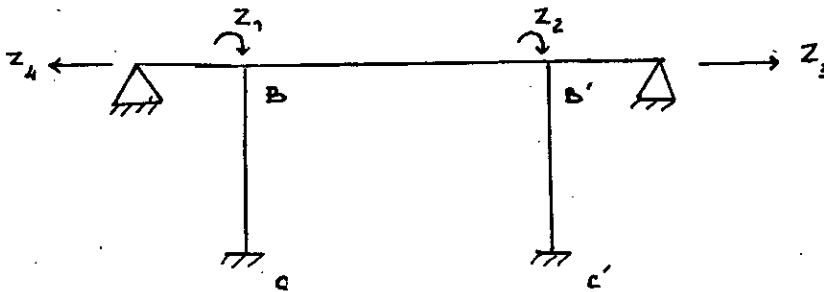
La troisième phase de construction consiste au clavage central du pont.



Les sollicitations sont dues au poids propre et au clavage central, donc aux sollicitations de la deuxième phase on ajoute celle du clavage central.

Pour le calcul des sollicitations, on utilise la méthode des déformations appliquée aux structures à inerties variables.

Le schéma statique adopté est représenté par la figure ci-dessous. Le système est à noeuds mobiles.



Notations :

- Z1 : Rotation du noeud B
- Z2 : Rotation du noeud B'
- Z3 : Déplacement du noeud A'
- Z4 : Déplacement du noeud A

- Calcul de la matrice de rigidité du pont :

$$r_{33} = 0.102 E$$

$$r_{31} = r_{13} = 0$$

$$r_{14} = -0.115 E$$

$$r_{22} = 1.828 E$$

$$r_{11} = 1.789 E$$

$$r_{32} = r_{23} = 0.247 E$$

La matrice de rigidité est donc :

$$[M] = \begin{bmatrix} 1.782 & 0.247 & 0 & -0.115 \\ 0.247 & 1.828 & -0.118 & 0 \\ 0 & -0.118 & 0.102 & 0 \\ -0.115 & 0 & 0 & 0.118 \end{bmatrix}$$

Une fois la matrice M déterminée, on a à résoudre le système $[M] \{Z\} = \{R\}$

où M : Matrice de rigidité définie ci après

Z : Vecteur déplacement.

R : Vecteur force appliqué.

Pour la résolution de ce système d'équations, on a utilisé la méthode de Gauss-Seidel.

La matrice M étant connue ainsi, le vecteur inconnu à déterminer est le vecteur Z, reste donc à déterminer le vecteur R.

- Détermination du vecteur {R} :

Le principe de détermination du vecteur R consiste à isoler la travée soumise au même chargement initial c'est à dire se trouvant sur la structure et aux mêmes conditions aux limites, et déterminer la valeur du moment correspondant à chaque noeud de la travée.

Le vecteur { R } est caractérisé par ses composantes :

$$R1 = MBA - MBB'$$

$$R3 = 0$$

$$R2 = MB'B - MB'A'$$

$$R4 = 0$$

La résolution de ce système nous donne le vecteur déplacement.

Une fois le vecteur déplacement connu, les moments aux droits des noeuds sont déterminés comme suit :

$$MBA = M^*BA - 0.481 * Z1$$

$$MBB' = M^*BB' + 0.35 * Z1 + 0.256 * Z2$$

$$MBC = 0.951 * Z1 - 0.115 * Z4$$

$$MCB = - MBC / 2$$

$$MB'B = M^*B'B - 0.238 * Z1 - 0.35 * Z2$$

$$MB'A' = M^*B'A' + 0.453 * Z2$$

$$MB'C' = 1.025 * Z2 - 0.118 * Z3$$

$$MC'B' = - MB'C' / 2$$

Cette méthode est appliquée aussi pour le calcul des efforts sur le pont en service, pour cette raison on a établi un programme en Fortran qui consiste à calculer les moments finals à partir des moments sur travées isolées (Voir annexe A2).

- Détermination des moments sur travées isolées :

Les travées de rives n'étant pas chargées, donc les sollicitations correspondantes sont nulles.

- Travée centrale chargée :

Vu que la travée et le chargement sont symétriques, on peut faire les calculs sur une demi-travée et généraliser les résultats sur toute la travée.

$$0 \leq x \leq 27.5 \quad \text{---->} \quad M = 1$$

$$0 \leq x \leq 1.5 \quad \text{---->} \quad M = - q * x^2 / 2$$

$$1.5 \leq x \leq 27.5 \quad \text{---->} \quad M = - q * \delta L * (x - \delta L / 2)$$

$$E \delta_{11} = \int_0^{27.5} \frac{\overline{M^2}}{I(x)} dx$$

Avec :

$$I(x) = I_0 \left[1 + 1.391 \left(1 - \frac{2x}{55} \right)^2 \right]^{5/2}$$

Après integration on trouve :

$$E \delta_{11} = 18.59$$

$$E \Delta_{1P} = \int_0^{1.5} \frac{M * M}{I_0} dx + \int_{1.5}^{27.5} \frac{M * M}{I(x)} dx$$

Après integration on trouve :

$$E \Delta_{1P} = -1487.43$$

Donc :

$$X_1 = - \frac{\Delta_{1P}}{\delta_{11}} = 80$$

$$\text{Donc } M(1) = - 509.588 + 80 = - 429.59 \text{ tm}$$

Une fois les sollicitations sur les travées isolées connues, celles ci sont injectées dans le programme (voir annexe) et les résultats suivants sont obtenus:

$$Z_1 = 302.7134 \quad \text{MBA} = 0 - 0.481 * Z_1 = - 145.605 \text{ tm}$$

$$Z_2 = -296.5633 \quad \text{MB'A'} = 0 + 0.453 * Z_2 = - 134.34 \text{ tm}$$

$$Z_3 = -343.083$$

$$Z_4 = 295.0173$$

$$\text{MBB'} = - 429.588 + 0.35 * Z_1 + 0.256 * Z_2 = - 399 \text{ tm}$$

$$\text{MBC} = 0.951 * Z_1 - 0.115 * Z_4 = 253.95 \text{ tm}$$

$$\text{MCB} = - \text{MBC} / 2 = - 126.97 \text{ tm}$$

$$\text{MB'B} = - 429.588 - 0.238 * Z_1 - 0.35 * Z_2 = - 397.8367 \text{ tm}$$

$$\text{MB'C'} = 1.025 * Z_2 - 0.118 * Z_3 = - 263.4935 \text{ tm}$$

$$MC'B' = - MB'C' / 2 = 131.74676 \text{ tm}$$

- Expressions des efforts tranchants et moments fléchissants :

- Travée de rive (1) :

$$M(x) = - 4.853 * x \quad (\text{tm})$$

$$T(x) = 4.853 \quad (\text{t})$$

Travée centrale :

$$0 \leq x \leq 26 \quad M(x) = 19.071 x - 399$$

$$T(x) = - 19.071$$

$$26 \leq x \leq 29 \quad M(x) = 19.071 x - 399 - 12.7 \frac{(x - 26)^2}{2}$$

$$T(x) = - 19.071 + 12.7 (x - 26)$$

$$29 \leq x \leq 55 \quad M(x) = 19.071 x - 399 - 12.7 * 3 (x - 27.5)$$

$$T(x) = 19.029 \text{ tonnes}$$

Travée de rive (2) :

$$M(x) = - 4.265 x$$

$$T(x) = 4.265 \text{ tonnes}$$

B CALCUL DES SOLLICITATIONS EN PHASE DE SERVICE

Cette étude consiste au calcul des sollicitations dues différentes surcharges que supporte le pont une fois en service. On distingue pour ce type de ponts les surcharges suivantes :

- Poids propre.
- Superstructure.
- Surcharges d'exploitation A(L).
- Surcharges de trottoirs.
- Gradient thermique.
- Fluage.

La méthode de calcul est analogue à celle déjà énoncée dans le paragraphe précédent (Clavage central), la seule différence réside dans le vecteur force qui change pour différents cas de chargement.

A Calcul des sollicitations :

A.1 Sollicitations dues au poids propre :

Les sollicitations qu'engendre le poids propre sur le pont en service sont déjà calculées lors du clavage central, donc il suffit juste de reprendre ces sollicitations qui sont mentionnées dans le paragraphe précédent (Clavage central).

A.2 Sollicitations dues à la superstructure :

$$q = 3.682t/ml$$

cette charge est répartie le long du pont.

- Travées isolées :
- . Travées de rives :

$$M_{\text{ens}} = -q \frac{L^2}{8}$$

Travée de rive (1) côté ALGER -----> M = - 414.225 tm

Travée de rive (2) côté HYDRA -----> M = - 456.683 tm

. Travée centrale :

$$M_{enc} = - q l^2 / 12 = - 928.171 \text{ tm}$$

Ces valeurs sont introduites dans le programme et les résultats suivants sont obtenus :

$$M_{BA} = - 586.53 \text{ tm}$$

$$M_{B'A'} = -605.75 \text{ tm}$$

$$M_{BB'} = - 887 \text{ tm}$$

$$M_{B'B} = -898.23 \text{ tm}$$

$$M_{BC} = 300.53 \text{ tm}$$

$$M_{B'C'} = -292.44 \text{ tm}$$

$$M_{CB} = - 150.26 \text{ tm}$$

$$M_{C'B'} = 146.22 \text{ tm}$$

- Expression du moment et de l'effort tranchant :

. Travée de rive (1) côté ALGER

$$M(x) = 35.679 x - 3.682 \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = - 35.679 + 3.682 x$$

. Travée centrale :

$$M(x) = 101.051 x - 3.682 \frac{x^2}{2} - 887$$

$$T(x) = -101.051 + 3.682 x$$

. Travée de rive (2) côté HYDRA :

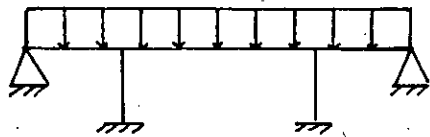
$$M(x) = 38.76 x - 3.682 \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = - 38.76 + 3.682 x$$

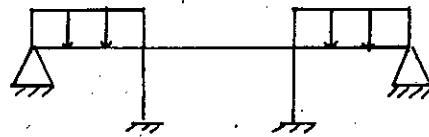
A.3 Sollicitations dues à la surcharge d'exploitation :

Pour ce type de pont, les surcharges du type A(L) sont les plus prépondérantes (recommandations SETRA 1993). L'effet le plus critique est obtenu par la disposition de ces charges engendrant les sollicitations les plus grandes.

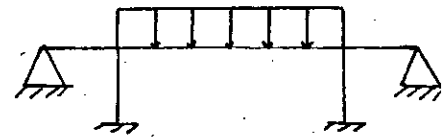
Plusieurs cas peuvent donc se présenter :



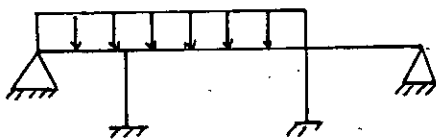
cas 1



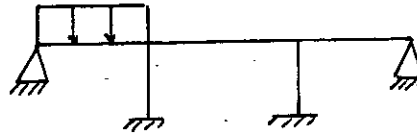
cas 2



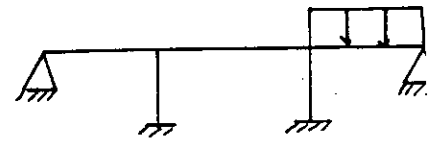
cas 3



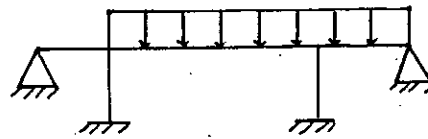
cas 4



cas 5



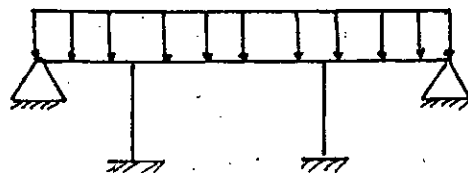
cas 6



cas 7

Nous allons détailler un cas de chargement et résumer tous les résultats obtenus sous forme de tableau :

Soit le cas de charge de chargement suivant :



$$q = 2 * 3.5 * 510.156 = 3.571 \text{ t/ml}$$

Travées de rive :

$$M_{enc} = - q * l^2 / 8$$

donc :

$$\text{Travée de rive (1)} \quad M_{enc} = - 401.738 \text{ tm}$$

$$\text{Travée de rive (2)} \quad M_{enc} = - 442.916 \text{ tm}$$

Travée centrale :

$$M_{enc} = - q * l^2 / 12 = - 900.190 \text{ tm}$$

Ces valeurs sont injectées dans le programme et les résultats suivants sont obtenus :

$$M_{BA} = -568.8494 \text{ tm}$$

$$M_{BB'} = -860 \text{ tm}$$

$$M_{BC} = +291.4629 \text{ tm}$$

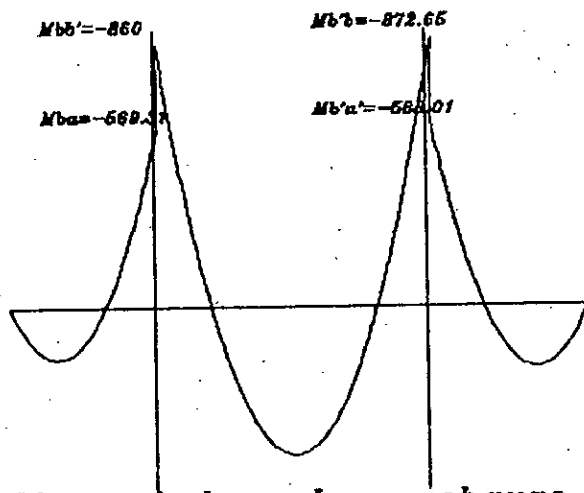
$$M_{CB} = -145.731 \text{ tm}$$

$$M_{B'A'} = -587.523 \text{ tm}$$

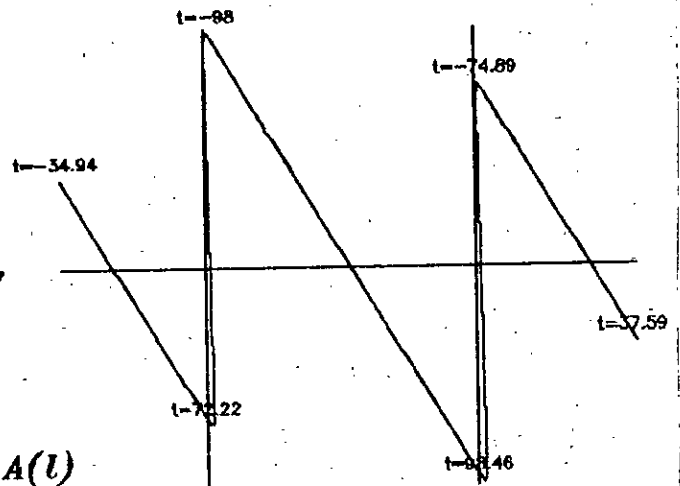
$$M_{B'B} = -871.15 \text{ tm}$$

$$M_{B'C'} = -283.63 \text{ tm}$$

$$M_{C'B'} = +141.82 \text{ tm}$$



Moment du a la surcharge A(l) sur tout le pont



Effort tranchant sous A(l) tout le pont charge

Les résultats obtenus pour tous les cas sont mentionnés dans les tableaux suivants

Section	0	4	6	10.5	15	18.5	24	30
cas1	0	109.832	143.31	166.41	117.18	28.87	-198.28	569.34
cas2	0	212.4	288.36	385.56	380.7	306.36	64.8	-372.6
cas3	0	-61.17	-21.76	-160.58	-229.41	-282.93	-367.05	-458.82
cas4	0	125.14	162.7	186.25	125.415	19.73	-249.48	-686.97
cas5	0	30.6.6	415.48	552.19	539	425.09	62.88	-587.67
cas6	0	5.6	8.4	14.7	21	25.9	33.6	42.00
cas7	0	-44.83	-67.25	-117.695	-168.135	-207.36	-269.01	-336.27

TRAVEE DE RIVE (1) COTE ALGER

	0	4.5	7.5	12	16.5	21	25.5	31.5
Cas (1)	0	132.99	181.47	193.92	134.03	1.806	-202.75	-588
Cas (2)	0	244.42	350.67	424.99	397.25	267.45	35.59	-432.306
Cas (3)	0	-60.43	-100.71	-161.14	-221.25	-282	-342.44	-423.01
Cas (4)	0	-44.32	-73.87	-118.2	-162.52	-206.67	-251.17	-310.27
Cas (5)	0	4.64	7.74	12.38	17.02	21.67	26.31	32.5
Cas (6)	0	363.89	520.99	628.39	581.88	381.44	27.17	-684.6
Cas (7)	0	154.09	209.48	221.55	148.41	-9.933	-253.49	-710.79

TRAVEE DE RIVE (2) COTE HYDRA

	cas (1)	cas (2)	cas(3)	cas (4)	cas (5)	cas (6)	cas (7)
0	-860	-32	-1259	-1067	-160	115	-922.2
3.5	-538.87	-33.33	-774.68	-681.93	-143.6	96.31	-552.89
8	-190.3	-35.04	-248.656	-261.864	-122.52	72.296	-154.056
12.5	85.94	-36.75	168.63	73.8	-101.45	48.2754	159.56
17	289.846	-38.46	477.17	325.062	-80.355	24.254	387.96
21.5	421.42	-40.17	676.98	491.92	-59.27	0.233	531.163
26	480.66	-41.88	768.038	574.38	-38.19	-23.79	589.146
27.5	484.33	-42.45	774.23	583.11	-31.16	-31.79	589.54
29	479.97	-43.02	768.33	582.46	-24.135	-39.80	580.46
33.5	418.66	-44.73	678.15	524.25	-3.05	-63.823	496.42
38	285.016	-46.44	479.23	381.64	18.03	-87.84	327.17
42.5	79.04	-48.15	171.58	154.626	39.11	-111.86	72.71
47	-199.27	-49.86	-244.83	-156.80	60.195	-135.88	-266.96
51.5	-549.92	-51.57	-769.98	-553.62	81.277	-159.91	-69.184
55	-872.65	-52.9	-1253.61	-988.83	97.675	-178.59	-1081.225

TRAVEE CENTRALE

A.4 Sollicitations dues aux charges de trottoirs :

La surcharge due aux trottoirs est équivalente à une charge de 0.150 t/ml, reste à déterminer maintenant pour quelle disposition de ces charges on obtient les sollicitations les plus critiques. Les mêmes cas qui se sont présentés pour les surcharges A(L) se présentent pour ces surcharges.

On procède de la même manière que pour les surcharges A(L) et on obtient les résultats suivants :

	0	4	6	10.5	15	19.5	24	30
(1)	0	13.84	18.63	20.97	14.78	-0.52	-24.9	-71.7
(2)	0	18.63	25.25	33.56	32.76	22.85	38.23	35.72
(3)	0	13.51	17.56	20.1	13.54	-21.41	-26.93	-74.7
(4)	0	0.33	0.49	0.87	1.24	1.61	1.98	2.48
(5)	0	-4.79	-7.19	-12.58	-17.98	-23.37	-28.76	-35.9
(6)	0	18.96	25.75	34.43	34	24.46	5.8	-33.2
(7)	0	-5.12	-7.68	-13.45	-19.22	-25	-30.75	-38.4
MAX	0	18.96	25.75	34.43	34	24.46	5.8	2.48
MIN	0	-5.12	-7.68	-13.45	-19.2	-24.9	-30.8	-38.4

Moment du à la surcharge de trottoir (travée de rive
côté ALGER

	0	4.5	7.5	12	16.5	21	25.5	31.5
	0	16.76	22.87	24.45	16.91	0.254	-25.102	-74.376
	0	0.282	0.47	0.75	1.034	1.316	1.59	1.975
	0	-4.785	-7.796	-12.76	-17.54	-22.33	-27.1	-33.5
	0	21.54	30.84	37.2	34.4.44	22.57	1.59	-40.55
	0	16.49	22.42	23.72	15.92	-0.99	-27.03	-75.9
	0	21.85	31.35	38.019	35.57	24.09	3.354	-38.40
	0	-5.067	-8.44	-13.51	-18.58	-23.65	-28.71	-35.47
	0	21.85	31.35	38.02	35.57	24.01	3.33	1.97
	0	-5.067	-8.44	-13.51	-18.58	-23.65	-28.7	-75.182

Moments dus à la surcharge de trottoirs (tm)
Travée rive(2) côté HYDRA

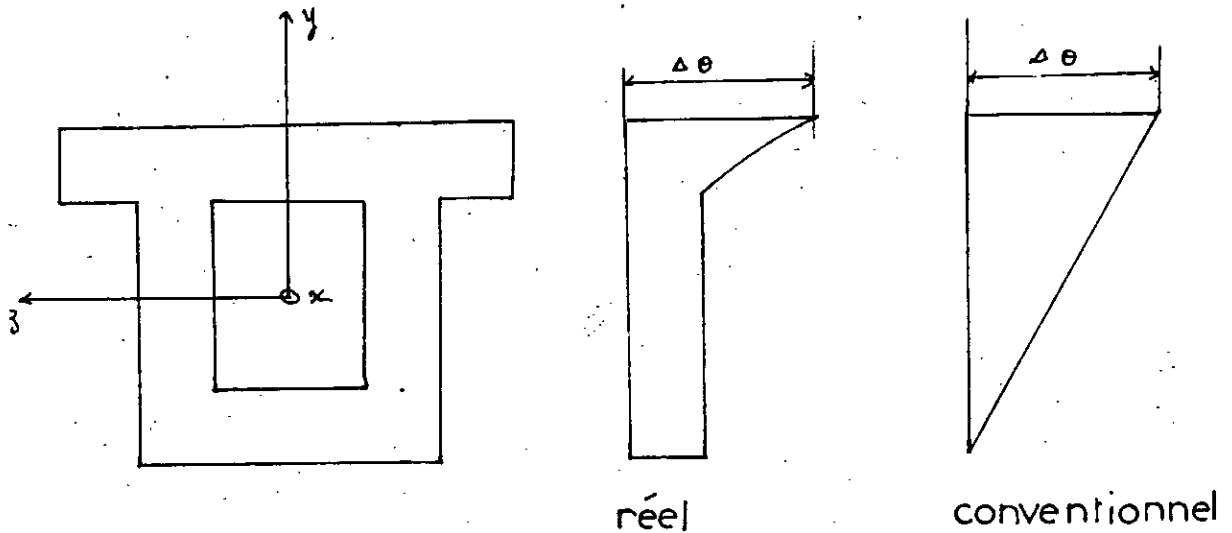
	cas (1)	cas (2)	cas (3)	cas (4)	cas (5)	cas (6)	cas (7)
0	-108.4	-9.72	-115.24	6.824	-98.684	-2.90	-105.51
3.5	-67.94	-8.73	-73.66	5.71	-59.2	-3.02	-64.9
8	-24.01	-7.46	-28.3	4.293	-16.548	-3.169	-20.84
12.5	10.808	-6.19	7.93	2.87	16.99	-3.32	14.13
17	31.52	-4.91	35.07	1.44	41.43	-3.46	39.98
21.5	53.11	-3.64	53.087	0.023	56.75	-3.62	56.73
26	60.59	-2.365	61.99	-1.30	62.955	-3.765	64.36
27.5	61.06	-1.94	62.93	-1.87	63.00	-3.81	64.87
29	60.51	-1.51	62.87	-2.35	62.034	-3.86	64.4
33.5	52.81	-0.24	56.58	-3.77	53.05	-4.013	56.82
38	35.99	1.033	41.19	-5.19	34.96	-4.162	40.157
42.5	10.06	2.31	16.68	-6.62	7.75	-4.31	14.37
47	-24.98	3.58	-16.9	-8.042	-28.56	-4.46	-20.51
51.5	-69.13	4.85	-59.66	-9.46	-73.98	-4.61	-64.52
55	-109.8	5.84	-99.20	-10.57	-115.62	-4.72	-105.05

Moments dus à la charge de trottoirs
Travée centrale

A.5 Sollicitations dues au gradient thermique :

On appelle conventionnellement gradient thermique la différence de température qui s'établit journalièrement entre fibres supérieure et inférieure d'une poutre sous l'effet de l'ensoleillement. On admet toujours que l'extrados est plus chaud que l'intrados, bien que des gradients inverses aient déjà constatés, avec cependant des valeurs numériques beaucoup plus faibles, ce qui justifie le fait que ces derniers soient négligés.

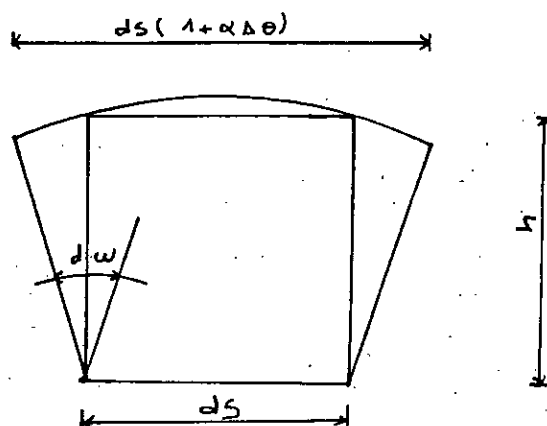
La répartition exacte de la température θ dans un ouvrage suit des lois complexes, de la forme indiquée sur le schéma ci dessous :



A titre de simplification on admet que θ est indépendant de x et z et qu'elle varie linéairement en y sur la hauteur h de la section droite, la différence de température entre l'intrados et l'extrados conservant une valeur constante θ tout le long du tablier. En fait les valeurs et hypothèses conventionnelles utilisées ont été fixées de façon à obtenir des variations des réactions d'appuis et des flèches conformément à ce qui a pu être mesuré sur un certain nombre d'ouvrages.

Ces gradients conventionnels n'induisent aucune sollicitation, ni contrainte (dans la mesure où la hauteur h du caisson varie lentement) dans les poutres isostatiques mais seulement des variations :

$$\frac{dw}{ds} = \alpha \frac{\Delta\theta}{h} \quad \text{avec } \alpha = 10^{-5} \text{ par degré Celsius}$$



Les rotations aux extrémités d'une travée indépendante sont ainsi :

$$w' = \int_0^l \frac{\alpha \Delta\theta}{h} \left(1 - \frac{x}{l}\right) dx$$

$$w'' = - \int_0^l \frac{\alpha \Delta\theta}{h} \frac{x}{l} dx$$

Dans un système hyperstatique, ces déformations sont gênées par des liaisons surabondantes et provoquent l'apparition de sollicitations supplémentaires.

La circulaire du 12 Avril 1975 donne deux valeurs caractéristiques pour le gradient thermique :

- * $\theta = 5$ C, valeur suffisamment fréquente pour qu'elle soit cummulaire avec celle des charges d'exploitation
- * $\theta = 10$ C, valeur rare, réputée incompatible avec les charges d'exploitation.

Ces deux gradients agissant avec une périodicité journalière, le module de déformation longitudinal, pris en compte pour évaluer les effets, est le module instantané du béton E_i .

- Calcul des rotations

- Travées de rives:

On rappelle l'expression de la hauteur h du caisson :

$$\text{Si } 0 \leq x \leq \delta l \quad h(x) = h_0$$

$$\delta l \leq x \leq L \quad h(x) = h_c \left[1 + \left(\frac{h_p}{h_c} - 1 \right) \left(\frac{x - \delta l}{L - \delta l} \right)^2 \right]$$

Les rotations aux extrémités de la travée de rive supposée indépendante sont ainsi :

$$w' = \int_0^{\delta l} \frac{\alpha \Delta \theta}{h_0} \left(1 - \frac{x}{l} \right) dx + \int_{\delta l}^L \frac{\alpha \Delta \theta}{h(x)} \left(1 - \frac{x}{L} \right) dx$$

$$w'' = - \int_0^{\delta l} \frac{\alpha \Delta \theta}{h_0} \frac{x}{l} dx - \int_{\delta l}^L \frac{\alpha \Delta \theta}{h(x)} \frac{x}{L} dx$$

- Travée centrale :

$$h(x) = h_c \left[1 + \left(\frac{h_p}{h_c} - 1 \right) \left(1 - \frac{2x}{L} \right)^2 \right]$$

Les rotations aux extrémités de la travée centrale supposée indépendante sont donc :

$$w' = \int_0^l \frac{\alpha \Delta \theta}{h(x)} \left(1 - \frac{x}{l} \right) dx$$

$$w'' = - \int_0^l \frac{\alpha \Delta \theta}{h(x)} \frac{x}{l} dx$$

Après integration, on trouve les résultats suivants :

Travée	L (m)	δL	θg	θd
Rive (1)	30	4.00	$8.991 \lambda \Delta t$	$-6.972 \lambda l$
Rive (2)	31.5	4.50	$9.646 \lambda \Delta t$	$-7.344 \lambda l$
Centrale	55	-----	$14.064 \lambda \Delta$	-14.064λ

Avec :

λ : Coefficient de dilatation du beton

E : Module d'élasticite longitudinale instantane du beton

$$E = 11000 \sqrt{f_{cr}}$$

- Calcul des moments d'encastremets parfaits :

- Travée de rive (1) côté ALGER :

$$\Delta t = 5^\circ C \Rightarrow M_{BA} = - \frac{\omega''}{C} =$$

$$\frac{6.972 \cdot 10^{-5} * 35981.729 \cdot 10^3 * 5}{2.080} = 603.040 \text{ tm}$$

Pour obtenir les moments d'encastremets parfaits correspondants à une variation de température égale à 10°C, il faut juste multiplier les moments obtenus pour une variation de température de 5°C par deux.

Donc :

$$M_{BA} = 1206.080 \text{ tm}$$

- Travée centrale :

$$\Delta t = 10^\circ \Rightarrow M_{BB'} = 333.758 \text{ tm}$$

$$\Delta t = 5^{\circ} C \rightarrow M_{BB'} = \frac{\omega}{a + b} =$$

$$\frac{8.991 * 5 * 3598173 * 10^{-5}}{5.685 + 4.008} = 166.789 \text{ tm}$$

- Travée de rive (2) côté Hydra :

$$\Delta t = 5^{\circ} C \rightarrow M_{B'A'} = \frac{\omega''}{c} =$$

$$\frac{7.344 * 10^{-5} * 5 * 3598173}{2.206} = 598.934 \text{ tm}$$

$$\Delta t = 10^{\circ} C \rightarrow -M_{B'A'} = 554.521 \text{ tm}$$

Une fois les moments d'encastresments parfaits connus, ces derniers seront injectés dans le programme pour calculer les sollicitations dues au gradient thermique sur tout le pont. Les résultats suivants sont obtenus :

MBA = 455.3899 tm	MBB' = 197.86995 tm
MBC = 257.52 tm	MCB = -128.7599 tm
MB'B = 198.3383 tm	MB'A' = 463.6592 tm
MB'C' = -265.3208 tm	MC'B' = 132.66041 tm

- Expressions du moment et du tranchant :

- Travée de rive (1) côté ALGER:

$$M(x) = 15.180 x \quad (\text{tonnes.metre})$$

$$T(x) = -15.180 \quad (\text{tonnes})$$

- Travée centrale :

$$M(x) = 9 * 10^{-3} x + 197.86995 \quad \text{t.m}$$

$$T(x) = 9 * 10^{-3} \quad \text{tonnes}$$

- Travée de rive (2) côté HYDRA:

$$M(x) = 14.719 x \quad \text{t.m}$$

$$T(x) = 14.719 \quad \text{tonnes}$$

A.6 Sollicitations dues au fluage :

Lorsque l'on construit un ouvrage hyperstatique par phase selon une cinématique évoluant dans le sens d'une augmentation de l'hyperstaticité, le fluage du béton entraîne une modification progressive des efforts calculés dans l'hypothèse élastique, les déformations consécutives au fluage se trouvent entravées par l'augmentation du degré d'hyperstaticité du système.

L'évaluation quantitative de ces efforts est complexe, ceux ci dépendent en effet de l'histoire de l'ouvrage constitué de bétons d'âges très différents et de rhéologie variable en fonction des conditions d'exécution. Chaque voussoir évolue ainsi dans le temps avec une loi qui lui est propre, donc seul un calcul numérique à l'aide de l'ordinateur permet de faire une estimation fine des effets du fluage.

L'administration S E T R A propose:

Pour les ouvrages de conception classique, on admet à défaut de calcul scientifique, d'estimer forfaitairement les sollicitations de fluage S_{FI} par la formule :

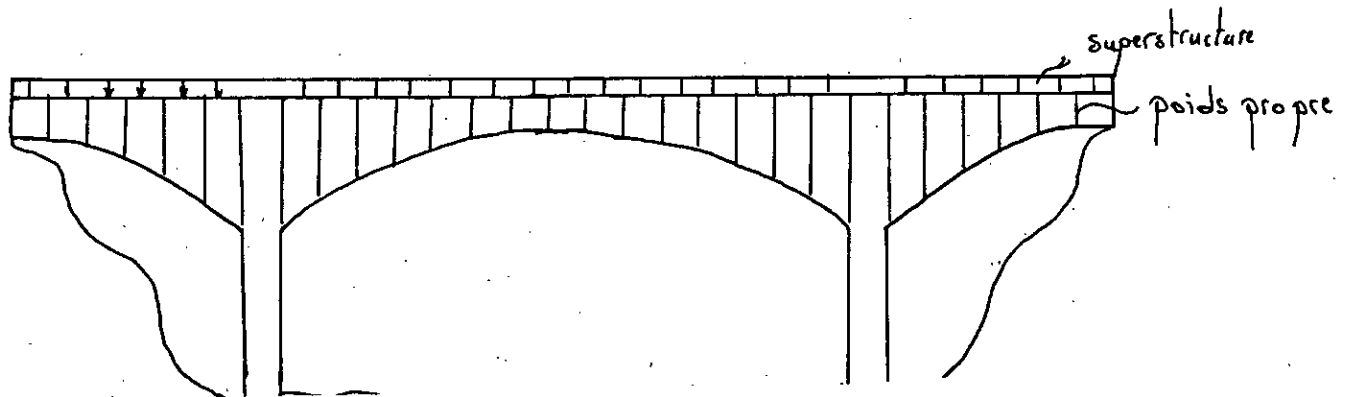
$$S_{FI} = \frac{1}{2} (S_2 - S_1)$$

Dans laquelle S_1 et S_2 représentent les sollicitations développées, tant par le poids propre que par la précontrainte, dans la structure supposée se comporter de façon linéairement élastique, compte tenu des phases de constructions successives pour S_1 , et en considérant, au contraire que l'ouvrage est réalisé d'emblé selon son schéma statique définitif pour S_2 .

A.6.1 CALCUL DES SOLLICITATIONS CORRESPONDANTS A S_2 :

La structure est soumise dans ce cas à un chargement répartie composé de deux charges :

- Charge uniformément répartie $q_1 = 2.5 * B_c$
- Charge répartie parabolique $q_2 = 2.5 * (B(x) - B_c)$



Considérons les travées indépendantes et déterminons les sollicitations correspondantes à ce cas :

- Travées de rive :

On rappelle l'expression de $B(x)$:

$$B(x) = B_c \left[1 + \left(\frac{E_p}{B_c} - 1 \right) \left(\frac{x - \delta L}{L - \delta L} \right)^2 \right]$$

Donc la charge $q_2(x)$ est : $q_2(x) = 2.5 * B(x) - 2.5 * B_c$

Calcul des sollicitations correspondants à la charge uniformément répartie :

$$q_1 = 2.5 * B_c = 2.5 * 5.058 = 12.645 \text{ t/ml}$$

$$M_{enc} = - q_1 * L^2 / 8$$

	L (m)	δL (m)	M_{enc} (tm)
Rive (1)	30	4.00	- 1422.56
Rive (2)	31.5	4.5	- 1568.37

Calcul des sollicitations correspondantes à la charge parabolique :

Appliquons la méthode des forces pour calculer le moment d'encastrement correspondant à ce type de chargement

Après intégration, les résultats suivants sont obtenus

$$K_1 = - \frac{E \Delta_{1P}}{E \delta_{11}}$$

$$E \Delta_{1P} = - \int_I^{0L} \frac{I(x)}{M(x)} x dx$$

$$E \delta_{11} = \int_I^0 \frac{I^2}{x^2} dx + \int_I^{0L} \frac{I^2}{x^2} dx = \int_I^0 \frac{I(x)}{x^2} dx =$$

$$M(x) = -0.014 \left(\frac{x^3}{3} + 16x - 4x^2 \right) \frac{4}{x}$$

Après intégration de ces deux expressions on tire l'expression du moment fléchissant dû à la surcharge parabolique :

$$M(x) = \int_x^0 T(x) dx$$

$$T(x) = \int_x^0 Q_2(x) dx$$

Si $0 \leq x \leq 6L$ ----> $Q_2(x) = 0$
 Si $6L \leq x \leq L$ ----> $Q_2(x) = 2.5 * [B(x) - Bc]$

	L (m)	δL (m)	$E\delta I_1$	$E\Delta_{1P}$	X 1
Rive(1)	30	4.00	1871.694	10996	5.875
Rive(2)	31.5	4.50	2188.638	13218	6.039

Donc l'expression du moment final sur les travée rives indépendantes sous la surcharge parabolique est :

$$M_{tot} = M(x) + X_1 + x$$

- Moment total correspondant aux travées de rives indépendantes :

Au moment de la charge uniformément répartie il faut superposer le moment de la charge parabolique, on a besoin de la valeur du moment d'encastrement, donc :

Travée de rive (1) : $M_{BA} = -2009.525 \text{ tm}$

Travée de rive (2) : $M_{B'A'} = -1907.126 \text{ tm}$

- Travée centrale :

- Charge parabolique :

Utilisons la méthode des forces

$$Q_2(x) = 2.5 \left[0.73 \left(1 - \frac{2(27.5 - x)}{55} \right)^2 \right]$$

$$m(x) = 1$$

$$M(x) = Q_2(x) \frac{x^2}{4}$$

$$E\delta_{11} = \int_0^{27.5} \frac{m(x)^2}{I(x)} dx$$

$$EA_{1P} = \int_0^{27.5} \frac{M(x) m(x)}{I(x)} dx$$

Après intégration on trouve :

$$M_{enca} = -318.33 \text{ tm}$$

- Charge uniformément répartie :

$$q = 12.645 \text{ t/ml}$$

$$M_{enc} = -q L^2 / 12 = -3187.594 \text{ tm}$$

Donc le moment d'encastrement total sur la travée centrale est :

$$M_{BB'} = -318.33 - 3187.594 = -3505.927 \text{ tm}$$

- Sollicitations finals sur le pont sous S2 :

Une fois les moments d'encastrements sur les travées isolées connus, ceux ci sont injectés dans le programme et les résultats suivants sont obtenus :

Travée de rive (1) côté ALGER :

$$0 \leq x \leq 4 \quad M(x) = 110.802 x - 12.645 \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = -110.802 + 12.645 x$$

Travée centrale :

$$0 \leq x \leq 27.5 \quad M(x) = -4494.553 + 433.304 x - 12.645 \frac{x^2}{2}$$

$$- 6.938 x \left(x + \frac{4 x^3}{9075} - \frac{2 x^2}{55} \right)$$

$$27.5 \leq x \leq 55 \quad M(x) = -44940.553 + 433.304 x - 12.645 \frac{x^2}{2} -$$

$$\left[9.250 \left(x + \frac{4 x^3}{9075} - \frac{2 x^2}{55} \right) - 84.792 \right] \frac{x - 27.5}{4}$$

Travée de rive (2) côté Hydra :

$$0 \leq x \leq 4.5 \quad M(x) = 129.611 x - 12.645 \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = -129.611 + 12.645 x$$

4.5 \leq x 31.5 :

$$M(x) = 129.611 x - 12.645 \frac{x^2}{2} - \frac{0.013}{3} \frac{(x - 4.5)^4}{4}$$

$$T(x) = -129.611 + 12.645 x + \frac{0.013}{3} (x - 4.5)^3$$

Tableaux récapitulatifs :

		0	4	6	10.5	15	19.5	24	30
S1		0	64.67	19.85	-277.23	-856.42	-1740.67	-2964.67	-5207.27
S2		0	339.94	434.04	460.52	230.02	-258.09	-1004.47	-2402.48
Sf		0	202.31	226.94	91.65	-313.20	-999.38	-1984.57	-3804.87
A(L)	Max	0	306.60	415.48	552.20	539	375.9	64.80	42
	Min	0	-61.18	-91.76	-160.59	-229.41	-298.23	-367.06	-686.97
Superstructure		0	113.26	147.78	171.659	120.96	-4.30	-204.12	-586.53
Gradient thermique	5°	0	60.72	91.08	159.39	227.7	296.01	364.32	455.40
	10°	0	121.44	182.16	318.78	455.4	592.02	728.64	910.8
Surcharge Trottoirs	Max	0	18.968	25.752	34.43	34.005	24.46	5.81	2.487
	Min	0	-5.126	-7.689	-13.46	-19.22	-24.9	-30.75	-38.488

TRAVÉE DE RIVE (1) COTE ALGER

		0	4.5	7.5	12	16.5	21	25.5	31.5
S1		0	84.62	-4.16	-364.64	-1010.06	-1964.10	-3261.38	-5605.34
S2		0	455.22	616.35	641.46	394.82	-146.69	-1016.81	-2767.48
Sf		0	269.92	306.10	138.41	-307.62	-1055.39	-2139.10	-4815.91
R(L)	Max	0	363.90	521	628.39	581.89	381.49	35.68	32.51
	Min	0	-60.43	-100.72	-161.15	-221.58	-292.01	-342.44	-710.80
Superstructure		0	137.14	1187.114	200.016	138.328	2.079	-208.73	-605.792
Gradient thermique	5°	0	66.236	110.393	176.628	242.864	309.10	375.335	463.469
	10°	0	132.471	220.785	353.256	485.727	618.198	750.669	927.297
Surcharge trottoir	Max	0	21.8511	31.35	38.0196	35.57	24.009	3.354	1.975
	Min	0	-5.067	-8.446	-13.51	-18.5	-23.65	-28.7	-75.918

Travée de rive (2) côté HYDRA

	S1	S2	Sf	A(L)		Superstructure	Gradient thermique		Trottoirs	
				Max	Min		5°	10°	Max	Min
0	-5454.8	-4494.55	-4973.12	115	-1259	-887	197.87	395.74	6.82	-115.24
3.5	-4009.8	-3130.13	-3569.98	96.32	-774.69	-555.87	197.91	395.80	31.82	-73.66
8	-2524.0	-1760.43	-2142.23	72.30	-261.38	-196.41	197.9	3951.9	77.14	-28.30
12.5	-1411.5	-732.81	-1072.15	168.63	-101.78	88.48	198.89	395.97	113.34	-3.33
17	-620.59	22.12	-299.23	477.18	-80.81	298.82	198.02	396.05	140.44	-3.47
21.5	-123.90	543.67	209.88	676.98	-59.85	434.59	198.06	396.13	158.42	-3.62
26	96.85	841.01	468.93	768.04	-38.89	495.81	198.10	396.21	167.28	-3.77
27.5	111.17	887.56	499.37	774.23	-31.91	499.65	198.11	396.24	168.22	-3.81
29	96.91	874.23	485.56	768.33	-39.80	495.19	198.13	396.26	168.13	-3.85
33.5	-123.65	661.75	269.05	678.15	-63.82	432.14	198.17	396.34	161.82	-4.01
38	-620.15	183.27	-218.44	479.23	-87.84	294.54	198.21	396.42	146.38	-5.20
42.5	-140.9	-579.59	-995.22	171.57	-111.87	82.36	198.26	396.51	121.84	-6.62
47	-2526.2	-1655.26	-2090.73	58.93	-266.96	-204.37	198.29	396.58	88.18	-28.56
51.5	-4008.8	-3082.20	-3545.51	79.89	-769.98	-565.67	198.33	396.67	45.41	-73.99
55	-5450.5	-4465.56	-4958.05	96.19	-1253.6	-898.22	198.36	396.73	5.85	-115.62

Travée centrale

CHAPITRE III

PRECONTRAINTE

D'aucun cas le béton précontraint n'est du béton armé amélioré. Il n'a avec le béton armé aucune frontière commune.

Eugène Freyssinet.

INTRODUCTION :

Le câblage des ponts construits par encorbèlement successifs est constitué de deux familles de câbles qui chacune a un rôle bien particulier.

Il est important de noter toutes fois qu'actuellement aucun règlement spécifique à ce type de ponts n'existe, seules quelques recommandations de l'administration S E T R A basées sur des constatations des ouvrages déjà existants et des règlements du B P E L avec quelques modifications font allusion à ce type de projets.

- Rôle des différentes familles de câble :

1- Câbles de fléau :

Il doivent reprendre sur pile, en construction, en fibre supérieure, les tractions dues aux moments négatifs de poids propre, d'équipage mobile et de charges de chantier.

2- Câbles de continuité intérieurs :

Il doivent reprendre à la clé des travées centrales, l'effet du gradient thermique, des charges d'exploitations, des moments hyperstatiques ainsi que du fluage du pont en fibre inférieure et s'opposer au retrait dans les voussoirs de clavage qui n'étaient pas encore précontraints.

A- CABLAGE DE FLEAU :

1- Généralités :

Les câbles de fléau accrochent tous les voussoirs d'un fléau. Il passent dans les goussets supérieures de la coupe transversale. Pour les arrêter, on les descend

légèrement dans les âmes, et on les ancre par tranches de voussoirs. Il y'a donc au moins autant de paires de câbles de fléau que de voussoirs dans un demi fléau. D'autre part, tous les câbles de fléau passent dans les goussets des voussoirs sur pile.

Les sollicitations dues au poids propre du fléau, à la surcharge de chantier, à l'équipage mobile sont déjà calculées dans le chapitre II (CALCUL ET PHASE DE CHARGEMENT), donc reste maintenant à déterminer la précontrainte nécessaire à la stabilité du fléau.

2- Détermination de la précontrainte dans la section sur pile :

En classe II du B P E L, en construction dans la zone d'enrobage des câbles, (ce qui est le cas de la fibre supérieure sur pile), on doit avoir :

$$\sigma > - f_{tj} \quad \text{avec } f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

$$\text{avec } f_{cj} = f_{c28} j / (4.76 + 0.83 j) \quad (f_{c28} = 35 \text{ MPa})$$

On doit donc vérifier, dans la section sur pile, à la pose du dernier voussoir :

$$\sigma_{BD} = \frac{F}{B} + [M_{\text{total}} + F e_0] \frac{V}{I} \geq - f_{c28}$$

Avec e_0 excentricité de la précontrainte, par rapport au centre de gravité (e_0 positif, car les câbles passent en partie haute de la section dans les goussets du hourdis supérieur).

Dans un premier temps, on prendra $e_0 = V - 0.17 \text{ m}$ (il faudra ensuite disposer les câbles dans les goussets et corriger cette valeur éventuellement).

On en déduit F la force des câbles de fléau sur pile.
On obtient donc le nombre n_1 de câbles : $n_1 = F / F_{ut}$
(arrondi à l'entier pair supérieur pour un caisson à deux âmes).

Cependant, on a besoin de cette précontrainte sur pile avant même d'avoir tendu les câbles du dernier voussoir (pendant son bétonnage). On a donc besoin de $n = n_1 + 2$ câbles pour un caisson à deux âmes.

Dans notre cas, on a deux fléaux non symétriques, afin de ne pas refaire les calculs, on ne fera le calcul que pour un seul fléau, et on adoptera le même câblage au deuxième. On étudiera le fléau donnant des sollicitations plus grandes donc une précontrainte plus grande, il s'agit du fléau côté HYDRA.

On estime dans un premier temps que les pertes de précontraintes sont de 20%.

On rappelle que l'excentricité est prise égale à :

$$e(x) = V(x) - 0.17 \text{ m}$$

On prendra $f_{cj} = f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

Donc $f_{tj} = f_{t28} = 0.6 + 0.06 * 35 = 2.7 \text{ MPa}$

Donc il faut qu'au droit de chaque section vérifier que :

$$\sigma_{\text{sup}} \geq -1.7 \text{ MPa}$$

Soit la section $x = 0$, le moment maximum ainsi que les caractéristiques géométriques lui correspondants sont :

$$M = -7808.28 \text{ tm}$$

$$I = 13.078 \text{ m}^4$$

$$B = 8.758 \text{ m}^2$$

$$V = 1.517 \text{ m}$$

$$\text{donc } e = 1.347 \text{ m}$$

Il faut que la contrainte supérieure soit vérifiée :

$$\sigma_{SP} = \frac{F}{8.758} [-7808.28 + F 1.347] \frac{1.517}{13.078} \geq - f_{cas} = - 170 \text{ t/n}$$

Cette contrainte est vérifiée pour une précontrainte
 $P = 3338 \text{ t}$
 soit 14 câbles 12 T 15

REMARQUE :

Certains ingénieurs ainsi notamment des bureaux d'études Algériens (S A E T I), contrairement aux recommandations S E T R A ramènent la contrainte supérieure à zéro au lieu de $- f_{tj}$, ceci est en fait une justification de l'ouvrage aux états limites de services, sous combinaisons rares en classe I au sens des règles du B P E L 83.

En ce qui concerne le pont dont on fait l'étude, celui ci est réellement justifié en classe I.

Dans notre cas, nous allons déterminer la précontrainte sous ces deux justifications et comparer les résultats. Pour la suite du projet, on prendra en considération le câblage réellement adopté bien que comme nous le verrons on constatera un surdimensionnement de câblage.

Les résultats obtenus pour toutes les sections sont mentionnés dans les tableaux ci dessous :

X	M(tm)	e0(m)	V (m)	I (m)	P (t)	ntotal	n/âme
0	-7808.3	1.347	1.517	13.078	3388	14	7
6	-4885.6	0.981	1.515	6.808	2420	10	5
10.5	-3166	0.766	0.936	4.210	1936	8	4
15	-1799.8	0.603	0.773	2.714	968	4	2
19.5	-752.38	0.492	0.662	1.909	484	2	1
24	-92.08	0.431	0.601	1.544	484	2	1

PRECONTRAINTE FLEAU (JUSTIFICATION CLASSE II)

X	M(tm)	e0(m)	V (m)	I (m)	P (t)	ntotal	n/âme
0	-7808.3	1.347	1.517	13.078	4356	18	9
6	-4885.6	0.981	1.515	6.808	3872	16	8
10.5	-3166	0.766	0.936	4.210	2904	12	6
15	-1799.8	0.603	0.773	2.714	1936	8	4
19.5	-752.38	0.492	0.662	1.909	968	4	2
24	-92.08	0.431	0.601	1.544	484	2	1

NOMBRE DE CABLES DEMI-FLEAU COTE TRAVEE DE RIVE
JUSTIFICATION CLASSE (I)

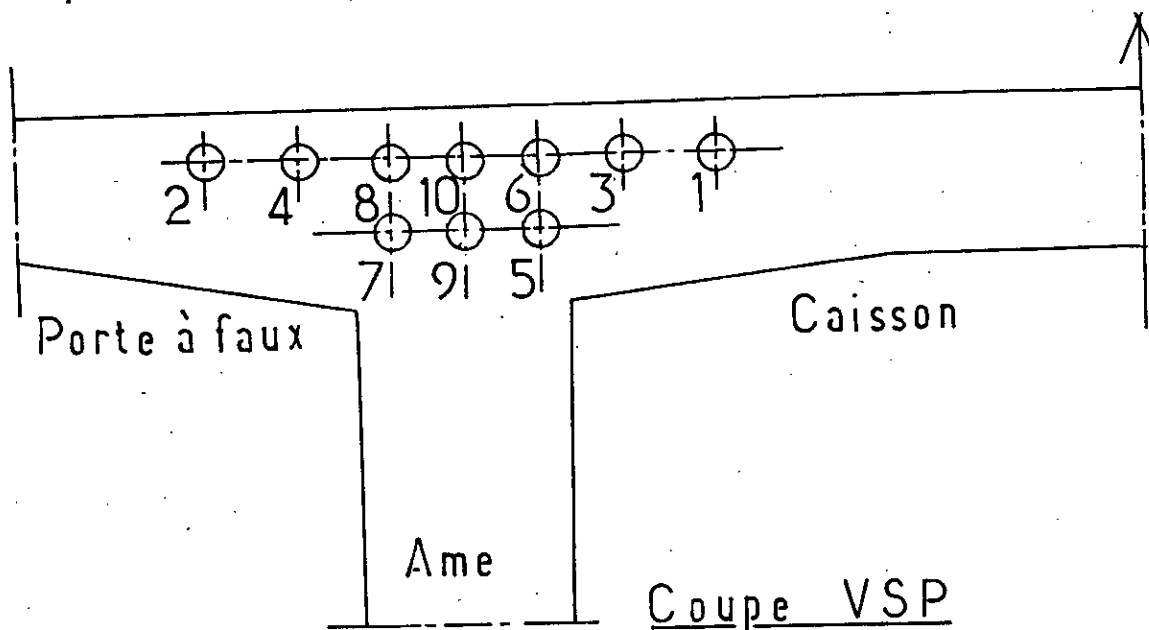
X	M(tm)	e0(m)	V (m)	I (m)	P (t)	ntotal	n/âme
0	-7527.54	1.347	1.517	13.078	4356	18	9
3.5	-5711.84	1.126	1.296	8.995	3872	16	8
8	-3757.37	0.866	1.056	5.565	2904	12	6
12.5	-2180.38	0.696	0.866	3.514	1936	8	4
17	-877.57	0.555	0.725	2.346	968	4	2
21.5	-184.99	0.464	0.634	1.736	484	2	1

NOMBRE DE CABLES DEMI-FLEAU COTE TRAVEE CENTRALE CLASSE (I)

Pour une paire de voussoir, les câbles sont disposés symétriquement par rapport à l'axe de la pile et arrêter dans les âmes.

D'après les résultats obtenus pour la justification en classe I au sens du B P E L, on constate que pour chaque avancement, il faut tirer deux câbles par âmes sauf pour le dernier voussoir coulé où on en tire qu'un seul câble par âme.

Le schéma détaillé câblage du fléau est représenté sur la planche (1).



Disposition des câbles dans les goussets

Une fois le câblage déterminé, reste maintenant à étudier le tracé du câblage.

3- Etude du tracé de câblage de fléau :

Les câbles de fléaux sont mis en oeuvre à la construction pour tenir les voussoirs à l'extrémité desqu'ils sont ancrés. On adopte pour le schéma de tracé un câblage incliné.

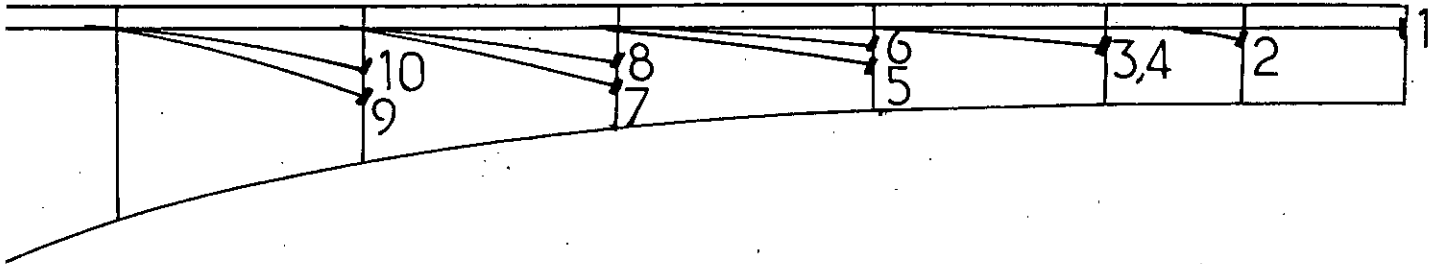
Les câbles de fléaux descendent dans les âmes de manière à bénéficier de la réduction de l'effort tranchant.

Les câbles sont ancrés dans l'âme du caisson et disposés chacun à 0.25m de part et d'autre du centre de gravité du caisson .

3 1- Etude du câblage en élévation :

Les câbles suivent une allure rectiligne jusqu'au dernier voussoir avant leurs ancrages où le trace

devient parabolique d'équation :



Allure des câbles fléau en élévation

$$y(x) = d_0 + (d_1 - d_0) \left(\frac{x}{l} \right)^2$$

Le rayon moyen de courbure doit être supérieur au rayon minimal qui est de 6m pour les câbles 12 T 15, cette courbure développe une composante verticale de l'effort de précontrainte qui réduit l'effort tranchant.

d_0 : Distance à la force supérieure du câble filant

d_1 : Distance à la force supérieure du point d'ancrage

l : longueur du voussoir considéré

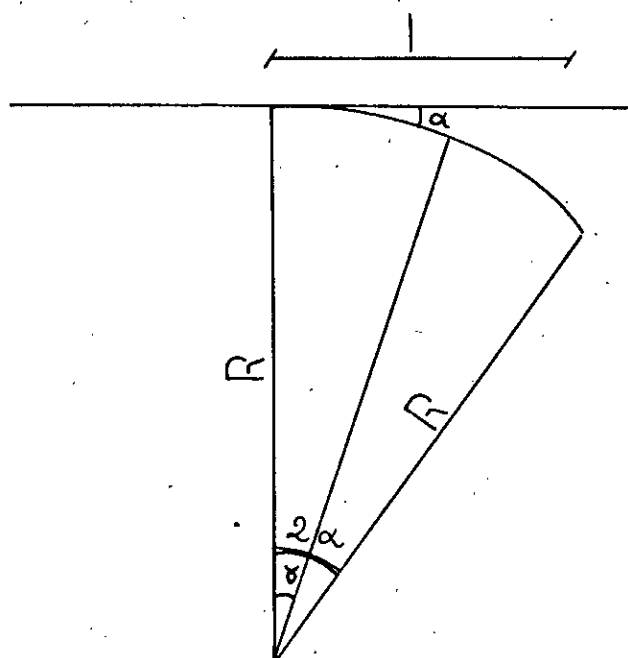
Le rayon moyen de courbure en un point est défini par :

$$R(x) = \frac{x^2}{2(d_1 - d_0)} \geq R_{\min}$$

La tangente (α) est définie par :

$$\operatorname{tg}(\alpha) = \frac{d}{dx}(y(x)) = \frac{2(d_1 - d_0)x}{l^2}$$

$$\alpha = \arctan \frac{2(d_1 - d_0)x}{l^2}$$



3 2 - Etude du tracé en plan :

Le tracé en plan suit aussi une loi de variation parabolique mais avec une variation très lente, car le câble subit en même temps deux courbures en plan et en élévation, ce qui rend délicat la mise en place de ce câble, il est conseillé de donner au câble une forme en S plus ou moins prononcée pour diminuer au maximum la composante de précontrainte dans le plan.

Lorsque la courbure du câble augmente, les pertes de précontraintes sont très importantes.

Au niveau de l'ancrage, le câble doit être droit sur au moins 40 cm du fait que l'ancrage se fait dans l'âme.

L'équation de la parabole est donnée par :

$$z(x) = z_0 + (z_1 - z_0) \left(\frac{x}{l} \right)$$

Le rayon de courbure est donné par :

$$R_p(x) = \frac{x^2}{2(z_1 - z_0)}$$

La tangente β est donnée par :

$$\beta(x) = \arctan \frac{2(z_1 - z_0)}{x}$$

Donc au droit de chaque section et pour chaque câble, on vérifie le rayon minimal et on calcule la position de chaque câble ainsi que la tangente lui correspondant.

Le tableau suivant résume le câblage fléau :

x	0	3.5	8	12.5	17	21.5	26
nbr câbles	20	20	16	12	8	4	2
câbles/ âme	10	10	8	6	4	2	1
arret câbles			2	2	2	2	1

Donc il faut pour chaque câble et au droit de chaque section vérifier le rayon minimum

Le tableau suivant résume la position, l'élevation, le rayon et la tangente à la section considérée:

x	V	R	α
0	0.17		0
1	0.266	8.913	0.317
2	0.394	8.913	2.538
3	0.675	8.913	8.508
4	1.068	8.913	19.524
4.5	1.306	8.913	26.78

Tracé en elevation des câbles fleau

Le tableau suivant résume l'elevation, le rayon, ainsi que la tangente pour tous les câbles aux droits des extrémités des voussoirs:

x	Câble	V (m)	d0(m)	d1(m)	R(m)	α
8	10	1.056	0.17	1.036	8.913	26.8
8	9	1.056	0.17	0.806	15.92	15.78
12.5	8	0.866	0.17	1.116	10.70	22.80
12.5	7	0.866	0.17	0.616	22.70	11.21
17	6	0.725	0.17	0.975	12.58	19.68
17	5	0.725	0.17	0.475	33.19	7.72
21.5	4	0.634	0.17	0.354	56.25	4.57
21.5	3	0.634	0.17	0.350	56.25	4.57
26	2	0.593	0.17	0.350	56.25	4.57

TRACE EN ELEVATION DES CABLES FLEAU DE TRAVÉE CENTRALE

Section	Câble	V(m)	ϕ (m)	H(m)	R(m)	α
10.5	10	0.936	0.17	1.186	9.966	24.3
10.5	9	0.936	0.17	0.686	19.622	12.9
15	8	0.773	0.17	1.023	11.870	20.8
15	7	0.773	0.17	0.523	28.683	8.9
19.5	6	0.662	0.17	0.912	13.646	18.3
19.5	5	0.662	0.17	0.412	41.839	6.1
24	4	0.601	0.17	0.851	14.868	16.8
24	3	0.601	0.17	0.351	55.939	25
27	2	0.590	0.17	0.350	25.00	6.843

TRACE EN ELEVATION DES CABLES FLEAU DE LA TRAVEE DE
RIVE

	3.5	8	12.5	17	21.5	26
(1)	35.2	35.2	26.4	17.6	8.8	8.8
(2)	35.2	26.4	26.4	17.6	8.8	8.8
(3)	26.4	26.4	17.6	8.8	8.8	8.8
(4)	26.4	17.6	17.6	8.8	8.8	-----
(5)	17.6	17.6	0	0	-----	-----
(6)	17.6	17.6	0	0	-----	-----
(7)	17.6	0	0	-----	-----	-----
(8)	17.6	0	0	-----	-----	-----
(9)	0	0	-----	-----	-----	-----

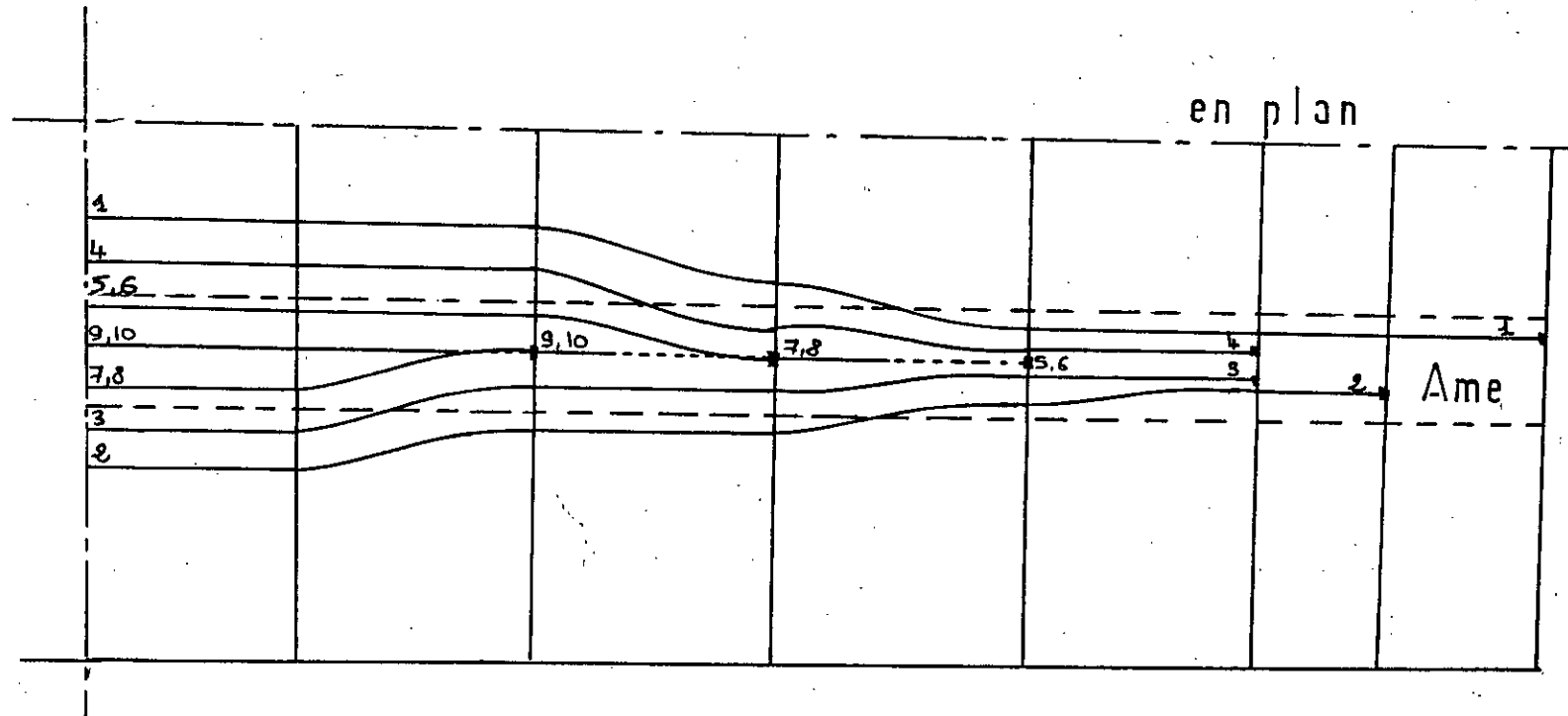
TABLEAU DONNANT Z_i EN FONCTION DE LA SECTION (PLAN) (cm)

	3.5	8	12.5	17	21.5	26
(1)	0	0	2.240	2.240	0	0
(2)	0	2.240	0	2.240	0	0
(3)	0	0	2.240	2.240	0	0
(4)	0	2.240	0	2.240	-----	-----
(5)	0	0	4.473	0	-----	-----
(6)	0	0	4.473	0	-----	-----
(7)	0	4.473	0	-----	-----	-----
(8)	0	4.473	0	-----	-----	-----
(9)	0	0	-----	-----	-----	-----

TABLEAU DONNANT $R(x)$ AU DROIT DE CHAQUE SECTION

Allure des cables

en plan



B - CABLES DE CONTINUITE :

Les câbles de continuité sont placés dans le hourdis inférieur du caisson afin de reprendre les moments engendrés par le poids propre de la structure, le gradient thermique, la distribution par fluage ainsi que les surcharges d'exploitations réglementaire.

La combinaison d'action à prendre en considération est celle dictée par le B P E L aux ouvrages sous combinaisons rares.

La précontrainte mise en place doit assurer au pont une stabilité avant fluage et après fluage à vide et en service, donc on a les combinaisons suivantes :

$$C1 : S_1 + \Delta\theta 5^\circ + 1.2 A (L) + 1.2 \text{ Trottoirs } + \text{ Superstructure}$$

$$C2 : S_1 + \Delta\theta 10^\circ$$

$$C3 : S_f + \Delta\theta 5^\circ + 1.2 A (L) + 1.2 \text{ Trottoirs } + \text{ Superstructure}$$

$$C4 : S_f + \Delta\theta 10^\circ$$

Donc à travers ces combinaisons, on détermine les sollicitations les plus critiques au droit de chaque section et on détermine la précontrainte nécessaire.

Les résultats obtenus pour chaque type de chargement sont mentionnés dans les tableaux suivants :

	C1		C2	C3		C4
	Max	Min		Max	Min	
0	0	0	0	0	0	0
4	651.98	181.73	186.11	789.55	319.37	323.6
6	817.75	168.94	202.01	1024.84	376.03	409.1
10.5	792.11	-120.7	41.55	1160.99	248.09	410.4
15	204.04	-927.1	-401.0	868.22	-238.7	142.2
19.5	-1028.1	-1637.7	1148.6	-228.09	-1096.4	-407.4
24	-2760.6	-3322.7	-2236.0	-1780.5	-2342.6	-1256
30	-5402	-6326.3	-4293.1	-3999.9	-4923.8	-2894

**MOMENT FLECHISSANT DE LA TRAVÉE DE RIVE COTE ALGER
SOUS DIFFÉRENTES COMBINAISONS**

	C1		C2	C3		C4
	Max	Min		Max	Min	
0	0	0	0	0	0	0
4.5	778.33	236.83	217.09	963.63	367.39	402.37
7.5	993.60	199.77	216.63	1303.86	510.01	526.89
12	851.79	-157.59	-11.38	1354.75	345.46	491.67
16.5	139.75	-889.40	-524.33	842.19	-186.9	178.11
21	-1165.9	-2031.3	-1345.9	-257.21	-1122.6	-437.2
25.5	-3053.7	-3581.9	-2510.7	-1967.4	-2459.6	-1388.4
31.5	-5805.9	-6811.8	-4678.1	-4407.8	-5393.3	-3258.6

**MOMENT FLECHISSANT DE LA TRAVÉE DE RIVE COTE HYDRA
SOUS DIFFÉRENTS COMBINAISONS**

	C1		C2	C3		C4
	Max	Min		Max	Min	
0	-5994.6	-8587.3	-5055.9	-5516.1	-8108.8	-4577.4
3.5	-3805.6	-6352.1	-3614.1	-3774.2	-5912.3	-3174.1
8	-2343.2	-3902.6	-2198.1	-1961.4	-3538.8	-1746.3
12.5	-786.65	-1956.4	-1015.5	-447.32	-1617.1	-676.18
17	617.34	-415.4	-224.5	938.75	-94.074	96.812
21.5	1511.24	445.29	272.23	1845.02	779.07	606.01
26	1917.15	748.10	493.06	2285.23	1120.18	865.14
27.5	1939.87	773.21	507.41	2328.07	1161.41	895.6
29	1913.99	746.58	493.17	2302.65	1135.24	881.83
33.5	1514.63	438.85	272.69	1907.33	831.536	665.392
38	623.33	-417.04	-223.73	1025.04	-15.325	177.984
42.5	-778.15	-1960.5	-1014.4	-362.52	-1544.8	-598.72
47	-2355.8	-3923.7	-2192.6	-1920.2	-3488.2	-1694.2
51.5	-3791.9	-6352.1	-3612.2	-3762.5	-2355.7	-3148.8
55	-6027.9	-8587.4	-4561.3	-4561.3	-6352.1	-4561.3

MOMENT FLECHISSANT DE LA TRAVÉE CENTRALE SOUS
DIFFÉRENTES COMBINAISONS

Sous l'ensemble de ces actions et celles de la précontrainte, on s'assure que les contraintes normales dans les sections restent comprise entre 0 et $0.54 f_{c28}$: ces valeurs correspondent en fait à une justification de de l'ouvrage aux états limites de service, sous combinaisons rares, en classe I au sens des règles B P E L 83. La contrainte normale maximale est ramené de $0.6 f_{c28}$ à $0.54 f_{c28}$ car on peut considérer que l'on

raisonne avec la valeur moyenne de l'effort de précontrainte.

1- Calcul du moment hyperstatique de précontrainte :

Pour le calcul du moment hyperstatique de précontrainte, on utilise la méthode exposée dans le livre PROJETS ET CONSTRUCTION DES PONTS (analyse structurale des ponts, J.A. CALGARO M. VIRLOGEUX, 1990) qui consiste à supposer que l'effort de précontrainte régné sur une longueur $L(1 - 2\beta)$ (avec $\beta \leq 1/2$)

Le moment isostatique de précontrainte à la clé de la travée centrale est :

$$M_{F \text{ ISOE}} = P e_0$$

Les rotations isostatiques dans la travée centrale sous l'effet de la précontrainte sont définies :

$$\omega' = \omega'' = -M_{F \text{ ISOE}} \frac{L}{2 E I_0 \sqrt{K}} \left(A_0 - \frac{1}{[\sqrt{K} (1 - 2\beta)]^2} A_2 \right)$$

En général pour les travées de section variant paraboliquement et si les câbles sont arrêtés dans le hourdis inférieur, la valeur de n est prise égale à 4, dans notre cas on opte pour $n = 4$

Les fonctions A_0 et A_4 sont définies comme suit :

$$A_0 = \int_{x_1}^{x_2} \frac{dx}{(1 + x_2^2)^{5/2}} = \frac{1}{3} \left[\frac{2x_2^3 + 3x_2}{(1 + x_2^2)^{3/2}} - \frac{2x_1^3 + 3x_1}{(1 + x_1^2)^{3/2}} \right] \quad (1)$$

$$A_4 = \int_{x_1}^{x_2} \frac{x^4}{(1+x^2)^{5/2}} dx \quad (2)$$

$$\log \left[\frac{x_2 + \sqrt{1+x_2^2}}{x_1 + \sqrt{1+x_1^2}} \right] - \frac{1}{3} \left[\frac{4x_2^3 + 3x_2}{(1+x_2^2)^{3/2}} - \frac{4x_1^3 + 3x_1}{(1+x_1^2)^{3/2}} \right]$$

avec

$$x_1 = 0 \text{ et } x_2 = \sqrt{k} (1 - 2\beta)$$

Le câblage régné souvent sur une longueur comprise entre les deux tiers et les trois quarts de la longueur totale L de la travée. On peut donc adopter une valeur de β comprise entre 0.12 et 0.17 .

Soit dans notre cas $\beta = 0.145$

donc $L (1 - 2\beta) = 39 \text{ m}$

$K = 1.391 \rightarrow x_2 = 1.179 (1 - 2 \cdot 0.145) = 0.837$

A partir de $x_1 = 0$ et $x_2 = 0.837$, on tire des expressions les valeurs de A_0 et A_4

On trouve : $A_0 = 0.5537$ et $A_4 = 0.0313$

Les rotations isostatiques sont donc :

$w' = -w'' = -7.7269 \text{ MPiso}$

$$M_{BB'} = \frac{w'}{a+b} = - \frac{7.7269}{5.685 + 4.008} M_{P_{1808}} = -0.7972 M_{P_{1808}}$$

Pour déterminer le moment de précontrainte sur tout le pont, on injecte la valeur du moment MBB' trouvée ci dessus dans le programme et on abouti aux moments suivants sur tout le pont:

$M_{BA} = -2.702 \cdot 10^{-1} \text{ MPiso}$

$M_{BB'} = -7.4147 \cdot 10^{-1} \text{ MPiso}$

$M_{B'B} = -7.3828 \cdot 10^{-1} \text{ MPiso}$

$$M_{B'A'} = -2.493 \cdot 10^{-1} M_{Piso}$$

Donc dans la travée centrale le moment de précontrainte hyperstatique suit la loi de variation suivante

$$M(x) = 0.1 \cdot 10^{-3} x M_{Piso} - 7.4147 \cdot 10^{-1} M_{Piso}$$

On voit bien que le moment de précontrainte hyperstatique est constant sur toute la travée centrale.

Le moment de précontrainte total est donc :

$$M_P = M_{Piso} (1 - M_{Hyper}) = M_{Piso} (1 - 0.74) = 0.26 M_{Piso}$$

Or le moment isostatique $M_{Piso} = P \cdot e_0$

Finalement on a donc :

$$M_P = 0.26 e_0 P$$

e_0 étant l'excentricité de la précontrainte comptée positive

Sous l'action du moment du à la charge extérieure et la précontrainte, les contraintes normales doivent donc satisfaire aux prescriptions réglementaires :

$$0 \leq \frac{P}{S} + \frac{V}{I} (M_{max} + M_P) \leq 0.54 f_{c28}$$

$$0 \leq \frac{P}{S} + \frac{V}{I} (M_{min} + M_P) \leq 0.54 f_{c28}$$

$$0 \leq \frac{P}{S} - \frac{V'}{I} (M_{min} + M_P) \leq 0.54 f_{c28}$$

$$0 \leq \frac{P}{S} - \frac{V'}{I} (M_{min} + M_P) \leq 0.54 f_{c28}$$

2- Détermination de la précontrainte de continuité:

Pour déterminer la précontrainte nécessaire au droit de chaque section, on procède de manière itérative.

On se fixe une précontrainte initiale, dans notre cas on prend $P=0$, et à partir de cette valeur, on détermine la nouvelle précontrainte, et on refait le même calcul jusqu'à convergence vers une valeur fixe.

-Section sous-critique :

$$P_1 = \frac{\Delta M}{C + C'}$$

$$e_0 = c - \frac{M_M}{P}$$

-Section sur-critique :

$$P_2 = \frac{M_M}{C + V' - D'}$$

$$e_0 = - (V' - d')$$

$$P = \text{Max} [P_1 , P_2]$$

Soit la section $x = 27.5$:

$$M_{\text{max}} = 2328.068 \text{ tm}$$

$$d = 0.17 \text{ m}$$

$$v = 0.59 \text{ m}$$

$$c = 0.321 \text{ m}$$

$$M_{\text{min}} = 507.41 \text{ tm}$$

$$d' = 0.25 / 2$$

$$v' = 0.910 \text{ m}$$

$$c' = 0.496 \text{ m}$$

$$P_1 = \frac{2328.068 - 507.41}{0.321 + 0.496} = 2228.468 \text{ t}$$

$$P_2 = \frac{2328.068}{0.321 + 0.910 - 0.17} = 2104.944 \text{ t}$$

$$P = \text{Max} [P_1 , P_2] = 2228.468 \text{ t}$$

d'où :

$$e_0 = c - \frac{M_M}{P} = 0.321 - \frac{2328.068}{2228.468} = -0.724$$

Cette precontrainte correspond uniquement a la sollicitation
exterieure $M_p = 0$. La nouvelle valeur de P est determinee en
prenant enconsideration cette fois ci le moment de precontrainte
donc :

$$\Delta M = M_{\text{MAX}} - M_{\text{MIN}} - 0.2051 P$$

les résultats suivants sont obtenus :

Première itération :

$$P_1 = 1669.03 \text{ t} \qquad P_2 = 1961.69 \text{ t}$$

$$\text{Donc } P = 1691.69 \text{ t} \qquad \text{et } e = - 1.06 \text{ m}$$

Deuxième itération :

$$P_1 = 1803.79 \qquad P_2 = 1791.23 \text{ tm}$$

$$\text{Donc } P = 1803.79 \text{ t} \qquad \text{et } e = - 0.79 \text{ m}$$

et ainsi de suite jusqu'à converger vers une valeur de P.

Les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau suivant :

	e0	P	nbr de cables	cables reels
17	-0.87	621.49	3.08	4
21.5	-0.81	1340.79	6.65	8
26	-0.79	1737.81	8.62	10
27.5	-0.79	1775.63	8.80	10
29	-0.79	1751.06	8.68	10
33.5	-0.81	1386.07	6.87	8
38	-0.87	678.61	3.37	4

4- Vérification des contraintes :

Sous l'ensemble des actions et celle de la precontrainte, on s'assure que les contraintes normales dans les sections restent comprises entre $-1.5 f_{tj}$ et $0.54 f_{c28}$.

Les contraintes doivent être vérifiées en service et à vide, avant et après fluage.

Dans notre cas on va vérifier uniquement les sections d'encastrement et à mi-travée.

$$\sigma_{P1s} = \frac{B}{P1} + 0.2613P1 \theta_1 \frac{I}{V}$$

$$\sigma_{P2s} = \frac{B}{P2} - \frac{P2 \theta_2 \frac{I}{V}}{P2}$$

$$\sigma_p = \frac{I}{N} V$$

- Fibre supérieure :

12 Cables inférieurs ---> P1 = 12 * 242 * 0.8 = 2323.2t
 4 Cables supérieurs ---> P2 = 4 * 242 * 0.8 = 774.4t

on a :

Au niveau de la section médiane de la travée centrale,

- Section médiane de la travée centrale :

Au droit de chaque section, on doit donc vérifier les contraintes supérieures et inférieures

$$\sigma = \frac{B}{P} + \frac{B}{P1} \pm P1 \theta_1 \frac{I}{K} \pm P2 \theta_2 \frac{I}{K} \pm n \frac{I}{K}$$

La contrainte due à la précontrainte vaut donc :

$$\sigma_p = \sigma_{P1s} + \sigma_{P2s}$$

donc :

$$P = P1 + P2$$

inférieure,

Or dans notre cas, on est en présence d'une précontrainte supérieure et d'une précontrainte

$$\sigma_{cotele} = \sigma_{coteoz} + \sigma_p$$

-Fibre inférieure :

$$\sigma_D = - \frac{M}{I} v'$$

$$\sigma_{FSD} = \frac{P_S}{B} + \frac{P_S e_S}{I} v$$

$$\sigma_{P_{1f}} = \frac{P_f}{B} + 0.2613 P_f e_f \frac{v'}{I}$$

Les contraintes doivent être vérifiées en service et à vide, avant et après fluage .

On a $I = 1.479 \text{ m}^4$

$B = 5.068 \text{ m}^2$

$v = 0.59 \text{ m}$

$v' = 0.91 \text{ m}$

Les résultats suivants sont obtenus :

		M (tm)	Fibre supérieure	Fibre inférieure	
Avant fluage	à vide	451.69	426.4	608	
	en service	Max	1939.873	997.84	-270
		Min	773.213	533.69	44.07
Après fluage	à vide	895.60	581.26	369.15	
	en service	Max	2328.068	1152.69	-310.
		Min	1135.237	676.81	211.69

Les contraintes sont donc vérifiées.

- Section d'encastrement :

De la même manière que la section en clé, on vérifie les contraintes

$I = 13.078 \text{ m}^4$

$B = 8.758 \text{ m}^2$

$v = 1.517 \text{ m}$

$v' = 1.683 \text{ m}$

Précontrainte supérieure : $P_s = 18 * 0.8 * 242 = 3484.8 \text{ t}$

Dans ce cas la précontrainte inférieure est nulle.
 Les résultats suivants sont obtenus :

		M(tm)	Fibre supérieure	Fibre inférieure	
Avant fluage	à vide	-5055.95	375.86	425.76	
	en service	-5994.61	304	490.83	
Après fluage	à vide	-4577	314.2	473.32	
	en service	Min	-5516.04	768.	109.057
		Max	-8108.76	435.07	63.64

Les contraintes sont vérifiées

4- Les pertes de précontraintes :

On appelle perte de précontrainte, la différence entre la force exercée par le verin lors de la mise en tension et la force qui s'exerce en un point donné.

On distingue deux types de pertes :

- Les pertes instantanées;
- Les pertes différées;

4.1 Pertes instantanées :

On désigne par pertes instantanées, les pertes qui se produisent au moment de la mise en tension des câbles.

On distingue :

4.1.a Pertes par frottement :

Les pertes par frottement sont provoquées par le frottement de l'acier des câbles sur la gaine métallique, ou plastique servant de conduit aux câbles lors de la mise en tension, le câble tiré du côté du verin est fixe du côté opposé (ancrage mort dans le cas d'une mise en tension d'un seul côté). Le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est généré par sa

courbure.

Après mise en tension du câble, la force de précontrainte initiale devient :

$$P = P_0 e^{-(f\theta + \varphi x)}$$

f : coefficient de frottement compris entre 0.15 et 0.24 rd-1

φ : coefficient de frottement par mètre linéaire

x : point d'application de P0

Dans la phase où le câble présente des déviations angulaires α en plan, β en élévation, la déviation totale θ à prendre en considération est la somme des deux déviations.

En terme de contrainte :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p_0} e^{-(f\theta + \varphi x)}$$

4.1.b Pertes par glissement d'ancrage :

Ces pertes correspondent à un glissement des torons ou fils dans les clavettes, et des clavettes dans les plaques d'ancrage lors de la détension du verin et du blocage des clavettes.

La longueur d'influence du glissement g est donnée par :

$$\lambda = \sqrt{\frac{g E_p}{\sigma_0 P}}$$

$$\text{avec } P_0 = \left(F \frac{\theta}{l} + \varphi \right)$$

Ep : Module d'élasticité des aciers

4.1.c Pertes dues au raccourcissement du béton :

Supposons qu'une poutre soit armée avec plusieurs câbles de précontrainte. La mise en tension du deuxième câble va entraîner un raccourcissement de la poutre et du premier câble, de même la mise en tension du troisième câble va entraîner un raccourcissement de la poutre et les deux premiers câbles et ainsi de suite.

$$\Delta\sigma = \frac{(n-1)}{2n} \frac{E_p \sigma_{b_0}}{E_{bi}}$$

Avec : n : nombre de câbles

E_p : Module de Young des aciers de précontrainte

E_{bi} : Module instantané du béton

4.2 Pertes différées

4.2.1 Perte due au retrait :

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques. Forfaitairement pour le calcul des pertes, le règlement B.P.E.L admet la variation de contrainte :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r E_p \quad \varepsilon_r = 3.10^{-4}$$

4.2.2 Pertes dues à la relaxation des aciers :

La relaxation des aciers est un relâchement de la tension, elle dépend de la nature de l'acier et de son traitement.

$$\Delta\sigma = \rho_w \cdot \sigma_{p_i}$$

$$\rho_w = 8 \left(\frac{\sigma_r}{R_g} - 0.55 \right) \frac{\rho_{1000}}{100} \quad \rho_{1000} = 2.5$$

4.2.3 Pertes dues au fluage :

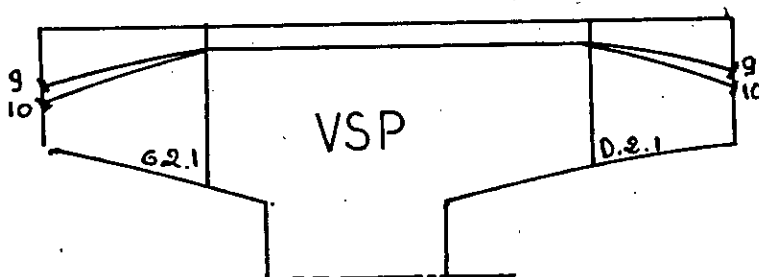
Le fluage du béton est la déformation qui se produit

sous l'effet d'une contrainte constante σ_0 .

4.3 Exemple de calcul des pertes de précontraintes

Soit à calculer les pertes de précontrainte dans le câble (9)

Le câble suit une allure parabolique. L'équation de la courbe est déjà énoncée dans le paragraphe "étude de tracé de câblage"



4.3.1 Pertes instantanées:

a. Pertes par frottement :

$$f = 0.19 \text{ rd-1}$$

$$\theta : \text{rd}$$

$$= 0.002 \text{ m-1}$$

$$\sigma = \sigma_0 e^{-(f\theta + \varphi x)}$$

	α	β	θ	L	σ	σ_0
x = 0	0	0	0	0	1416	0
D.2.1	15.78	0	15.78	4.5	1331.77	84.23
1/2 VSP	0	0	0	10.5	1386.57	29.43
1/2 VSP	0	0	0	14	1376.90	39.10
G.2.1	12.9	0	12.9	18.5	1307.42	108.58

b. Tassement d'ancrage :

$$g = 5 \text{ mm}$$

$$E_a = 2.105 \text{ MPa}$$

$$\varphi = f \frac{\sigma}{I} + \varphi 4.36 \cdot 10^{-3} m^{-1}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{5 \cdot 10^{-3} \cdot 2 \cdot 10^5}{4.36 \cdot 10^{-3} \cdot 1416}} = 12.73 \text{ m}$$

donc pour $x \geq$ $\sigma = 0$

Section	x	σ	σ
0	0	156.29	1259.7
D.2.1	4.5	101.33	1314.67
1/2 VSP	10.5	28.05	1387.95
1/2 VSP	14	0	1416
6.2.1	18.5	0	1416

c. Pertes par raccourcissement du béton :

$$\Delta \sigma = \frac{1}{2} \frac{\sigma_{bf}}{E_b} E_c (n - 1)$$

$$\sigma_{bf} = \frac{P}{B} + \frac{P e v}{I} - \frac{M_g v}{I}$$

e est l'excentricité de la précontrainte, elle est nulle à l'ancrage.

$$P = P_0 - P$$

$$E_a = 1.9 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

$$E_b = 0.36 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

Section	d	e	Mg	P(tonnes)	ob	σ
x	0.806	0	0	210.2	32.627	0.86
D.2.1	0.636	0.510	1863.01	205.237	1541.34	40.67
1/2 VSP	0.636	0.510	4977.02	226.6	781.728	20.629
1/2 VSP	0.636	0.510	1611	229.67	1335.51	35.243
6.2.1	0	0	0	218.078	31.514	0.83

4.3.2 Pertes différées:

a Retrait :

$$\Delta\sigma_r = \epsilon_r E_r = 1.9 \cdot 10^{-5} \cdot 2.5 \cdot 10^4 = 47.5 \text{ MPa}$$

b Relaxation des aciers :

$$\Delta\sigma_{relax} = \rho_w \sigma_{P_i}(x)$$

$$\rho_w = 8 \left(\frac{\sigma_{P_i}}{R_g} - 0.55 \right) \frac{\rho_{1000}}{100} \quad \rho_{1000} = 2.5$$

et $R_g = 1770 \text{ MPa}$

σ_{pi} est la précontrainte initiale diminuée des pertes instantanées

On obtient ainsi les résultats suivants :

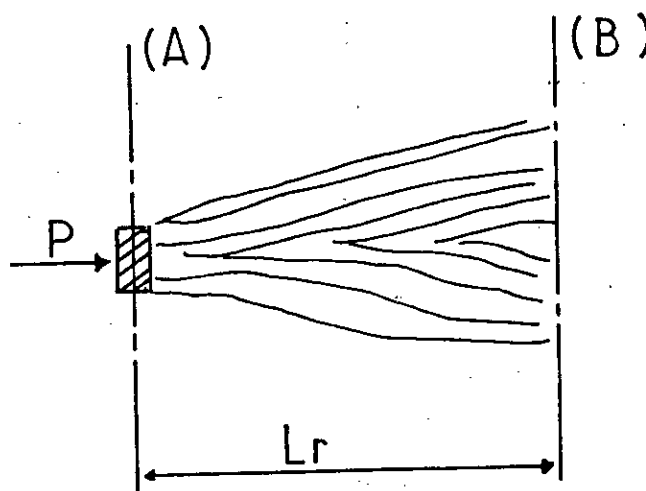
x	σ_{pi}	1000	σ(MPa)
x = 0	1258.85	0.032	40.5
D.2.1	1189.77	0.024	27.50
1/2 VSP	1337.89	0.041	55.086
1/2 VSP	1346.	0.042	55.813
6.2.1	1306.59	0.038	49.177

c. Pertes par fluage :

$$\Delta \sigma_{FI} = 2 \sigma_b \frac{E_a}{E_b}$$

C PHENOMENE DE TRANSMISSION ET DE DIFFUSION DE L'EFFORT DE PRECONTRAINTE DERRIERE LES ANCRAGES :

L'effort (P) à l'ancrage introduit sur l'âme une forte contrainte de compression sur une faible surface de béton. Cet effort ne se répartit que progressivement à l'intérieur du béton en se propageant du plan (A) jusqu'au plan (B)



Au delà de cette distance, appelée couramment longueur de régularisation (L_r), on admet que le principe de Saint-Venant s'applique et que la répartition des contraintes normales est linéaire.

Il faut donc tenir compte nécessairement de la diffusion de précontrainte derrière les ancrages pour ferrailer correctement ces zones où risquent d'apparaître des fissures lors de la mise en tension des câbles.

Etant donné que les ancrages sont semblables, et que sur le chantier leur ferrailage est uniformisé, on fera le calcul sur un exemple.

- EXEMPLE DE CALCUL

SOIT LE VOUSSOIR D.2.5

On attribue à chaque ancrage, un prisme symétrique de dimensions ($d*d$) avec:

$d/2$: La plus petite des deux valeurs suivantes :

c : distance de l'axe du câble à l'arête de la pièce la plus proche

c' : distance ou entraxe des câbles (s'il existe un double ancrage par âme)

dans notre cas $c = 0.25$ et $c' = 0$ d'où :

$$d = \min (0.40 ; 2c) = 0.40$$

la mise en tension des câbles se fait en général quatre jours après le durcissement du béton, et après vérification et contrôle des éprouvettes au laboratoire.

$$f_{cj} = 0.685 * f_{c28} \log (j + 1)$$

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

$$f_{c4} = 16.76 \text{ Mpa et } f_{t4} = 1.61 \text{ Mpa avec } f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$$

Après leur mise en tension, les câbles vont subir des pertes instantanées. Le câble traversant D.2.5 et venant s'y ancrer est le câble 2 (et son symétrique 2')

on a : $\sigma_p = 1416 \text{ MPa}$ à l'ancrage avant pertes
et $\sigma_p' = 1205.088 \text{ Mpa}$ après pertes par recul d'ancrage et par frottement cumulés.

Le câble ayant une section $A_c = 1668.10^{-6} \text{ m}^2$

l'effort P vaut alors 2.01 M.N

- Calcul des armatures

1- Au voisinage immédiat de S, on dispose une section d'acier A_s telle que :

$$A_s = 0.04 \frac{P}{\sigma_{\min}} \quad \text{avec} \quad \sigma_{\min} = \frac{2}{3} f_s$$

d'ou :

$A_s = 3.015 \text{ cm}^2$: Armatures pour effet de surface.

2- A l'intérieur du béton de chaque prisme symétrique, la contrainte maximale d'éclatement est :

$$\sigma_{ctj} = 0.5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \frac{F_j}{b d_j} \leq 1.25 f_{ctj}$$

avec:

a_j : Dimension de la plaque d'ancrage de niveau j

d_j : Hauteur du prisme symétrique de niveau j

b : Largeur de l'âme

La contrainte de compression de béton vaut :

$$\sigma_{cj} = \frac{F_j}{b d_j} \leq \frac{2}{3} F_{cj}$$

On a alors :

$\sigma_{tj} = 1.51 \leq 2.01 \text{ MPa}$ vérifiée

et $\sigma_x = 10.051 \text{ MPa} \leq 2/3 F_{cj} = 11.16 \text{ MPa}$ vérifiée

D'ou le ferrailage d'éclatement ou frettage :

$$A_1 = \text{MAX} \left[0.25 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \frac{F_j}{\sigma_{f \text{ lim}}} ; 0.15 \frac{F_j}{\sigma_{s \text{ lim}}} \right]$$

$$A_2 = \text{MAX} [5.65 , 11.30] = 11.30 \text{ cm}^2$$

- Dispositions constructives

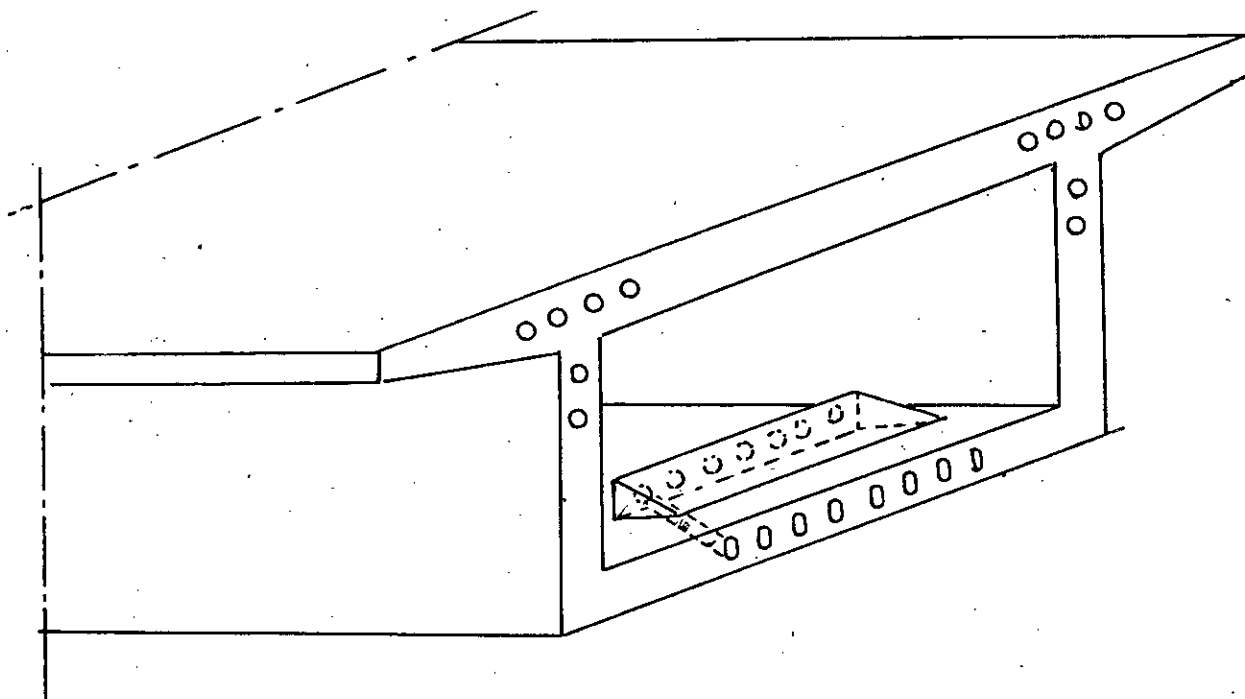
Les aciers A_s et A_1 sont à disposés sur une longueur "d" en amont de l'ancrage.

Pour A_s on prendras une barre HA20 à laquelle on donne une forme hélicoidale sur une longueur d (voir planche).

Pour A_1 , le ferrailage passif du caisson est suffisant.

D ~~CONCEPTION ET FERRAILLAGE PASSIF DES BOSSAGES~~

Les câbles de continuité se trouvant dans l'hourdis inférieur, leur ancrage nécessite un relevage des câbles dans des prismes spéciaux dits " Bossages ".



- Schéma du Bossage -

Sous l'effet de l'effort de précontrainte P , les fibres transversales du hourdis se déforment; c'est l'effet d'entraînement derrière les bossages. Pour éviter cet effet on utilise un ferrailage passif spécifique.

On distingue donc trois familles d'armatures passives :

A1- Les aciers d'éclatement qui doivent être placés à l'extrémité du bossage jusqu'à une distance de 20 à 30 cm en arrière de plaque d'ancrage

$$A_1 = \frac{P}{\sigma_a} \left(\frac{1}{2} - \sin \alpha \right)$$

Où :

α : Représente l'angle que fait la précontrainte avec

la fibre supérieure du hourdis.

P : Force de précontrainte à l'ancrage

σ_a : Contrainte admissible de traction ($\sigma_a = 3/4 \sigma_e$)

A2- Armatures de couverture réparties entre la tête du bossage et le début de la courbure des câbles.

$$A_2 = \frac{P}{2 \sigma_a}$$

A3- Acier de reprise de la poussée au vide le long de la zone de courbure du câble.

$$A_3 = \frac{P \sin \alpha}{\sigma_a}$$

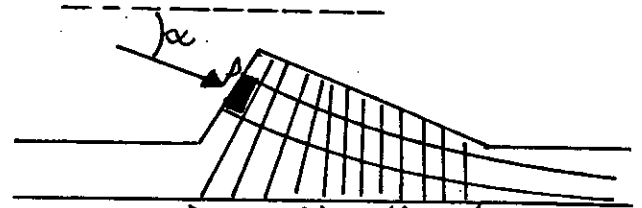
Par le procédé " DYWIDAG " P0 utile à l'ancrage vaut

P0 = 241.9 t

Donc dans notre cas on a :

A1 : Armatures d'éclatement :

$$A_1 = \frac{241.9}{\frac{3}{4} \cdot 400} \left(\frac{1}{2} - \sin 0.34 \right) = 13.42 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$



Soit 6 cadres \emptyset 16

A2 : Armatures intermédiaires de couture :

$$A_2 = \frac{1}{2} \frac{2.419}{300} = 40.31 \text{ cm}^2$$

Soit 10 cadres \emptyset 16

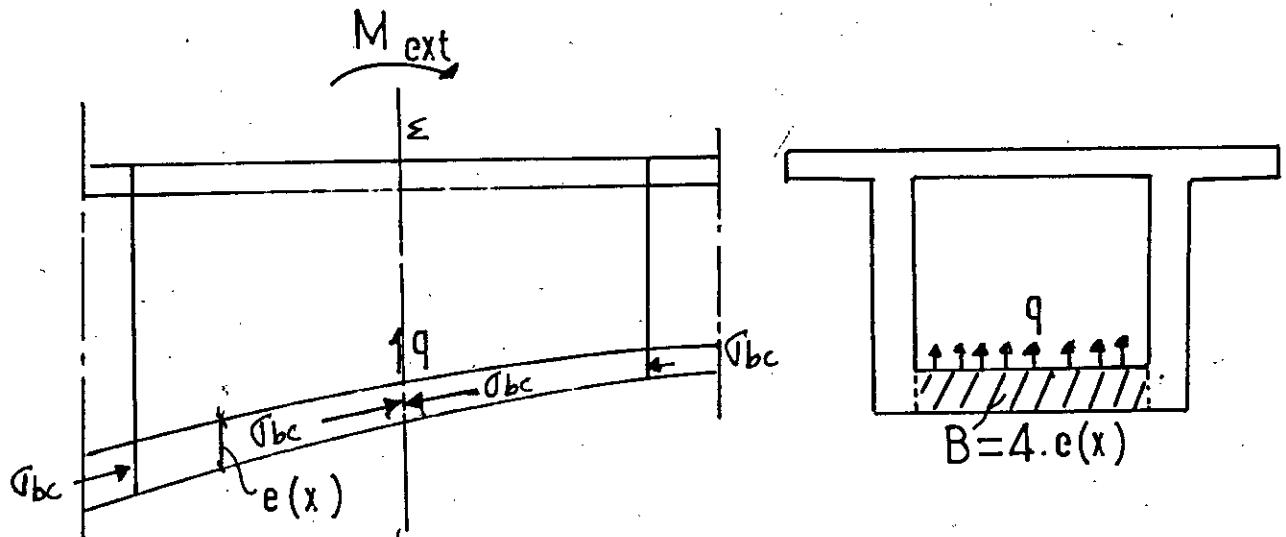
A3 : Armatures de reprise de poussée au vide :

$$A_3 = \frac{2.419 \cdot 0.333}{300} = 26.85 \text{ cm}^2$$

Soit 5 cadres \emptyset 20

E POUSSEE AU VIDE DANS LE HOURDIS INFERIEUR :

Ce phénomène caractérise principalement les poutres courbes. Dans notre cas l'intrados ayant une allure parabolique, il est soumis au voisinage des piles à des contraintes de compression pouvant varier de 0 à 1.25 MPa. Ces contraintes de compression auront pour effet de créer une poussée au vide vers l'intérieur du caisson.



L'expression de cette poussée peut être approché par deux formules:

$$q = \frac{1 e(x) \sigma_{bc}}{R} \quad (1)$$

$$q = 1 e(x) \sigma_{bc} \frac{dh}{dx} \quad (2)$$

Avec : R le rayon de courbure défini par :

$$R = \frac{x^2}{2 y}$$

ou :

y : Désigne la différence de hauteur entre la section sur pile et la section considérée d'abscisse x .

dx/dh : La pente du hourdis inférieur obtenue en dérivant la fonction $h(x)$

$$h(x) = h_c \left[1 + \left(\frac{h_p}{h_c} - 1 \right) \left(1 - \frac{2x}{L} \right)^2 \right]$$

La deuxième formule étant plus précise, la suite des calculs se fera suivant cette formule. Donc

$$q = 1 e(x) \sigma_{bc} \frac{dh}{dx} \quad \text{par unité de longueur}$$

Une autre poussée existe en même temps due au poids propre du hourdis et à une composante de la précontrainte inférieure lorsque celle-ci existe dans la section considérée (la précontrainte est uniforme dans tout le hourdis).

D'où :

$$q' = e(x) \gamma_D + \frac{P}{R}$$

$$\text{ou } q' = e(x) \gamma_D + P \frac{dh}{dx}$$

La poussée résultante vaudra donc :

$$P_c = q - q' = e(x) \sigma_{bc} \frac{dh}{dx} - e(x) \gamma_D - P \frac{dh}{dx}$$

Sollicitations du hourdis et ferrailage :

L'étude du hourdis se fait en le supposant parfaitement encasturé aux âmes.

On a alors:

Les armatures seront calculées en flexion simple en considérant une section de béton $b * h$ avec $h = e(x)$ et un enrobage de 3.5 cm

$$M = - \frac{P_t L^2}{12}$$

$$T = P_t \frac{L}{2}$$

Application :

Considérons une section située a $x = 3.5$ m de l'axe de pile.

On a $\sigma_c = 12.10$ MPa

$dh / dx = 0.054$ $e (3.5) = 0.517$

d'où $q = 0.517 * 12.10 * 0.054 = 0.33$ MPa

Or cette section ne possède pas de câble inférieur,

on aura donc :

$q' = 0.0123$ MPa

d'où $P_t = q - q' = 0.3171$ MPa

On a alors $M_t = 0.42$ MPa

Le calcul à l'E L U nous donne :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = 0.0919 \leq \mu_{lu} = 0.3$$

Donc au droit de cette section on n'a pas besoin d'aciers comprimés.

d'où : $\alpha = 0.12$ $\sigma_s = f_{su}$ et $Z_r = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.46$ m

$A_s = M_t / (Z_r \sigma_s) = 0.0026$ m² = 26 cm²

On dispose alors en nappe supérieure et inférieure des barres HA 20 disposées tous les 10 cm.

Les armatures longitudinales seront celles calculées précédemment

Le calcul aux droits des autres sections est similaire à celui qu'on vient de traiter avec un léger changement dans les zones traversées par des câbles de précontrainte inférieure.

Pour des raisons constructives, le ferrailage sera maintenu identique pour toutes les sections .

Ferraillage du caisson :

Pour des raisons évidentes de continuité des barres entre les différents éléments du caisson, et pour des raisons constructives et de mise en place:

- Le nombre de barres sera uniformisé.
- Le ferraillage inférieur des porte à faux sera identique au ferraillage supérieur.
- Les barres longitudinales seront prolongées de un mètre en dehors des limites du voussoir pour assurer la continuité du ferraillage passif et vérifier les conditions de recouvrement.
- Des barres d'attente sont disposées des deux côtés du tablier, sur les extrémités des portes à faux, pour la construction ultérieure des trottoirs et la mise en place des dispositifs de sécurité.

CHAPITRE IV

STABILITE DES FLEAUX EN CONSTRUCTION

STABILITE DES FLEAUX :

Dans la construction des ponts construits par encorbèlements successifs, il est nécessaire d'assurer et de vérifier la stabilité des fléaux avant clavage avec le fléau voisin ou comme c'est le cas du pont de l'Oued Kniss avec la partie coulée sur cintre près des culées .

Il faut donc prévoir un encastrement adéquat du VSP et de la pile dans le sol. Pour ce calcul deux types de situations sont à envisager.

Une situation normale de construction :

Correspond à un déséquilibre sous l'effet du poids d'un voussoir construit avant son symétrique, des charges de chantier et du vent ascendant sur l'un des demi-fléaux.

Une situation accidentelle :

Correspond à la chute d'un équipage mobile.

Les combinaisons d'actions à utiliser relèvent de l'état ultime statique et l'encastrement du fléau sur la pile et les piles elles mêmes sont justifiées à l'état limite ultime de résistance.

1- Actions à prendre en compte :

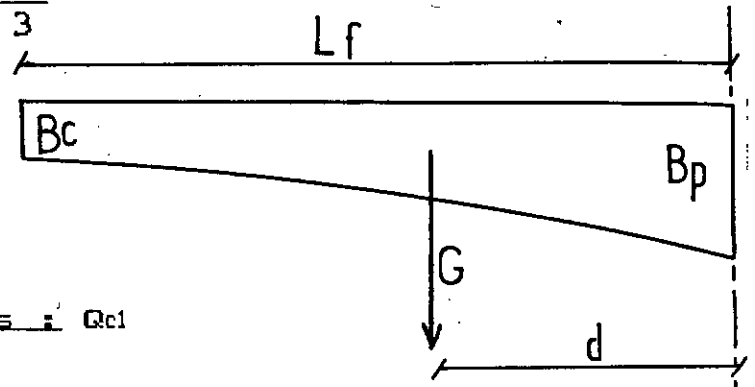
a- Charges permanentes :

Il s'agit généralement uniquement du poids G du fléau. Le poids du demi fléau situé du côté du déséquilibre est majoré de 2% (G_{max}) alors que le poids de son symétrique est minoré de 2% (G_{min}).

On peut approcher le poids G du fléau et la position du centre de gravité par les formules de G.M. KRAWSKY

$$G = (B_p + 2 * B_c) * \gamma_p * \frac{L_f}{3}$$

$$d = \frac{[(B_1 + 5 * B_0) * L_f]}{[4 + (B_1 + 2 * B_0)]}$$



b-Charges variables :

Charges de chantier connues : Qc1

Il s'agit du poids de l'équipage mobile de valeur égale à 45.6t .

Par majoration de 6% et minoration de 4%, on considère Qc1max et Qc1min.

b- Charges de chantier aléatoires :

Pour couvrir les charges de chantiers inconnues on utilise :

- Une charge répartie (Qc2) de 20 Kg/m² sur un demi fléau du coté du déséquilibre. Cette charge inclue l'effet du vent sous réserve que le site ne soit pas exposé. Elle s'applique sur les voussoirs terminés et sur l'équipage mobile.

- Une charge concentrée (Qc3) de 50+5*b KN appliquée en haut du fléau, à l'extrémité du demi-voussoir terminé
b: étant la largeur du hourdis supérieur du caisson exprimé en m.

Effet du vent ascendant :

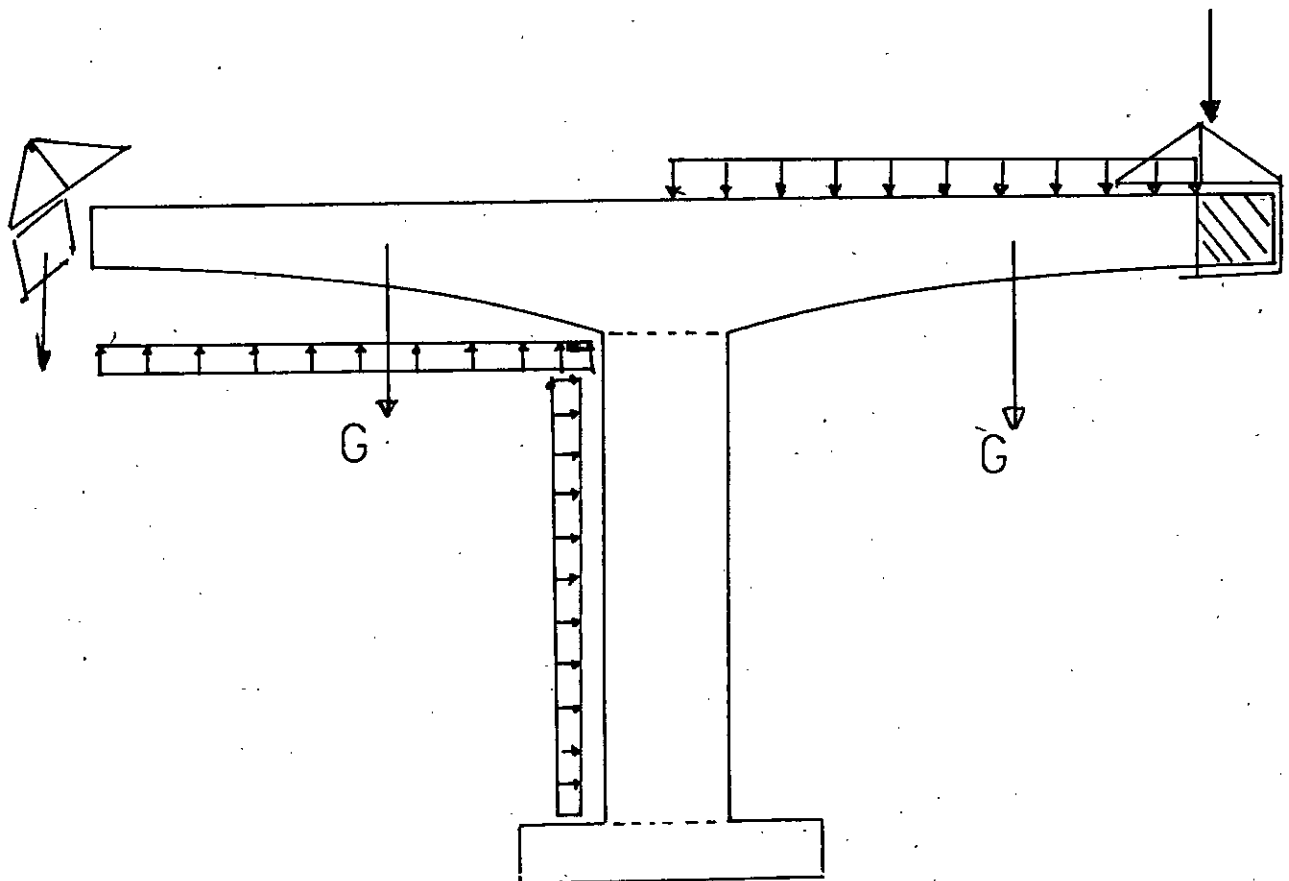
L'effet du vent Qv est équivalent à une charge uniforme d'une intensité de 10 à 20 Kg/m² selon le site. Dans les projets courants, on adopte généralement une valeur de 15 Kg/m². Elle s'applique longitudinalement sur un demi fléau et sur une largeur égale à celle du hourdis

supérieur. Sur la pile cette charge est prise égale à 80 Kg/m² dans le sens longitudinal .

c- Actions accidentelles :

La chute de l'ensemble ou d'une partie de l'équipage mobile vide est prise en compte (QA) avec un coefficient de majoration dynamique égale à 2 . Si la totalité de l'équipage chute, cela revient à inverser le sens de Q_{cmax} sur ce fléau $QA = -Q_{cmax}$.

2- COMBINAISONS D'ACTIONS :



* Situation normale de construction A :

$$A1 = 1.1 * (G_{max} + G_{min}) + 1.25 * (Q_{clmax} + Q_{clmin} + Q_{c2} + Q_{c3} + Q_v)$$

$$A2 = 0.9 * (G_{max} + G_{min}) + 1.25 * (Q_{clmax} + Q_{clmin} + Q_{c2} + Q_{c3} + Q_v)$$

* Situation accidentelle B :

$$B1 = 1.1 * (G_{max} + G_{min}) + (Q_{clmax} + Q_{c2} + Q_{c3})$$

$$B2 = 0.9 * (G_{max} + G_{min}) + (Q_{clmax} + Q_{c2} + Q_{c3})$$

3- EVALUATION DES DIFFERENTES ACTIONS :

$$Q_{cmax} = 45.6 * 1.06 = 48.34 \text{ t}$$

$$MQ_{cmax} = Q_{cmax} * 25.5 = 1232.56 \text{ tm}$$

$$F_A = -Q_{cmax}$$

$$MFA = F_A * 23.75 = 1147.98 \text{ tm}$$

$$Q_{cmin} = 45.6 * 0.96 = 43.776 \text{ t}$$

$$MQ_{cmin} = 1039.68 \text{ tm}$$

$$Q_{c2} = 0.002 * 10 = 0.2 \text{ t/ml}$$

$$MQ_{c2} = Q_{c2} * 27^2 / 2 = 72.9 \text{ tm}$$

$$Q_{c3} = 10 \text{ t}$$

$$MQ_{c3} = Q_{c3} * 24 = 240 \text{ tm}$$

$$Q_{vf} = 0.015 * 10 = 0.15 \text{ t/ml}$$

$$MQ_{vf} = Q_{vf} * 20.5^2 / 2 = 31.519 \text{ tm}$$

$$Q_{vpile} = 0.008 * 5 = 0.4 \text{ t/ml de hauteur}$$

$$MQ_{vpile} = Q_{vpile} * h_p^2 = 39.004 \text{ tm}$$

$$Q_p = \Gamma_b * 2 * 5 * h_p = 349.125 \text{ t}$$

$$G_{min} = (B_p + 2 * B_c) * L_{fmin} * \frac{\gamma_B}{3} = 338.159 \text{ t} \text{ ou } 408.93 \text{ t}$$

$$d_{min} = \frac{[(B_p + 5 * B_c) * L_f]}{4 * (B_p + 2 * B_c)} = 9.696 \text{ m} \text{ ou } 11.726 \text{ m}$$

$$MG_{min} = 3278.79 \text{ tm} \text{ ou } 4795.015 \text{ tm}$$

De la même manière on trouve $G_{max} = 424.665 \text{ t}$ et $d_{max} = 12.177 \text{ m}$

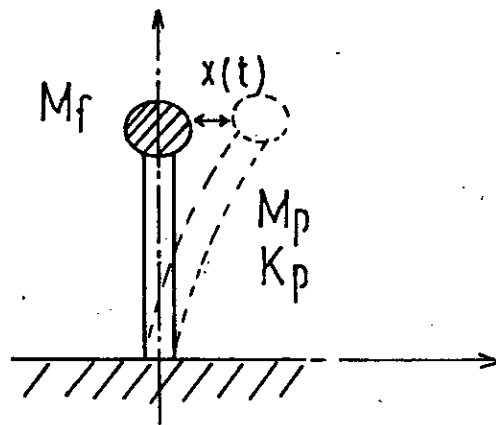
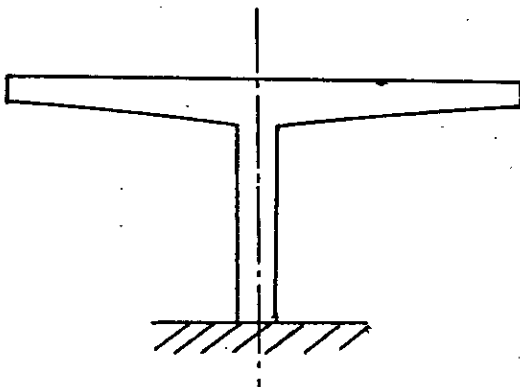
donc $M_{G_{max}} = 5171.146 \text{ tm}$

d- EFFORT DU A L'ACTION DU SEISME :

Pour ce type de pont, l'étude au séisme concerne l'étude des piles, essentiellement le système pile-fléau avant le clavage.

En effet cette situation est la plus défavorable, c'est sous cette situation que nous obtenons un moment fléchissant extrême au niveau de la base de chaque pile.

Pour cela, on a recours à la méthode des coordonnées généralisées. Le principe de la méthode consiste à assimiler la structure réelle à un modèle à un degré de liberté de vibration sismique.



Les propriétés essentielles de la pile sont :

- Sa raideur en flexion $EI(y)$
- Sa masse linéique $m(y)$
- Elle est soumise à un chargement vertical constant : M_f appliquée au sommet de la pile
- M_f poids propre du fléau + diverses surcharges de chantier

Hypothèses de calcul :

- On suppose que la pile est soumise à une excitation sismique du sol $V_g(t)$. La fonction de la déformée sera :
- L'amplitude du mouvement sera fonction de la coordonnée généralisée $x(t)$

$$d'où \quad \psi(Z, t) = \psi(Z) * x(t)$$

Définitions :

Nous désignons par :

$$M^* = \int_0^H m(y) \psi^2(y) dy + \sum m(y_i) \psi^2(y_i)$$

$$K^* = \int_0^H EI(y) \psi^2(y) dy$$

$$\omega^* = \sqrt{\frac{K^*}{M^*}}$$

$$Z = \int_0^H m(y) \psi(y) dy + \sum m(y_i) \psi(y_i)$$

M^* : Masse généralisée

K^* : Rigidité généralisée

ω^* : Pulsation généralisée

Z : Facteur de participation

(z) fonction exprimant la déformée de la pile sous forme sinusoidale tel que :

$$\psi(y) = 1 - \cos \frac{\pi Z}{H}$$

$$\sum m(y_i) \psi(Z_i) = M_F \psi(Z_i)$$

S_a : Spectre d'accélération

EFFORTS ENGENDRES :

Effort tranchant à la base Q_{max}

$$Q_{max} = \frac{Z^2 * S_a}{M^*}$$

$$M_{max} = Q_{max} * H_{pile}$$

ELEMENTS DE CALCUL :

$m(z) = 2 * 5 * \Gamma_b * 1 = 25 \text{ t/ml}$ de pile

$M_f = (B_p + 2 * B_c) * L_f / 3 + 25\%$ de la surcharge de chantier + $2 * Q_{c1}$

Surcharge de chantier = $2 * Q_{c3} + Q_{c2} * 10 * L_f = 30t$

$M_f = 833.602 + 7.650 + 2 * 45.6 = 932.452$ tonnes

$H_{pile} = 14 \text{ m}$

$$S_a = \frac{A * D * Q}{\sqrt{\frac{1.4}{\beta} - 1}}$$

$$D = 2 * \sqrt{\frac{0.3}{T^*}}$$

$$\xi = 0.25 \quad A = 0.15 \quad Q = 1.1t$$

L'étude au séisme est faite pour le sens longitudinal et transversal.

Sens longitudinal du fléau :

$$\begin{aligned} M^* &= m(z) \left[\int_0^H dy + \int_0^H \frac{\cos^2(\pi * z)}{H} dy \right] \\ &= m(z) \left[2 * \int_0^H \frac{\cos(\pi * z)}{H} dy \right] + M_f \psi^2(H) \\ &= m(z) \left[H + \frac{1}{2} \left(\int_0^H dy + \int_0^H \frac{\cos(2\pi z)}{H} dy \right) \right] \\ &= m(z) * 2 * \frac{H}{\pi} \left[\sin\left(\frac{\pi * y}{H}\right) \right]^H \\ &= m(z) * \frac{3}{2} * H + 4 * M_f \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K^* &= \int_0^H E I(y) \psi^2(y) dy = E I_y \int_0^H \frac{\pi^4}{H^4} \cos^2 \frac{\pi * z}{H} dy \\ &= \frac{1}{2} E I_y \frac{\pi^4}{H^3} \end{aligned}$$

$$I_y = 3.33 \text{ m}^4 \quad E = 36000 \text{ MPa} = 36 * 10^6 \text{ KN/m}^2$$

donc $K^* = 2142757.095 \text{ KN/m}$

$$\omega^* = \sqrt{\frac{K^*}{M^*}} = 22.44 \text{ rd/s}$$

$$T^* = \frac{2 * \pi}{\omega^2} = 0.28 \text{ s}$$

$$A = 0.15 \quad , \quad Q = 1.1 \quad \text{et} \quad \xi = 0.25$$

$$S_a = \frac{A * D * Q}{\sqrt{\frac{1.4}{\beta} - 1}}$$

avec $D = 2 * \sqrt{\frac{0.3}{T^*}} = 2.07$

D'où $S_a = 0.159 \text{ m/s}^2$

$$Z = m(z) \int_0^H \left(1 - \cos \frac{\pi z}{H} \right) dy + M_t * 2 = 2214.029 \text{ t}$$

Donc l'effort tranchant à la base de la pile est donné par :

$$Q_{\max} = Z^2 * S_a / M_t = 183.23 \text{ t}$$

$$M_{\max} = Q_{\max} * H_p = 2565.342 \text{ tm}$$

L'effort normal à la base de la pile est donc :

$$N = N_{\text{pile}} + N_{\text{tablier}} = 1281.58 \text{ t}$$

Sens transversal du fléau :

On procède de la même manière que le sens longitudinal et on obtient les résultats suivants :

$$M_t = 4253.5 \text{ t}$$

$$K^* = \frac{1}{2} E I_x \frac{\pi^4}{H^4} = 13412444.51 \text{ KN/m}^2$$

$$\omega^* = \sqrt{\frac{K^*}{M_t}} = 56.15 \text{ rd/s}$$

$$T^* = 0.112 \text{ s}$$

$$Z = 2214.029 \text{ t}$$

$$S_a = 0.252 \quad (S_a \text{ est calculé pour } D=3.275)$$

D'où :

$Q_{max} = 290.416 \text{ t}$
 $M_{max} = 3775.41 \text{ tm}$
 $N_{max} = 1281.58 \text{ t}$

SITUATION NORMALE DE CONSTRUCTION :

On suppose que l'appareil mobile est en position finale et que les voissiors sont en cours de prise (déjà coulés).

$G_{max} = 424.665 \text{ t/ml} \text{ ----> } M_{max} = 5171.146 \text{ tm}$
 $G_{min} = 408.93 \text{ t/ml} \text{ ----> } M_{min} = 4795.015 \text{ tm}$

La combinaison d'actions A1 donne :

	Max (tm)	Nmax (t)
Crête de la pile	1069.6236	1060.68
Base de la pile	1069.6236	1410.68

SITUATION ACCIDENTELLE :

On suppose qu'un appareil mobile chute lors de son déplacement avant le bétonnage des voissiors.

$G_{max} = 377.48 \text{ t/ml} \text{ ----> } d_{max} = 10.82 \text{ m} \text{ ----> } M_{max} = 4084.333 \text{ tm}$
 $G_{min} = 338.16 \text{ t/ml} \text{ ----> } d_{min} = 9.69 \text{ m} \text{ ----> } M_{min} = 3278.79 \text{ tm}$

La combinaison d'actions B1 donne :

	Max (tm)	Nmax (t)
Crête de la pile	2431.5546	866.1431
Base de la pile	2431.5546	1216.1431

CALCUL DU FERRAILLAGE :

* SENS LONGITUDINAL :

- Séction crête : Situation normale de construction

$$M_{\max} = 1069.6236 \text{ tm} \quad \text{et} \quad N_{\max} = 1060.68 \text{ t}$$

$$\text{donc } e = M_{\max} / N_{\max} = 1.008 > h/6$$

La séction est donc partiellement comprimée.

On procède donc par assimilation à la flexion simple en fissuration très préjudiciable (à l'ELS)

$$e_a = d - h / 2 = 0.95 \text{ m}$$

$$M' = M + N * e_a = 2077.27 \text{ tm}$$

$$\bar{\sigma} = \min \left(\frac{1}{2}, 110 \mu \right) = 176 \text{ MPa}$$

$$\alpha_r = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 + \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{bc}} = 0.641$$

$$M_{rb} = \frac{\alpha_r}{2} \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) * b_0 * d^2 * \bar{\sigma}_{bc} = 100.68 \text{ MPa}$$

$M < M_{rb}$ Donc pas d'aciers comprimés

Néanmoins, le déséquilibre pouvant avoir lieu dans les deux sens, surtout en situation accidentelle, on prendra $A_s' = A_s$

$$Z_r = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) = 1.533 \text{ m}$$

On aura :

$$A = \frac{M_{Bar}}{Z_r * \sigma_B} = 0.077 \text{ m}^2$$

$$A_B = A_B = A_B = \frac{N_{bar}}{\sigma_B} = 0.0162 \text{ m}^2$$

Soit 34 barres HA 25 disposées tous les 10 cm.

Séction base de la pile :

$$M = 1069.6236 \text{ tm} \quad \text{et} \quad N = 1410.68 \text{ tm}$$

$$e_0 = M / N = 0.75 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée, on procède de la même manière que pour la section crête, on obtient les résultats suivants :

$$M'_{ser} = 2409.78 \text{ tm} < M_{rb}$$

$$D'où A_s = 0.0893 \text{ m}^2$$

$$A_s = A'_s = A_s = N_{ser} / \sigma_s = 0.0092 \text{ m}^2 = 92 \text{ cm}^2$$

Soit 20 barres HA 25 disposées tous les 10 cm

SITUATION ACCIDENTELLE :

Sens longitudinal

Séction crête :

$$M_{max} = 2565.342 \text{ tm} \quad \text{et} \quad N_{max} = 866.143 \text{ t}$$

$$e_0 = M_{max} / N_{max} = 2.9618 \text{ m} > h/6$$

La section est partiellement comprimée, le calcul se fera par assimilation à la flexion simple.

Cette situation étant accidentelle et très courte dans le temps, on pourra donc faire travailler les aciers en phase élastique.

$$\overline{\sigma_B} = f_{BU} = 400 \text{ MPa}$$

$$M'_u = M + N * e_a = 3431.48 \text{ tm} = 34.31 \text{ MPa}$$

$$f_{BU} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = 25.87 \text{ MPa}$$

d'ou

$$\mu_{bu} = 0.0705 < \mu_{lu}$$

$A's = 0$, on prendra comme précédemment $A's = A_s$

d'ou

$$\alpha_1 = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) = 0.091$$

$$Z_b = d * (1 - 0.4 * \alpha) = 1.878 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b * f_{su}} = 0.0457 \text{ m}^2$$

$$A_s = A_s = A_s = \frac{N_u}{f_{su}} = 0.0240 \text{ m}^2$$

Soit 50 barres HA 25 disposées en 2 nappes de 25 barres espacées de 10 cm.

Séction base de la pile :

$$M_{\max} = 2565.342 \text{ tm} \quad \text{et} \quad N_u = 1281.58 \text{ t}$$

$$e_0 = 2.001 \text{ m} > h/6$$

La section est partiellement comprimée

$$M^*u = M_u + N_u * e_a = 3782.84 \text{ tm}$$

$$\mu_{bu} = 0.0769 < \mu_{lu} = 0.30$$

$$\alpha_1 = 0.1$$

$$Z_b = 1.8719 \text{ m}$$

$$A_s = A's = 0.0185 \text{ m}^2$$

Soit 38 barres HA 25 disposées en une nappe.

Sens transversal :

Séction à la base :

$$M_u = 3775.41 \text{ tm} \quad \text{et} \quad N_u = 1281.58 \text{ t}$$

$$e_a = M_u / N_u = 2.946 \text{ m} > h/6 = 0.83 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée, la section considérée

a les dimensions suivantes $h = 5m$ et $b = 2m$

$$M'u = M_u + N_u * e_a$$

$$\mu_{bu} = 0.054 < \mu_{lu}$$

$$\alpha_l = 0.0702$$

$$Z_b = 4.81 \text{ m}$$

$$A_s = A's = 0.0039 \text{ m}^2 = 39 \text{ cm}^2$$

Soit 8 barres HA 25

Séction crête :

On procède de la même manière que pour la section à la base et on trouve:

$$A_s = 89 \text{ cm}^2 \text{ soit } 20 \text{ barres HA } 25$$

Remarque :

La section correspondant à la situation accidentelle qui correspond à la chute de l'équipage mobile, est importante, il est peu probable qu'elle survienne au cours de la construction.

Si des précautions sont prises lors de l'avancement des appareils mobiles, on peut diminuer les risques.

Le bureau d'études qui a fait les calculs de ce pont a écarté cette possibilité, la pile est donc ferrailleur avec un ferrailleur de situation normale de construction.

VERIFICATION DE LA PILE A L'EFFORT TRANCHANT :

Cet effort d'origine sismique s'applique à la base de la pile dans le sens transversal et longitudinal.

Sens longitudinal :

$$T = 183.239 \text{ t}$$

La section étant rectangulaire de dimensions $h=2m$ et $b=5m$

La contrainte de cisaillement vaut alors :

$$\tau_{\max 1} = \frac{3}{2} \frac{T}{b * h} = 0.275 \text{ MPa}$$

Sens transversal :

$$T = 290.416 \text{ t}$$

$$\tau_{\max 2} = \frac{3}{2} \frac{T}{b * h} = 0.435 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement critique est définie par :

$$\bar{\tau} = \text{MIN} \left(0.1 * \frac{f}{c28}, 3 \text{ MPa} \right) = 3 \text{ MPa}$$

Dans notre cas, les contraintes de cisaillement dans les deux sens sont inférieures à la contrainte de cisaillement limite.

Un ferrailage minimal sera donc prévu. On prévoit des armatures transversales telles que :

$$A_t = 1/3 A_l$$

On adopte des $\text{E}14$ pour former des cadres et les étriers constructifs avec un espacement de 15 cm (voir planche de ferrailage).

B ETUDE THEORIQUE DES DEFORMATIONS DU FLEAU (FLECHES ET CONTRE-FLECHES)

Au cours de la construction, les consoles de chaque fléau, composés de voussoirs bétonnés et précontraint à des âges différents, subissent des flèches vers le bas. Il est donc nécessaire de connaître avec exactitude les déformations des consoles aux différentes étapes de réalisation de l'ouvrage, afin d'en tenir compte dans la détermination des contre-flèches à donner aux équipages mobiles, qui vont donner aux nouveaux voussoirs une orientation capable de palier aux dénivellations rencontrées.

Ces déformations sont rencontrées en phase isostatique de la construction du fléau et sont dues :

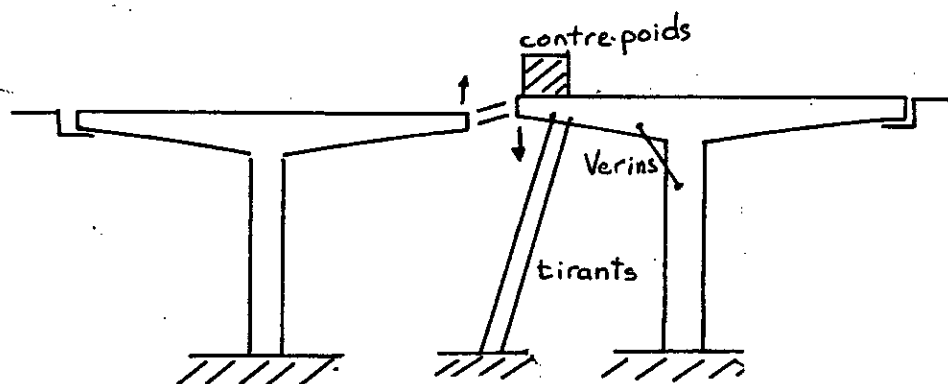
- Au poids de l'équipage mobile
- A la précontrainte
- Surtout aux déformations différées du au fluage du béton

une connaissance parfaite de ces déformations est quasiment impossible. la prévision des déformations des consoles, dépend du comportement à long terme du béton sous charges, lui même très mal connu. La non simultanété des phases de bétonnage, les impondérables et la précontrainte accentue ce problème de détermination.

Dans le cas des voussoirs bétonnés en place, la solution au problème de déformation est de donner à l'équipage mobile une contre flèche angulaire par rapport au voussoir précédent et un repère fixe, comme la culée ou le fléau adjacent. Ces contrôles et rectifications s'effectuent grâce à un matériel topographique adéquat.

Néanmoins, si malgré les précautions qui sont prises, on se retrouve face à des problèmes de dénivellations ou de désaxement des fléaux lors du calvage, on devrait alors opter pour des solutions plus poussées.

- Ecart d'altitudes entre fléaux et / ou fléaux et culées :

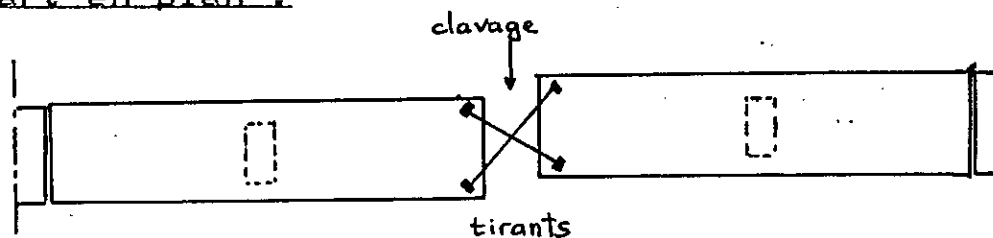


Le premier problème se traite en imposant au fléau des déformations provoquées par son basculement au moyen de verins ou de contre-poids jusqu'à l'obtention du clavage.

Le second problème est beaucoup plus simple à résoudre du fait qu'en général le fléau est simplement appuyé sur la culée par le biais d'appareils d'appuis. La solution est donc de réduire ou d'augmenter l'épaisseur de ces dispositifs selon le cas rencontré.

Dans le cas des fléaux encastrés, on prévoit des câbles de précontrainte entre les deux fléaux à claver pour les remettre à niveau.

- Ecart en plan :

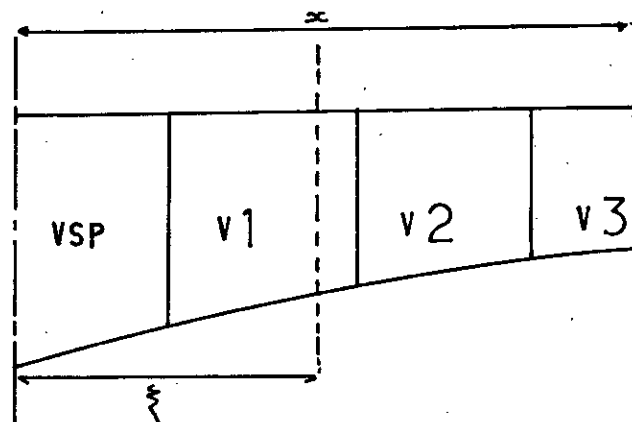


Si les fléaux sont désaxés par rapport au plan longitudinal du pont (du essentiellement à un déséquilibre de précontrainte dans les âmes), la solution consiste à disposer des câbles de précontrainte croisés sur le tablier et de remettre les fléaux dans leurs axes et de les claver.

Si les sections d'extrémité des consoles présentent des écarts de dévers, seul un déplacement d'ensemble, d'un des fléaux pourra y remédier. Les déformations par torsion des tabliers est généralement impossible surtout dans le cas de section en caisson, qui présente une barre résistante à la torsion.

Exemple de calcul

on considère un ensemble de 3 voussoirs qui compose une console en phase de la construction.



A une abscisse x , l'abaissement de la console est d'une façon générale :

$$Y = \sum_0^k \left[\frac{M(x - \xi)}{EI} \Delta \xi \right]$$

Avec : Abscisse courante

 I : Inertie du voussoir

 E : Module du béton correspondant aux différents

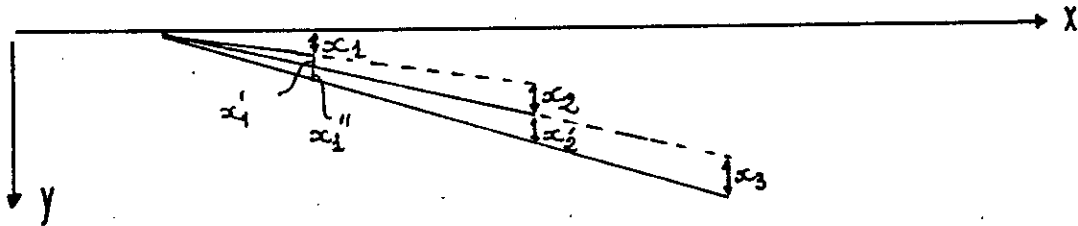
âges et sa mise en charge.

M : Moment fléchissant de la console dus aux différentes surcharges.

Après bétonnage du voussoir V1 et avant bétonnage de V2, V1 subit un affaissement de X_1 , au moment du bétonnage de V2, V1 subit X'_1 et V2, X_2 et ainsi de suite. On voit clairement la difficulté de tels calculs.

$$f_1 = X_1 + X'_1 + X''_1 + \dots$$

$$f_2 = X_2 + X'_2 + \dots$$



On a donc à chaque fois que l'on bétonne, un nouveau voussoir, une incidence sur les précédents.

Tous ces calculs doivent tenir compte de plusieurs paramètres, le recourt à un programme informatique est donc nécessaire.

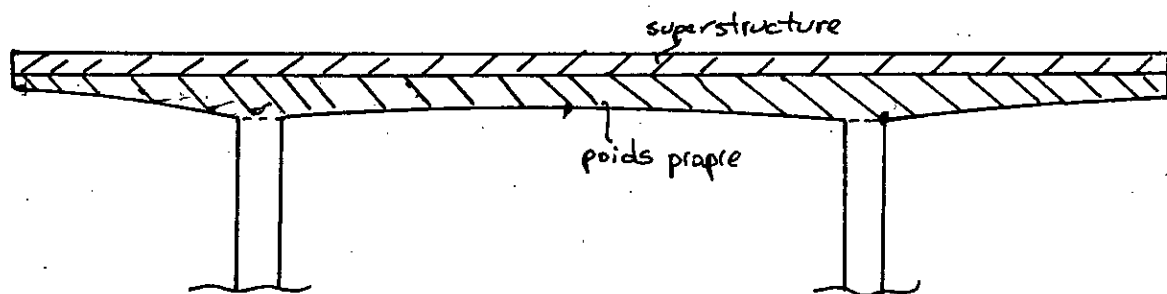
CHAPITRE V

EFFORT TRANCHANT

Pour les ponts construits par encorbèlements successifs dont la poutre est de section variable, l'effort tranchant est dus essentiellement à trois facteurs :

- Les charges permanentes : poids propre et superstructure.
- Les charges d'exploitation : surcharges A(L) + Trottoirs
- Effet de réduction du à la précontrainte et à l'effet RESAL.

1- EFFORT TRANCHANT DUS AUX CHARGES PERMANENTES :



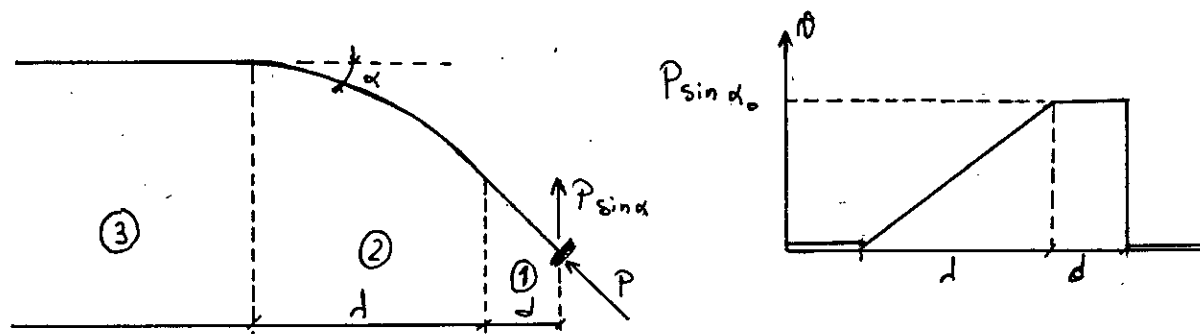
On évalú l'effort tranchant du au poids propre du tablier coulé phase par phase auquel on ajoute l'effort tranchant de la superstructure, du gradient thermique 5° et des surcharges routières maximales.

2- REDUCTION DE L'EFFORT TRANCHANT DU A LA PRECONTRAINTE :

Cette réduction intéresse uniquement les sections traversées par des câbles de précontrainte courbe.

Etant donné le procédé de construction par encorbèlements successifs, on est amené à arreter les

câbles chaque avancement de voussoir. Cet arrêt s'effectuant de préférence dans les âmes, les câbles subissent une déviation donc la précontrainte aura une composante verticale.



En zone (1), le câble est rectiligne et incliné d'un angle α sur une longueur de 40 à 50 cm donc $V_{redl} = - P \sin \alpha = \text{constant}$

En zone (2), le câble est parabolique et V_{redl} a une valeur maximale $P \sin \alpha$

En zone (3), le câble est horizontal en partie courante donc $V_{redl} = 0$

Les câbles de fléaux étant les seuls présentant une partie courbe, les sections des voussoirs de fléau seront les seules à bénéficier de cette réduction d'effort tranchant.

Après une première épure du tracé du câblage, on peut combiner arrêt et courbure des câbles afin d'optimiser au maximum la réduction de l'effort tranchant dans le but d'atteindre un équilibre de contraintes et un gain d'armatures.

Il existe des sections où la seule composante de précontrainte reprend entièrement le poids propre du

tablier, on parle d'effet "Poids mort".

Soit

$$V_{red} = P \sin \alpha_0$$

V_6 : Effort tranchant dû aux charges permanentes.

V_0 : Effort tranchant dû aux charges d'exploitation.

On peut avoir donc : $V_{total} = V_6 - P \sin \alpha_0 = 0$

D'autre part les sections voisines de la clé de la travée sont beaucoup moins sollicitées à l'effort tranchant, la réduction de l'effort tranchant peut donc créer un tranchant négatif (vers le haut). Pour éviter que cette situation ne se produise, on peut ancrer les câbles avec un angle plus faible, en ramenant l'arrêt des câbles au niveau des goussets supérieurs, en s'assurant toutefois que cela ne gênera pas la continuité des autres câbles.

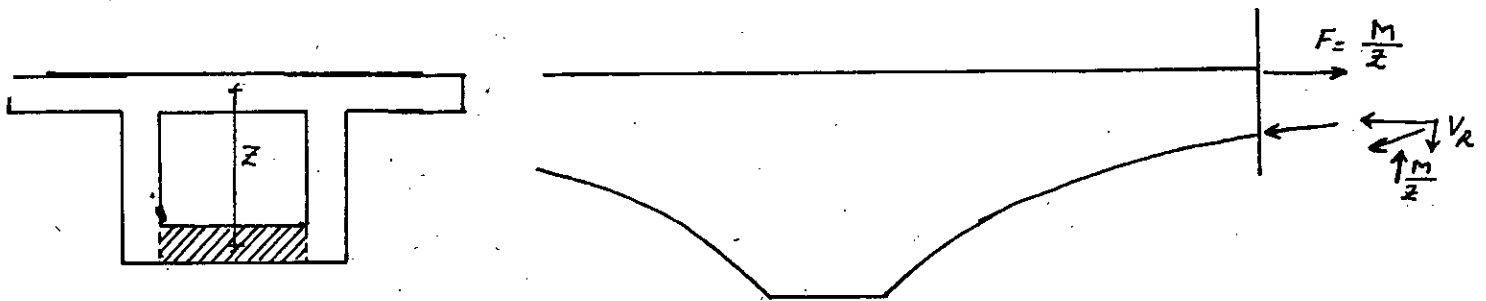
3- RÉDUCTION DE L'EFFORT TRANCHANT DUE À LA COURBURE DE L'HOUDIS INFÉRIEUR : "EFFET RESAL"

Pour ce type de ponts, généralement, la hauteur du caisson est variable et est plus grande aux droits des appuis qu'en travée, ce qui est le cas du pont de l'OUED KNISS.

En respectant un extradados horizontal, l'intrados est donc incliné de pente dh / dx

Près des piles, l'intrados est donc comprimé, ce qui signifie qu'une partie de l'effort tranchant due aux forces extérieures "part" suivant la composante verticale de cet effort de compression qui vaut:

$$V_{r2} = \frac{M}{Z} \frac{dh}{dx}$$



Il est admis (et prudent) de ne l'appliquer que sur la part de compression exercée à l'extérieur de l'âme pour les poutres caisson (zone achurée).

Les sections sollicitées par des moments positifs ne bénéficieront pas de l'effet RESAL car le hourdis inférieur n'étant plus comprimé, la composante verticale de cette traction peut alors, c'est le cas en béton armé, donner un effort tranchant additionnel.

En résumé et en négligeant l'effet de la précontrainte isostatique ($V = d\mu / dx$) on a :

$$V_{\text{reduit total}} = V_{\text{max}} - P \sin \alpha + \frac{M_{\text{ext}}}{h} \frac{dh}{dx}$$

- CONTRAINTE DE CISAILLEMENT :

La présence d'un effort tranchant dans une section crée une contrainte de cisaillement de la forme :

$$\tau(y) = \frac{V_{\text{reduit}} S(y)}{I b_x(y)}$$

Avec :

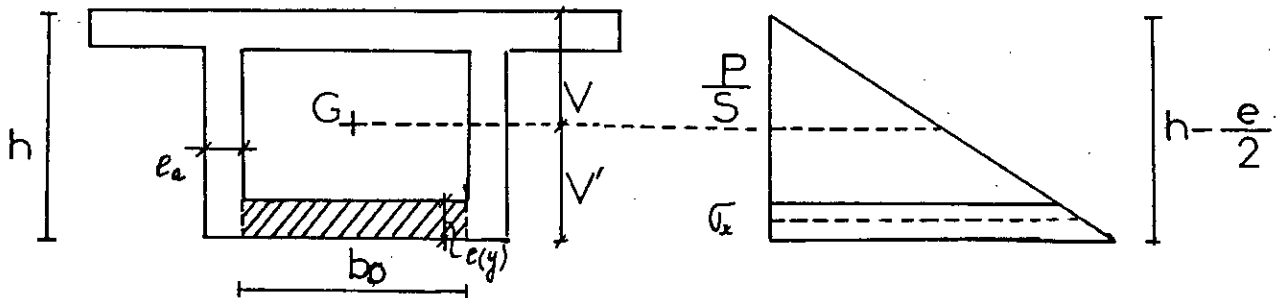
$S(y)$: moment statique par rapport à l'axe G_y de la partie de la section située au dessus de l'ordonnée y .

$b_n(y)$: Largeur nette de l'ame au niveau y

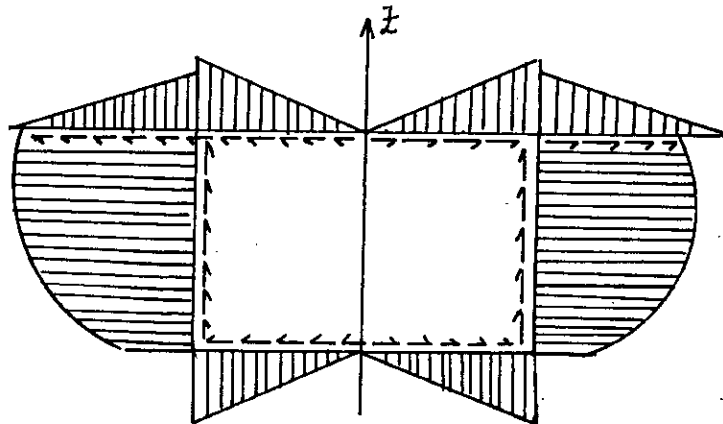
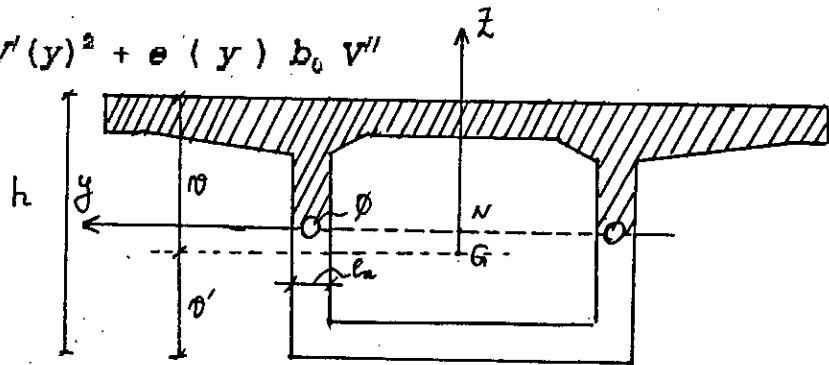
Soit : $Z = I / S(y)$ appelé bras de levier de la section

$$z(y) = \frac{V_{\text{reduit}}}{b_n(y) Z}$$

Soit une section caisson du pont :



$$S(y) = \frac{1}{2} e_a V'(y)^2 + e(y) b_0 V''$$



Epure du flux de cisaillement dans le caisson sous V_z ou V_{red}

$$b_n = 2 * e_a - 2 * \xi / 2$$

b_n est calculé en tenant compte que le cisaillement sous charges permanentes (parfois le plus important) est introduit des la mise en précontrainte donc avant injection des gaines sous l'action de la force radiale.

On ne peut donc prendre en compte :

- Ni la section de coulis qui n'est pas encore mise en place.
- Ni la section d'acier, qui n'étant pas adhérente au béton ne participe pas en tant qu'élément interne.

Donc par raison de sécurité et de simplification de calculs, on ne prendra en compte que la moitié de la largeur correspondant au diamètre d'encorbèlement des gaines injectées pour l'ensemble des charges.

$$b_n = e_a - n p h \frac{i}{2}$$

ξ étant le diamètre des gaines de précontrainte.

- VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :

La vérification se fait suivant les combinaisons d'actions diverses et la cinématique d'exécution du pont

* Contrainte de compression du hourdis inférieur :

En utilisant le diagramme de contraintes précédent on aura:

$$\frac{\sigma_x}{h - \frac{e}{2}} = \frac{P}{S} \Rightarrow \sigma_x = \frac{P}{S} \frac{h - \frac{e}{2}}{V}$$

Avec S : Aire de la section considérée

Remarque :

On peut approcher la valeur de $Z = I / S(y)$ par la formule donnée par le BPEL :

$$Z = \frac{1 + \rho}{2} h$$

avec : ρ : Le rendement géométrique de section
h : Hauteur de la section

Le BPEL préconise de vérifier au voisinage de l'appui et au niveau du centre de gravité la double inégalité suivante :

$$(1) \quad \tau^2 \leq 0.4 f_{ctj} (f_{ctj} + \sigma_x)$$

$$(2) \quad \tau^2 \leq \frac{2 f_{ctj}}{f_{ctj}} (0.6 f_{ctj} - \sigma_x) (f_{ctj} + \sigma_x)$$

- COMBINAISONS D'ACTIONS :

- * En construction : Poids propre et surcharges de chantier
- * Avant fluage : S1 + 1.2 Surcharges + Gradient thermique 5°
- * Après fluage : Sf + 1.2 Surcharges + Gradient thermique 5°

Remarque importante :

D'après le BPEL, on peut négliger l'effet des charges situées à une distance du nu de l'appui inférieure à h/2 (h étant la hauteur de section) et ne prendre en compte qu'une fraction égale à $2*a/(3*h)$ des charges situées à une distance 'a' de l'appui inférieur à 1.5 h

On admet une transmission directe sur l'appui par une bielle inclinée.

- Procédure de vérification :

Soit une section donnée d'abscisse x par rapport à l'axe de la pile.

La section considérée est caractérisée par :

- * Ces caractéristiques géométriques.
- * Soumise aux efforts M_{ext} et tranchant T
- * Intrados incliné de pente dh/dx .

* Si la section est traversée par des câbles de précontrainte inclinés d'un angle α alors :

$$T_p = -P \sin \alpha$$

$$T_{red} = T - T_p - T_{resal}$$

* Si non : $T_{red} = T - T_{resal}$

- CALCUL DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT :

$$\tau = \frac{T_{red} S(y)}{b_R B(y)}$$

$$\frac{S(y)}{B(y)} = \frac{1}{Z} \quad , \quad Z = \frac{1 + \rho}{2} h$$

- CALCUL DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT ADMISSIBLES :

Les contraintes de cisaillement admissibles 1 et 2 sont calculées avec $\sigma_s = P / S$

P et S étant respectivement la précontrainte et l'aire de la section.

Au droit de chaque section, on doit satisfaire :

$$\tau^2 \leq \overline{\tau_1^2} \quad \text{et} \quad \tau^2 \leq \overline{\tau_2^2}$$

Remarque :

- Les sections d'abouts de voussoirs seront les plus sollicitées par la réduction d'effort tranchant, du à la précontrainte, étant donné l'ancrage des câbles dans cette section. Cela est d'autant plus important que cette section est une zone de reprise de bétonnage et donc plus exposée au cisaillement.

- Les aciers passifs de continuité contribuent à cette résistance selon la théorie moderne sur l'effort tranchant 'Action de Goujon des Aciers Longitudinaux' (Dowel action)'

- FERRAILLAGE MINIMUM :

Les contraintes de cisaillement étants vérifiées au droit de chaque section, par raison de sécurité comme le préconise les règlements, on dispose d'un ferrailage minimum sous forme d'étriers passifs verticaux tels que :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.6 * b_D * \gamma_B}{f_e} \quad \text{soit} \quad \frac{A_t}{S_t} \geq 6.9 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Or le ferrailage passif du caisson vérifie largement le ferrailage minimum.

Au niveau du VSP par exemple, on dispose dans l'ame 2 $\bar{\text{E}}$ 25 tous les 10 cm.

Les résultats obtenus au droit de chaque section du pont sont mentionnés sur les tableaux suivants.

	6	10.5	15	19.5	24	26	30
Tmax	-493.3	350.9	222.0	102.79	10.77	60.46	106.6
Mmax	-3322.7	-1837.7	858.2	1161.0	1024.8	789.6	0
Câble	20	16	12	8	4	4	4
Câble	0	4	4	4	4	2	0
Câble	0	0	4	8	12	12	12
n	0	21	17	13.5	5	5	0
TP	0	277.5	226.5	183.44	67.49	33.74	0
Tresal	154.42	80.94	-	-	-	-	-
Tred	338.86	-7.56	-4.45	-80.64	-56.72	26.72	106.6
red	1.85	-0.04	-0.03	-0.70	-0.52	0.25	1
1	2.94	2.85	2.96	3.03	3.08	3.08	3.08
	4.40	4.33	4.41	4.47	4.49	4.5	4.5

TRAVEE DE RIVE (1) COTE ALGER

	6	10.5	15	19.5	24	27	31.5
	527.17	381.97	260.51	129.04	13.79	61.40	114.20
	-3581.91	-2031.3	842.19	1354.8	1303.9	963.63	0
	20	16	12	8	4	4	4
	0	4	4	4	4	2	0
	0	0	4	8	12	12	12
	0	21	17	13.5	5	5	0
	0	281.18	226.49	183.44	67.49	33.74	0
	164.94	88.09	---	---	---	---	---
	362.236	12.70	24.02	-54.40	-53.70	27.66	114.20
	1.96	0.08	0.18	-0.46	-0.49	0.25	1.07
	2.94	2.84	2.94	3.02	3.07	3.08	3.08
	4.40	4.43	4.4	4.46	4.49	4.50	4.50

TRAVEE DE RIVE (2) COTE HYDRA

	3.5	8	12.5	17	21.5	26	27.5
	629.84	486.292	358.89	243.61	142.35	43.89	10.94
	6352.10	-3920.63	-1956.37	938.75	1845.02	2289.23	2328.07
	20	16	12	8	4	4	4
	—	4	4	4	4	2	0
	—	—	4	8	12	12	12
	0	21	17	13.7	5	5	—
	—	277.52	226.41	183.40	67.49	33.74	—
	-294.19	-176.17	-79.74	—	—	—	—
	335.64	32.60	52.74	60.21	74.86	10.15	10.94
	1.64	0.189	0.36	0.20	0.66	0.0948	0.10
	2.86	2.78	2.88	2.98	3.05	2.94	3.08
	4.34	4.27	4.36	4.43	4.47	4.49	4.5

TRAVEE CENTRALE (0 ----> 27.5)

	29	33.5	38	42.5	47	51.5
	14.02	115.87	221.23	333.221	454.98	592.102
	2302.649	1907.33	1025.037	-1960.447	-3923.65	-6352.14
	4	4	8	12	16	20
	2	4	4	4	4	0
	12	12	8	4	—	—
	5	5	13.7	17	21	—
	-33.74	67.49	183.40	226.41	277.52	—
	—	—	—	79.91	176.31	294.191
	-19.72	48.38	37.83	26.90	1.15	297.91
	-0.18	0.42	0.30	0.18	0.0067	1.145
	3.08	3.05	2.98	2.88	2.78	2.86
	4.49	4.47	4.43	4.36	4.27	4.34

TRAVEE CENTRALE (29 ----> 55)

CHAPITRE VI

ETUDE TRANSVERSALE DU CAISSON

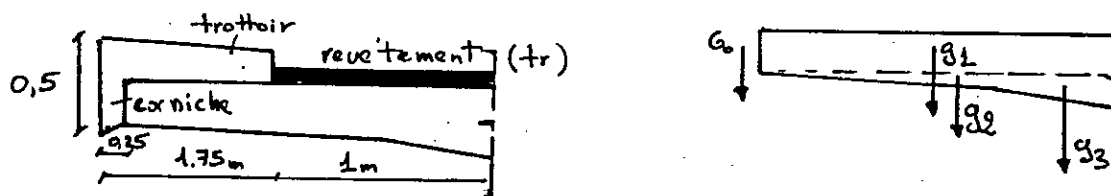
Cette étude est entreprise dans le but de déterminer le ferrailage passif du caisson sous les diverses charges et surcharges qu'il reprend .

Avant d'entamer l'étude du caisson ,il est nécessaire de noter les remarques suivantes :

- 1- Le hourdis supérieur est d'épaisseur constante égale à 25cm sur tout le pont sauf au niveau du voussoir sur pile (VSP) où son épaisseur est de 40cm .
- 2- Le caisson est parfaitement symétrique .

I- Décomposition du système de charge et détermination des charges permanentes:

A - Porte à faux:



Les portes à faux de gauche et de droite sont identiques, donc on étudiera par exemple le porte à faux de gauche .

Les charges permanentes à prendre en consideration sont:

- g : poids propre du porte à faux.
- g_t : poids propre du trottoir.
- g_r : poids propre du revêtement.
- G_0 : poids propre de la corniche.

* La masse volumique du béton $\Gamma_b=2.5 \text{ t/m}^3$

* La masse volumique du bitume(revetement) $\Gamma_r=2.2 \text{ t/m}^3$

On aura donc:

$$g_r = 2.2 \times 0.08 = 0.176 \text{ t/m}^2$$

$$g = g_1 + g_2 + g_3 + g_4 = 0.20 \times 2.5 + 0.025 \times 2.5 + 0.15 \times 2.5 / 2$$

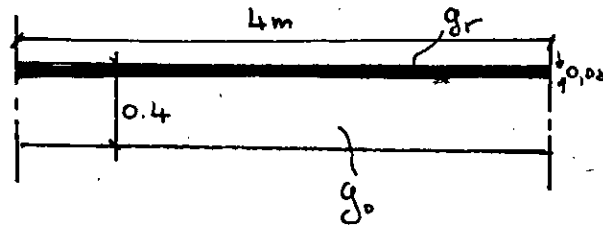
$$g = 0.750 \text{ t/m}^2$$

$$G_0 = 0.45 \times 2.5 = 1.125 \text{ t/m}^2$$

$$g_t = 0.225 \times 2.5 = 0.563 \text{ t/m}^2$$

B- Structure cadre (caisson):

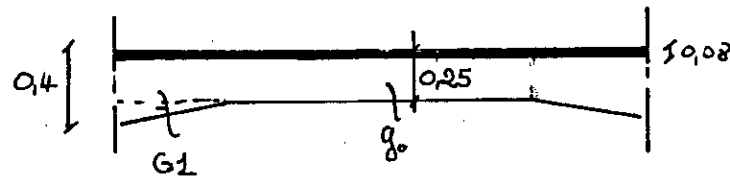
* Dalle supérieure sur pile:



$$g_r = 0.08 \times 2.2 = 0.176 \text{ t/m}^2$$

$$g_0 = 0.4 \times 2.5 = 1 \text{ t/m}^2$$

* Dalle supérieure au droit d'une section courante:



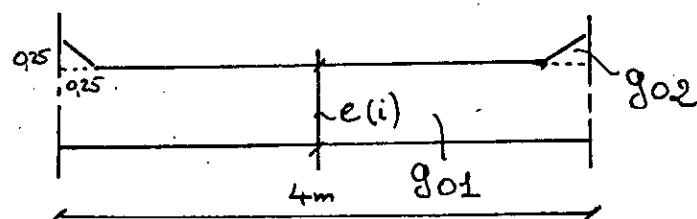
$$g_r = 0.08 \times 2.2 = 0.176 \text{ t/m}^2$$

$$g_0 = 0.25 \times 2.5 = 0.625 \text{ t/m}^2$$

$$G_1 = 0.15 \times 2.5 / 2 = 0.188 \text{ t/m}^2$$

$$g_1 = 0.15 / 2 \times 2.5 \times 0.7 = 0.132 \text{ t/m}^2$$

* Dalle inférieure :



L'épaisseur de l'hourdis inférieur suit une loi de variation parabolique.

Sur pile: $e_i=0.60\text{m}$

A la clé: $e_i=0.25\text{m}$

* Sur pile:

$$g_{01} = 0.6 \times 2.5 = 1.5 \text{t/m}^2$$

$$g_{02} = 0.25^2 \times 2.5 / 2 = 0.078 \text{t/ml}$$

g_{02} s'applique à $y = 0.25/3 = 0.083\text{m}$ du nu intérieur du caisson.

* A la clé:

$$g'_{01} = 0.25 \times 2.5 = 0.625 \text{t/m}^2$$

$$g'_{02} = 0.25^2 / 2 \times 2.5 = 0.078 \text{t/ml}$$

g'_{02} s'applique à 0.083m du nu intérieur du caisson.

2- Détermination des efforts dus au poids propre du voussoir sur pile:

A- Dans le porte à faux:

* Effort tranchant:

$$T_{AB} = T_{FE} = g_t \times 1.75 + g_r \times 1 + G_0 \times 0.25 + g_1 \times 2.5 + g_2 \times 1.8 + g_3 \times 0.7$$

$$T_{AB} = T_{FE} = 2.7965 \text{t/ml}$$

* Moment fléchissant:

$$M_{AB} = M_{FE} = [g_t \times 1.55 \times (1.75/2 + 1) + g_r \times 1 \times 0.5 + G_0 \times 0.25 \times (0.25/2 + 2.5) + g_1 \times 2.5 \times 2.5/2 + g_2 \times 1.8 \times (0.7 + 1.8/3) + g_3 \times 0.7 \times 0.7/3]$$

$$M_{AB} = M_{FE} = -4.0435 \text{tm/ml}$$

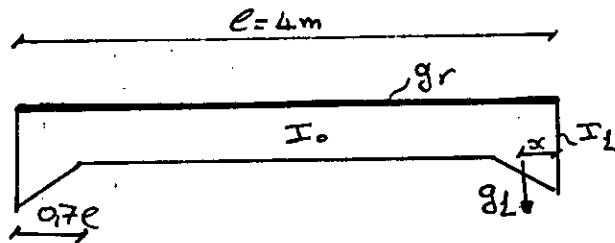
B- Structure cadre:

B1-Dalle supérieure:

Pour le calcul des moments d'encastrement, on utilise

les tableaux et les abaques du livre de P. Charon (Calcul Pratique des Constructions à Inerties Variables).

* Voussoir à la clé:



calcul du moment du à la charge répartie:

$$I_0 = 1 * 0.25^2 / 12 = 0.0013 m^4$$

$$I_1 = 1 * 0.4^2 / 12 = 5.33 * 10^{-3} m^4$$

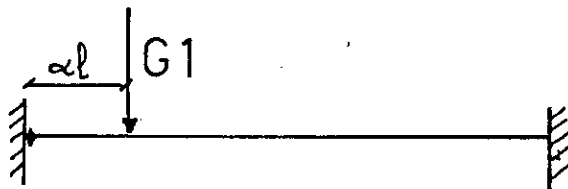
$$g = 1' / 1 = 0.7 / 4 = 0.175 \quad \text{et} \quad i = I_0 / I_1 = 0.244$$

A l'aide des abaques on a pour $i = 0.244$ et $g = 0.175$
 $m_1 = 0.0945$

Donc le moment d'encastrement parfait du à une charge répartie est donnée par: $M_{BE} = m_1 * p * l^2$

$$\text{Donc } M_{BE} = m_1 * (g_r + g_0) * l^2 = 0.0945 * (0.176 + 0.625) * 4^2 = 1.211 \text{ tm}$$

calcul du moment du à la charge concentrée:



$$M_{BE} = m_2 * p * l$$

$$M_{EB} = m'1 * p * l$$

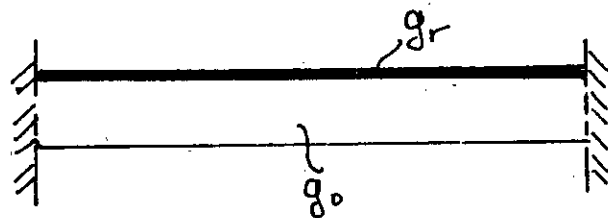
$$M_{EB} = m'1 * p * l$$

Les coefficients m_2 et $m'1$ sont les coefficients pour une charge concentrée, il sont donnés par les abaques en fonction de α $\alpha = 0.7 / 4 = 0.175$ et $1 - \alpha = 0.825$

d'ou on tire les valeurs de m_1 et m_2
 La valeur de $\alpha = 0.175$ donne $m_1 = 0.137$
 La valeur de $1 - \alpha = 0.825$ donne $m_2 = 0.015$
 D'ou $M_{BE} = 0.048$ et $M_{EB} = 0.4398$

La superposition de ces deux cas de charges nous donne:
 $M_{EB} = 1.6979 \text{ tm}$

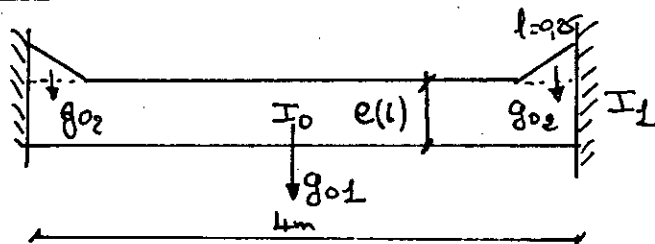
* Voussoir sur pile:



On a $M_{EB} = M_{BE} = q \cdot l^2 / 12$
 $q = g_r + g_0$
 donc $M_{BE} = M_{EB} = 2.352 \text{ tm/ml}$

B2- Element dalle inférieure:

* Sur pile:



$I_0 = 1 \cdot 0.63 / 12 = 0.018 \text{ m}^4$
 $I_1 = 1 \cdot 0.853 / 12 = 0.0512 \text{ m}^4$
 $i = I_0 / I_1 = 0.35$ et $g = l^3 / l = 0.0625$
 D'ou on tire de l'abaque $m_1 = 0.088$
 D'ou $M_{CD} = m_1 \cdot g_{01} \cdot l^2 = 2.112 \text{ tm/ml}$
 Pour la charge concentrée :
 $\alpha_1 = 0.25 \rightarrow \alpha = 0.0625 \rightarrow m_1 = 0.0518 \rightarrow$
 $M_{CD} = 0.01616$
 $1 - \alpha = 0.9375 \rightarrow m_2 = 0$
 $M_{CD} = M_{DC} = 2.128$

* A la clé:

$$I_1 = 1 \cdot 0.53 / 12 = 0.0104 \text{ m}^4$$

$$I_0 = 1 \cdot 0.253 / 12 = 0.0013 \text{ m}^4$$

$$\text{donc } i = 0.125 \text{ et } g = l' / l = 0.25 / 4 = 0.0625 \text{ ----} \rightarrow m_1 = ?$$

$$MCD = m_1 \cdot p \cdot l^2 = 0.0895 \cdot 0.625 \cdot 4^2 = 0.0895$$

Calcul du moment du à la charge concentrée:

$$\alpha = 0.0625 \text{ ----} \rightarrow m'_1 = 0.0504 \text{ avec } p = g \cdot 01$$

$$1 - \alpha = 0.9375 \text{ ----} \rightarrow m'_2 = 0$$

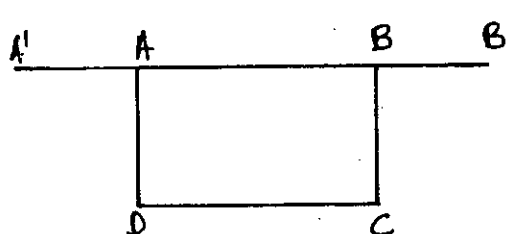
$$\text{Donc } MCD = MDC = m'_1 \cdot g \cdot 02 \cdot l = 0.016848 \text{ tm/ml}$$

En superposant les deux effets on aura : $MCD = 0.9118 \text{ tm/ml}$

3 Calcul des coefficients (raideurs et transmission):

* Voussoir sur pile:

a- Dalle sous chaussée (AB):



$$I_0 = 0.00533 \text{ m}^4 \quad g = 0$$

$$I_1 = 0.00533 \text{ m}^4 \quad i = 1$$

$$l = 4 \text{ m}$$

Raideurs: $R_{AB} = r \cdot I_0 / l$

r est donnée par l'abaque

$$i = 1 \text{ et } g = 0 \text{ ----} \rightarrow r = 1$$

$$R_{AB} = R_{BA} = 1 \cdot 5.33 \cdot 10^{-3} / 4 = 1.33 \cdot 10^{-3}$$

Transmission: Γ est fonction de i et de g

$$\Gamma_{AB} = \Gamma_{BA} = 0.50$$

b-Dalle inférieure CD:

$I_0=0.018m^4$ et $I_1=0.0512m^4$ ----> $i=0.35$

$i=0.35$ et $g=0.0625$ et $l=4m$ ----> $r=1.15$

$\Gamma_{CD} = \Gamma_{DC} = 0.535$

$R_{CD} = R_{DC} = 0.005175$

c- Ames AD et BC:

Sur pile:

$I_0 = 1.041 * 10^{-2} m^4$

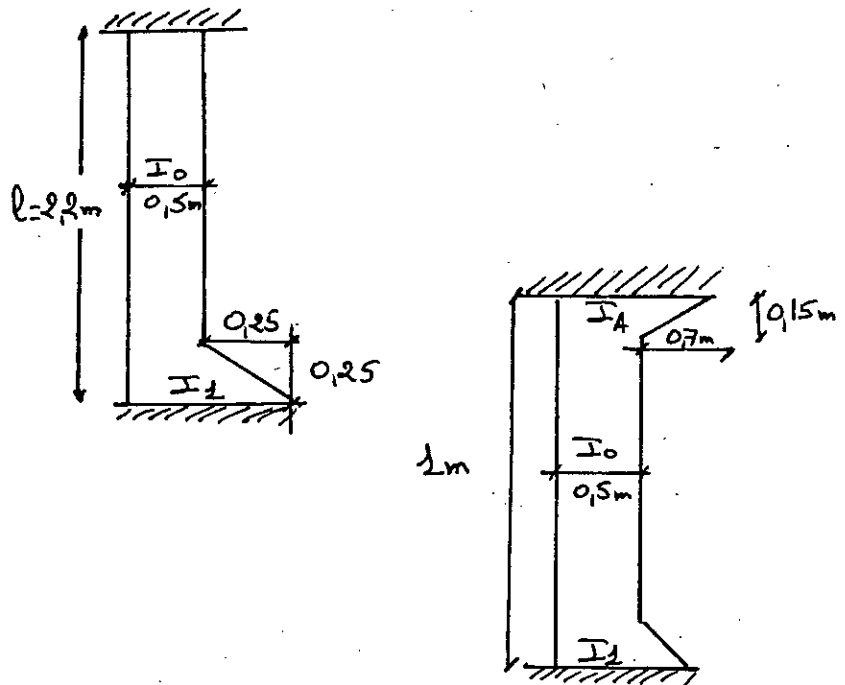
$I_1 = 3.51 * 10^{-2} m^4$

Sur clé:

$I_A = 0.144 m^4$

$I_0 = 1.041 * 10^{-2} m^4$

$I_1 = 3.51 * 10^{-2} m^4$



Calcul des raideurs et coefficients de transmissions:

Sur pile:

Pour $i = 0.29$ et $g = 0.4$ on on lis sur l'abaque les valeurs suivantes :

$r_{DA} = 1.3$ $\Gamma_{DA} = 0.57$ $R_{DA} = 6.15 * 10^{-3}$

De même pour $i=1$ et $g= 0$ on lis :

$r_{AD} = 1$ et $R_{AD} = 0.00473$

Sur clé:

pour $i=0.072$ et $g=0.15$ on a :

$r_{AD}=1.1$ $\Gamma_{AD} = 0.525$ $R_{AD} = 0.011451$

$i = 0.33$ et $g=0.25$ on lis :

$r_{DA} = 1.65$ $\Gamma_{DA} = 0.61$ $R_{DA} = 0.0171765$

Calcul des coefficients de répartition sur pile :

$$\alpha_{AB} = \frac{R_{AB}}{R_{AB} + R_{AD}} = \frac{1.33 \cdot 10^{-3}}{1.33 \cdot 10^{-3} + 0.00473} = 0.219$$

$$\alpha_{AD} = \frac{R_{AD}}{R_{AB} + R_{AD}} = \frac{0.00473}{1.33 \cdot 10^{-3} + 0.00473} = 0.78$$

$$\alpha_{DC} = \frac{R_{DC}}{R_{DC} + R_{DA}} = \frac{0.005175}{0.005175 + 6.15 \cdot 10^{-3}} = 0.457$$

$$\alpha_{DA} = \frac{R_{DA}}{R_{DC} + R_{DA}} = \frac{6.15 \cdot 10^{-3}}{0.005175 + 6.15 \cdot 10^{-3}} = 0.543$$

Voussoir sur clé :

a- Dalle sous chaussée (AB) :

$$I_0 = 0.0013 \text{ m}^4 \quad g = 0.175 \quad l = 4 \text{ m}$$

$$I_1 = 5.33 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4 \quad i = 0.244$$

Pour ces valeurs , de l'abaque on tire :

$$r = 1.51 \quad \text{---->} \quad R_{AB} = R_{BA} = 0.00049 \quad \text{---->} \quad \Gamma_{AB} = \Gamma_{BA} = 0.61$$

b- Dalle inférieure (CD) :

$$I_0 = 0.018 \text{ m}^4, \quad i = 0.35, \quad l = 4 \text{ m}, \quad I_1 = 0.0512 \text{ m}^4, \quad g = 0.0625$$

De ces valeurs on tire :

$$r = 1.15 \quad \text{---->} \quad R_{CD} = R_{DC} = 0.005175 \quad \text{---->} \quad \Gamma_{CD} = \Gamma_{DC} = 0.54$$

Calcul des coefficients de répartition sur clé :

$$\alpha_{AB} = \frac{R_{AB}}{R_{AB} + R_{AD}} = \frac{0.00049}{0.00049 + 0.011451} = 0.041$$

$$\alpha_{AD} = \frac{R_{AD}}{R_{AB} + R_{AD}} = \frac{0.011451}{0.00049 + 0.011451} = 0.959$$

$$\alpha_{DC} = \frac{R_{DC}}{R_{DC} + R_{DA}} = \frac{0.005175}{0.005175 + 0.0171765} = 0.231$$

$$\alpha_{DA} = \frac{R_{DA}}{R_{DA} + R_{DC}} = \frac{0.0171765}{0.0171765 + 0.005175} = 0.768$$

4-MOMENTS D'ENCASTREMENTS SOUS CHARGES ROUTIERES :

Pour la détermination des moments dans la structure caisson des différents éléments dus aux surcharges routières, on utilise les abaques de HELLMUT HOMBERG . Pour pouvoir utiliser ces abaques, il faut adopter une échelle qui convient à celle donnée par les abaques et tracer sur papier calque les points d'impacts de la charge mobile (selon le cas de charge envisagé ; Voir annexe) .

Pour trouver les sollicitations les plus défavorables, on déplace la charge mobile sur le profil de l'ouvrage et pour chaque position une lecture de la sollicitation est faite. La sollicitation la plus critique correspond donc à la lecture la plus grande.

La valeur de la sollicitation est donnée par: P*Lecture

Les moments sont calculés dans les deux sens :

- Sens y : Sens Longitudinal (My)
- Sens x : Sens Transversal (Mx)

Pour tenir compte de la contraction transversale de l'élément, un moment M**x est définis par :

$$M^{**x} = M_x + \mu * M_y$$

avec $\mu = 1/5$ (Coefficient de poisson)

* SURCHARGES ROUTIERES :

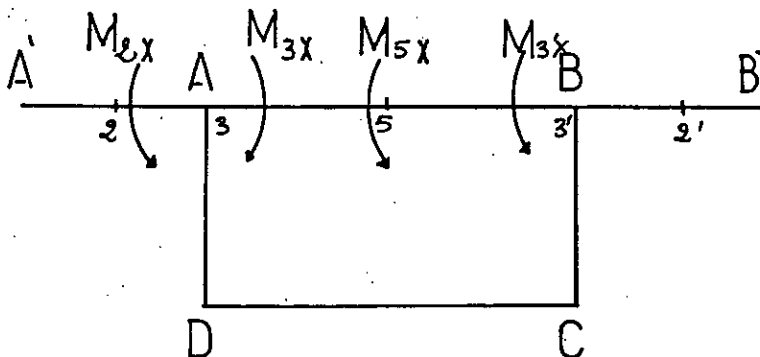
Le système de charge le plus défavorable dans le sens longitudinal pour ce type de pont, est le système A(1).

Pour l'étude transversale du caisson, il faut faire une comparaison entre les systèmes qui représentent une charge de forte concentration sur une surface relativement petite ou " ponctuelle " .

Les systèmes de charges utilisés sont :

- Le système Bc
- Le convois Mc120
- Le convois tyde D

MOMENTS FLECHISSANTS POUR DIFFERENTS CAS DE CHARGEMENT REVENANTS AU CAISSON :



A- PORTE A FAUX CHARGE :

1- Sous Bc :

* Porte a faux :

$$M_{3x} = -4.125 \text{ tm}$$

M_{3x} : Moment à l'encastrement du porte à faux dans le sens x.

$$M_{2x} = 0.516 \text{ tm}$$

$$M_{2y} = 0.84 \text{ tm}$$

M_{2x,2y} : Moment à mi-portée du porte à faux dans le sens x ou y.

Influence sur le porte à faux :

$$M_{3x} = -4.39 \text{ tm}$$

SOUS CONVOIS D :

Hourdis supérieur :

$$M_{3x} = -9.15 \text{ tm}$$

$$M_{3'x} = -9.01 \text{ tm}$$

Influence sur le porte à faux :

$$M_{3x} = M_{2y} = M_{2x} = 0$$

On va maintenant, grace à la méthode de CROSS répartir les moments revenants au caisson sous les différentes surcharges aux autres branches du caisson.

Noeud	A			B			C		D	
Barre	AA'	AD	AB	BA	BB'	BC	CB	CD	DC	DA
α_{ij}	—	0.78	0.22	0.22	—	0.78	0.543	0.547	0.457	0.453
		0.57	0.5	0.5		0.57	0.5	0.5335	0.535	0.5
Mij	4.39	0.00	-4.398	7.188	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
[R	0.00	-0.0046	-0.0013	-1.58	0.00	-5.605	0.00	0.00	0.00	0.00
[T	0.00	0.00	-0.79	0.00	0.00	0.00	-3.184	0.00	0.00	-0.0026
[R	0.00	0.616	0.173	0.00	0.00	0.00	1.734	1.459	0.001	0.001
[T	0.00	0.00	0.00	0.088	0.00	0.887	0.00	0.00	0.780	0.351
[R	0.00	0.00	0.00	-0.209	0.00	-0.743	0.00	0.00	-0.516	-0.614
[T	0.00	-0.307	-0.104	0.00	0.00	0.00	-0.423	-0.276	0.00	0.00
Σ	4.39	0.624	-5.028	5.438	0.00	-5.481	-1.504	1.502	0.265	-0.265

B- DETERMINATION DU FERRAILLAGE DES DIFFERENTS ELEMENTS DU CAISSON:

Après avoir déterminé les différents efforts dans le caisson, on va calculer le ferrailage des différents éléments du caisson.

Ce calcul se fera à l'état limite de service, la fissuration est considérée comme très préjudiciable.

D'autre part le caisson étant symétrique, les deux âmes et les deux portes à faux seront calculés et ferrailés de la même manière.

Les différents éléments du caisson seront calculés à la flexion simple sauf pour les âmes, qui seront calculées en flexion composée.

La combinaison d'action à prendre en considération est la suivante :

$$M_{\text{pois}} = M_p + 1.2 M_Q$$

Avec :

MP : Moment dû au poids propre du caisson

MQ : Moment dû aux surcharges routières

A- ETUDE DU VOUSOIR SUR PILE (VSP):

1- Sollicitations maximales :

Noeud	Barre	MP	M Q
A	AA'	4.8	4.0435
	AD	7.77	-1.469
	AB	-10.081	-2.571
B	BA	7.703	1.441
	BB'	0	-4.0435
	BC	-7.7	2.59
C	CB	-1.541	-0.763
	CD	1.55	0.767
D	DC	-1.66	-1.16
	DA	1.58	1.156

2- Etude du porte à faux :
- Ferrailage transversal :

Element AA' ou BB', section d'encastrement caisson -
porte à faux

$$M_{ser} = MP + 1.2 * MQ = 4.0435 + 1.2 * 4.8 = 9.804 \text{ tm}$$

La section considérée a les dimensions suivantes:

$$b = 1 \text{ mètre} \quad \text{et} \quad h = 0.40 \text{ mètres} \quad \text{enrobage} = 4 \text{ cm}$$

$$Mrb = 5.296 d^2 = 0.686 \text{ MN m}$$

$$Or M_{ser} = 0.09804 \text{ MN m}$$

Donc $Mrb > M_{ser}$ donc pas d'aciers comprimés $A's = 0$

D'autre part : $dr = 0.642\text{m}$ et

$$Z_r = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) = 0.786 d = 0.283 \text{ m}$$

La section d'aciers tendus est donc :

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_x \sigma_s} = \frac{0.09804}{0.283 * 176} = 19.684 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{ml}$$

Soit la section 10 HA 16/ml = 20.01 cm²/ml

Vérification de la condition de non fragilité:

$A_{ser} \geq 0.238 b d f_{t28} / f_e = 5.783 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Cette condition est vérifiée.

- Ferraillage longitudinal :

D'après les règlements B A E L 91, le ferraillage longitudinal se déduit du ferraillage transversal :

$$A_l = \frac{A_t}{3} = 6.7 \text{ cm}^2$$

Soit 6 HA 12 = 6.78 cm²/ml

Vérification du ferraillage minimum :

On doit vérifier la condition suivante:

$$\frac{A_l}{b h} \geq 0.008$$

Pour un mètre de largeur, cette condition est vérifiée puisque on a :

$$A_l / h = 0.0017 \geq 0.0008$$

3- Ferraillage du hourdis supérieur :

- Section (3) :

- Ferraillage transversal : Elément AB

Section de référence : Section d'encastrement Ame -
Hourdis de dimensions 1 * 0.4 m²

$$M_{ser} = M_P + 1.2 M_Q = - (2.571 + 1.2 * 10.081)$$

$$M_{ser} = - 14.668 \text{ tm} = - 0.14668 \text{ MN m}$$

$$\text{Or } M_{rb} = 0.686 \text{ MN m}$$

$$\text{Donc } M_{rb} \geq M_{ser} \quad \text{donc } A'_{ser} = 0$$

$$Z_r = 0.283 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z_r \sigma_s} = 29.45 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 10 \text{ HA } 20 = 31.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

La condition de non fissuration est vérifiée puisque

$$A_s \geq 5.763 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Ferrailage longitudinal :

$$A_l = \frac{A_c}{3} = 10.47 \text{ cm}^2$$

Soit 9 HA 12

- Section 5 :

- Ferrailage transversal :

$$M_{ser} = 4.5 \text{ tm} = 0.045 \text{ MN m}$$

$$M_{rb} = 0.686 \text{ MN m}$$

$$M_{rb} \geq M_{ser} \quad \text{donc } A'_{ser} = 0$$

$$Z_r = 0.283 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z_r \sigma_s} = 9.035 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 10.05 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Ferrailage longitudinal :

$$A_l = \frac{A_c}{3} = 3.35 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le pourcentage d'armatures minimal est vérifié
donc soit 3 HA 12 /ml = 3.39 cm²/ml

4- Ferraillage du hourdis inférieur :

- Ferraillage transversal : Element CD

Section de référence : Section d'encastrement Ame -
Hourdis de dimensions 1 * 0.85 m²

$$M_{ser} = - (1.16 + 1.2 * 1.66) = - 3.152 \text{ tm} = - 0.03152 \text{ MN m}$$

$$M_{rb} = 5.296 \text{ d}^2 = 5.296 * 0.81^2 = 3.475 \text{ MN m} \geq M_{ser}$$

Donc A' ser = 0

$$Z_r = 0.786 \text{ d} = 0.440 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z_r \sigma_s} = 4.07 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité n'est pas vérifiée donc:

$$A_{s_{min}} = 0.238 \text{ b d} \frac{f_{ct28}}{f_c} = 13.01 \text{ cm}^2$$

Soit A_s = 7 HA 16 = 14.07 cm² / ml

- Ferraillage longitudinal :

$$A_I = \frac{A_s}{3} = 4.69 \text{ cm}^2$$

Soit 5 HA 12 = 5.65 cm² / ml

5- Ferraillage des ames du caisson :

Les ames, éléments AD et BC, étants des éléments verticaux, sont soumises à des moments fléchissants et à des efforts normaux. Elles sont donc sollicitées en flexion composée.

- Evaluation des efforts normaux N:

Soient:

NP : Effort normal du au poids propre de l'ame plus le poids du porte à faux, la moitié du hourdis supérieur et le poids de la superstructure par mètre lineaire.

$$NP = P_{\text{porte a faux}} + P_p \text{ ame} + P_p \text{ hourdis sup} + S_t + S_d$$

NQ : Effort normal le plus défavorable du aux surcharges routières par mètre lineaire.

$$NP = 4 + 1.58125 + 4 + 1.125 + 1.232 / 2 + 0.1$$

$$NP = 11.42225 \text{ t/ml}$$

$$NQ = 19.9585 \text{ t/ml (Convois D + Trottoirs)}$$

$$D'ou N = NP + 1.2 NQ = 35.373 \text{ t/ml}$$

$$M_{\text{ser}} = MP + 1.2 MQ = 2.59 + 1.2 * 7.77 = 6.734 \text{ tm}$$

$$\text{Section de référence : } h = 0.5 \text{ m } \quad b = 1 \text{ m } \quad d = 0.46 \text{ m}$$

L'effort N est de compression

Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = 0.190 \text{ m}$$

Dans une section rectangulaire, le noyau central est limité par $h/6$.

$$\text{On a } h / 6 = 0.5 / 6 = 0.083 \text{ m}$$

Or $e_0 = 0.190 \text{ m} \geq h / 6$ donc la section est partiellement comprimée, donc on ferraille la section par assimilation à la flexion simple avec :

$$M^*_{\text{ser}} = M_{\text{ser}} + N_{\text{ser}} V_r \quad \text{Avec } V_r = d - \frac{h}{2}$$

$$M^*_{\text{ser}} = 6.734 + 35.373 * 0.21 = 0.14162 \text{ MN m}$$

Or $M_{rb} = 1.121 \text{ MN m} > M^*_{\text{ser}}$ donc $A'_{\text{ser}} = 0$

$$Z_s = 0.362 \text{ m}$$

-----d'ou

$$A_{ser} = \frac{M^{ser}}{Z_x \sigma_s} = \frac{0.14162}{0.362 * 176} = 22.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = A_{ser} + \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = 42.353 \text{ cm}^2$$

Soit 10 HA 25 = 49.09 cm²/ml

- Condition de non fissuration :

$$A_{s \min} = 0.238 b d \frac{f_{t28}}{f_c} = 7.39 \text{ cm}^2$$

Cette condition est donc vérifiée.

- Ferraillage longitudinal :

$$A_l = \frac{A_s}{3} = 16.767 \text{ cm}^2$$

Soit A1 = 9 HA 16 = 18.09 cm²/ml

- Espaceement des barres : B A E L 83 - B A E L 91

- Sens transversal :

St max = MIN { 2 h , 22 cm } = 22 cm

- Sens longitudinal :

St max = MIN { 3 h , 33 cm } = 33 cm

SCHEMAS DE FERRAILLAGE DES DIFFERENTS ELEMENTS DU VSP :

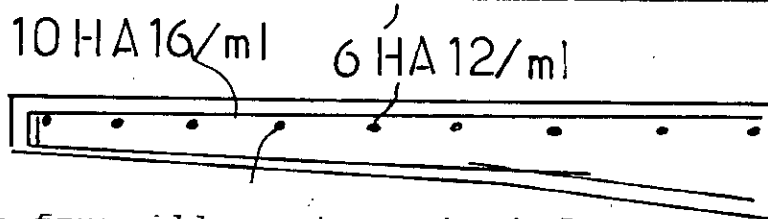


Schéma de ferrailage du porte à faux.

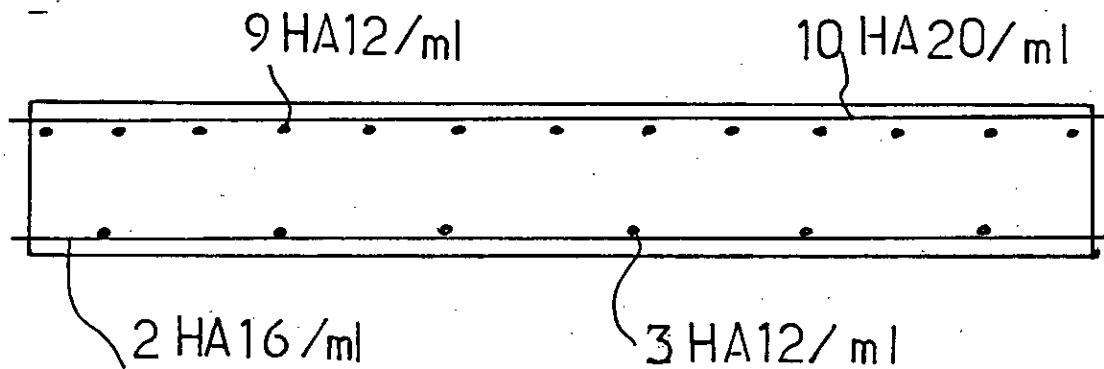


Schéma de ferrailage de l'hourdis supérieur

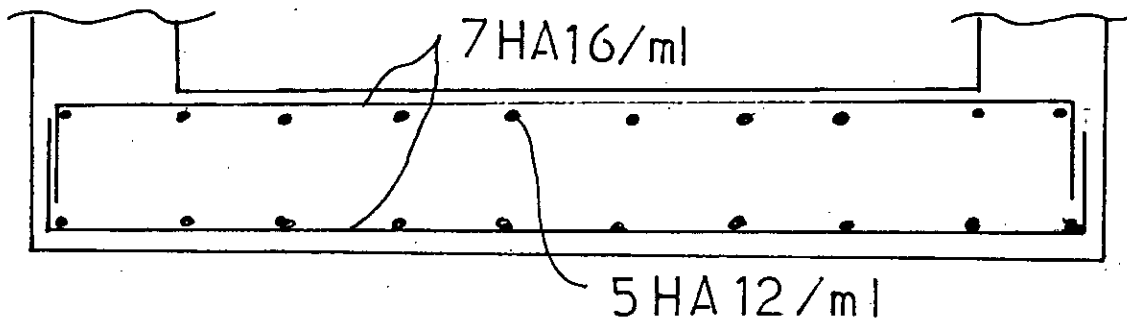


Schéma de ferrailage de l'hourdis inférieur

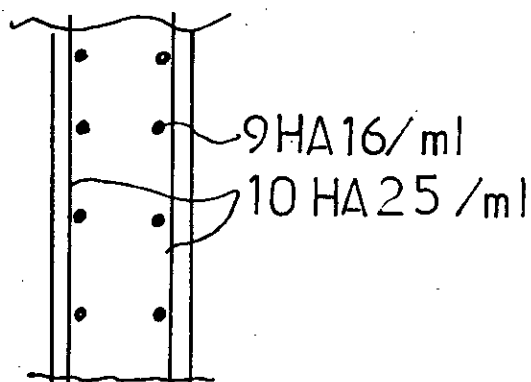


Schéma de ferrailage des ams.

B- ETUDE DU VOUSOIR SUR CULÉE :

1- Sollicitations maximales :

Noeud	Barre	M P	M Q
A	AA'	4.0435	4.80
	AD	-2.1962	8.946
	AB	-1.872	-10.919
B	BA	1.872	9.146
	BB'	-4.0435	0
	BC	2.1962	-9.146
C	CB	-0.578	-1.073
	CD	1.073	1.067
D	DC	-0.622	-0.840
	DA	0.578	0.848

2- Etude du porte à faux : Elément AA' ou BB'

$$M_{ser} = MP + 1.2 MQ = 9.804 \text{ tm}$$

$$M_{ser} \leq M_{rb} \text{ donc } A'_{ser} = 0$$

En faisant le calcul de la meme manière que précédement on trouve : $A_{ser} = 33.76 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$$A = 11 \text{ HA } 20 / \text{ml} = 34.55 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = 6 \text{ HA } 16 / \text{ml} = 12.06 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

3- Etude du hourdis supérieur : Elément AB

- Section (3):

- Ferraillage transversal :

$$M_{ser} = - (1.872 + 1.2 * 10.919) = 14.975 \text{ t/ml}$$

$$M_{ser} = 0.14975 \text{ MN m}$$

$$\text{Or } M_{rb} = 0.686 \text{ MN m} > M_{ser} \text{ Donc } A'_{ser} = 0$$

$$Z = 0.283 \text{ d} = 0.165 \text{ m}$$

$$\text{Soit } A_{ser} = 11 \text{ HA } 25 = 54.010 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ser} = A_t = \frac{M_{ser}}{Z_x \sigma_s} = 51.548 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

D'où $A = A_t / 3 = 10.003 \text{ cm}^2$

Soit $A = 6 \text{ HA } 20 / \text{ml} = 18.84 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- Section médiane (5): Ferrailage inférieur du hourdis supérieur

$M_{ser} = 4.5 \text{ tm} = 0.045 \text{ MN m} < M_{rb}$ Donc $A'_{ser} = 0$

$Z = 0.165 \text{ m}$

$A_s = 15.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ soit $5 \text{ HA } 20 / \text{ml} = 15.7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$A = A_t / 3 = 5.23 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ soit $5 \text{ HA } 17 / \text{ml}$

4- Etude du hourdis inférieur: Element CD

$d = 0.45 \text{ m}$ $h = 0.5 \text{ m}$ $b = 1 \text{ m}$

$M_{ser} = 0.622 + 1.2 * 1.067 = 1.902 \text{ tm} = 0.01902 \text{ MN m}$

$M_b = 5.296 \text{ d}^2 = 1.072 \text{ MN m} > M_{ser}$ Donc $A'_{ser} = 0$

$Z = 0.786 \text{ d} = 0.354 \text{ m}$

$A_s = 3.053 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

La condition de non fragilité donne:

$$A_{s, \min} = 0.238 b d \frac{f_{t28}}{f_s} = 7.229 \text{ cm}^2$$

Cette condition n'est pas vérifiée

Donc $A_s = A_{s, \min} = 7.23 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

soit $7 \text{ HA } 12 = 7.92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$A = A_t / 3 = 2.640 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Le pourcentage minimum d'acier n'est pas vérifié

Donc $A = 0.0008 h = 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ soit $4 \text{ HA } 12 = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

5- Etude des ams: Eléments AD et BC

- Evaluation des efforts normaux:

Soient :

N_p : Poids propre de l'ame plus le poids propre du porte à faux plus le poids propre du hourdis supérieur et de la superstructure par mètre linéaire.

N_0 : Effort normal le plus défavorable du aux surcharges routières par mètre linéaire.

$$N_P = 0.5 * 1.5 * 2.5 + 1.58125 + 1.381 + 1.125 + 1.232 / 2 + 0.1$$

$$N_P = 6.679 \text{ t/ml}$$

$$N_Q = 19.9585 \text{ t/ml} \quad (\text{Convois Mc120} + \text{Surcharge de trottoirs})$$

$$D'où $N_{ser} = N_P + 1.2 N_Q = 30.629 \text{ t / ml}$$$

$$M_{ser} = 2.1962 + 1.2 * (-9.146) = -8.779 \text{ tm}$$

$$\text{Soit } M_{ser} = -0.08779 \text{ MN m}$$

Excentricité :

$$e_0 = \frac{N_{ser}}{M_{ser}} = 0.287 \text{ m}$$

② $e_0 > h / 6$ et N étant un effort de compression donc la section est partiellement comprimée, le calcul du ferrailage sera fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ser}^{max} = M_{ser} + N_{ser} \left(d - \frac{h}{2} \right) = 16.743 \text{ tm} = 0.167 \text{ MN.m}$$

$$\text{Or } M_{rb} = 1.121 \text{ MN.m} > M_{ser} \text{ Donc } A's = 0$$

$$z = 0.362 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}^{max}}{Z_r \sigma_s} = 43.681 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 9 \text{ HA } 25 = 44.18 \text{ cm}^2 / \text{ml} = A_t > A_s \text{ min}$$

$$A_{\ell} = A_t / 3 = 14.72 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{soit } 10 \text{ HA } 14 = 15.39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Ferrailage type caisson :

Pour des raisons constructives, on procède à une certaine uniformisation dans la disposition et le type des barres.

(voir planche 3)

CHAPITRE VII

LES FONDATIONS

LES FONDATIONS

Les ponts construits par encorbellements successifs se distinguent des autres procédés de réalisation de ponts par leur cinématique d'exécution qui passe d'un système isostatique à un système hyperstatique. Chaque phase de construction nécessite une étude du système de fondations.

Généralement, dans la pratique le système de fondations adopté est celui correspondant à la phase isostatique (réalisation des fléaux) .

L'étude des fondations de ce pont ne faisant pas objet de notre travail, juste une description du système de fondations adopté est faite dans ce chapitre.

1- Système de fondations adopté : Voir Planches 1 et 2

Des essais in situ de divers sondages ont été effectués sur le site du pont d'HYDRA au niveau de l'emplacement des piles et des culées.

Les résultats obtenus, après recoupement avec ceux obtenus pour l'échangeur du 1er Mai ont permis l'adoption d'un système de fondations profondes formé par plusieurs pieux en béton armé.

La portance de chaque pieu ayant été estimé entre 300 et 350 tonnes, le système de fondations définitif est le suivant :

- Pour les deux culées: Semelle en béton armé fondé sur trois pieux de 1.20m de diamètre et 14 de profondeur pour la culée ALGER et 19 pour celle de HYDRA.
- Pour les deux piles : Semelle en béton armé de $8 \times 10 \text{m}^2$

et de 2m de hauteur, fondée sur 10 pieux de 1.20m de diamètre et 16m de profondeur pour la pile ALGER et 18m pour la pile HYDRA.

- Le pont étant simplement appuyé au niveau des culées, le système de pieux travaille uniquement sous l'effort normal.
- Au niveau des piles, la tête de la semelle est soumise à l'effort tranchant, au moment fléchissant ainsi qu'à l'effort normal avec des effets prépondérants de l'action sismique.

2- Etude sommaire des fondations (principe de calcul)

La semelle est supposée infiniment rigide, la réaction au niveau de chaque pieu est donnée par :

$$R = \frac{N_y}{n} \pm \frac{M_y}{I_y} x_1 S$$

$$\text{ou } R = \frac{N_x}{n} \pm \frac{M_x}{I_x} y_1 S$$

Avec :

n : Nombre de pieux

S : Section d'un pieu

Ainsi on détermine la réaction sur chaque pieu, ce qui permet de vérifier que la charge normale apporté par chaque pieu reste inférieure à la charge admissible QL

On doit vérifier : $R_{\max} \leq 0.8 QL$

Evaluation de la charge admissible QL

La charge limite "nette" d'un pieu isolé est :

$$QL = QP + QS$$

Avec :

QP : Charge sous la pointe du pieu

QS : Charge due au frottement latéral du pieu

a- Calcul de QP

$$QP = S * Kp * (Ple - P0)$$

avec :

Kp : Facteur de portance

S : Section du pieu à la pointe

P0 : Contrainte horizontale au niveau envisagé pour la pointe

$$P_0 = u + (\sigma_{v0} - u) K_0$$

Avec :

u : Pression interstitielle

σ_{v0} : Contrainte totale sur un plan vertical

K0 : Coefficient de poussée des terres au repos

Ple : Pression limite équivalente

$$P_s = \frac{n \cdot P_c(-1.5\phi) \cdot P_c(-\phi) \cdot P_c(0.5\phi) \dots P_c(1.5\phi)}{n}$$

Avec n : Nombre de P_c prise en compte

ϕ : Diamètre du pieu

b- Calcul de QS :

$$Q_s = p \int_0^l q_s(y) dy$$

p : Perimètre du pieu

qs : Frottement latéral unitaire

Actions horizontales :

Un pieu soumis à une force horizontale en tete résiste en fléchissant plus ou moins suivant sa raideur

relative, ce qui provoque une réaction latérale du terrain.

Ainsi à une profondeur y , le pieu subit une déformation $y(y)$

$$M(y) = E_p I \frac{d^2 (y(y))}{dy^2} \quad (1)$$

$$T(y) = - \frac{dM(y)}{dy} \quad (2)$$

$$\sigma(y) = \frac{1}{\phi} \frac{d(T(y))}{dy} \quad (3)$$

$$\phi(y) + E_p I \frac{d^4 T(y)}{dy^4} = 0 \quad (4)$$

Avec E_p : Module élastique du pieu

ϕ : Diamètre du pieu

I : Moment d'inertie du pieu

On admet que le comportement du pieu reste en phase élastique tel que : $\sigma(y) = k y(y)$

Avec K : Module de réaction du sol donné par MENNARD

$$\frac{1}{K} = \frac{1+\nu}{E} R_0 \left(2.65 \frac{R}{R_0} \right) \alpha + \frac{\alpha}{3 E} R$$

ν : Coefficient de poisson 0.53

R_0 : Rayon de référence = 30m

α : Coefficient du sol

R : rayon du pieu

E : Module pressiométrique = 20 MPa

La solution de l'équation différentielle du 4^{ème} degré de l'expression (4) permet de définir avec exactitude tous les paramètres $M(y)$, $T(y)$ et $y(y)$ qui seront de la forme :

$$M(y) = - T_0 \frac{L_0}{2} e^{-\frac{y}{L_0}} \left(\cos \frac{y}{L_0} - \sin \frac{y}{L_0} \right)$$

$$T(y) = T_0 e^{-y/L_0} \cos \left(\frac{y}{L_0} \right)$$

$$y(y) = - \frac{T_0}{k L_0 \phi} e^{-\frac{y}{L_0}} \left(\cos \frac{y}{L_0} + \sin \frac{y}{L_0} \right)$$

Avec L_0 longueur de transfert définie par :

$$L_0 = \sqrt[4]{\frac{4 E_p I}{K \phi}}$$

T_0 : Effort horizontal en tête du pieu $T_0 = T / 110$

T : Effort horizontal à la base de la semelle

Une fois ces efforts déterminés, les pieux seront calculés en flexion composée.

CONCLUSION :

Après quelques mois de travail et malgré de nombreux problèmes liés à un manque de documents, et à l'indisponibilité des ingénieurs ayant une expérience dans le domaine de l'encorbèlement, nous pensons avoir cerné et étudié l'essentiel du sujet.

En effet la conception et l'étude complète et détaillée d'un pont construit par encorbèlements successifs ne pourrait faire l'objet d'un projet de fins d'études à moins de diviser le travail en plusieurs parties .

C'est la deuxième fois que cette technique est utilisée en Algérie. Le premier pont construit par encorbèlement, par l'E N G O A, fut celui de Mascara. D'autres projets sont prévus pour le futur, dont un nouveau pont à Mascara comprenant une multitude de fléaux, sur une longueur totale de 800 mètres.

Nous avons constaté un décalage entre les résultats de calculs obtenus par l'étude théorique et ceux appliqués réellement sur chantier. Ce décalage est le plus souvent dicté par des raisons constructives liées à la technique de l'encorbèlement.

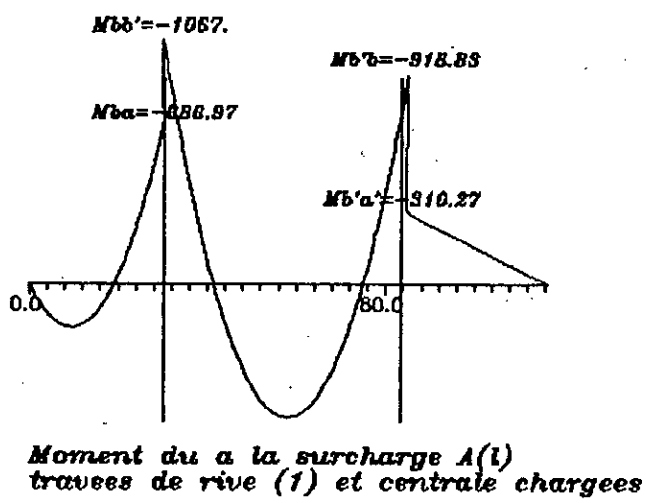
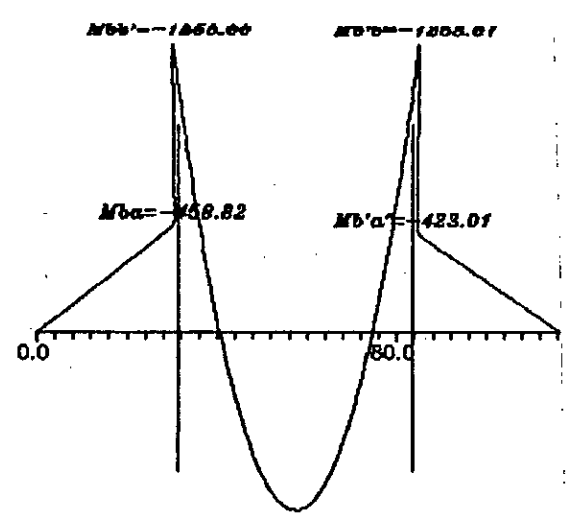
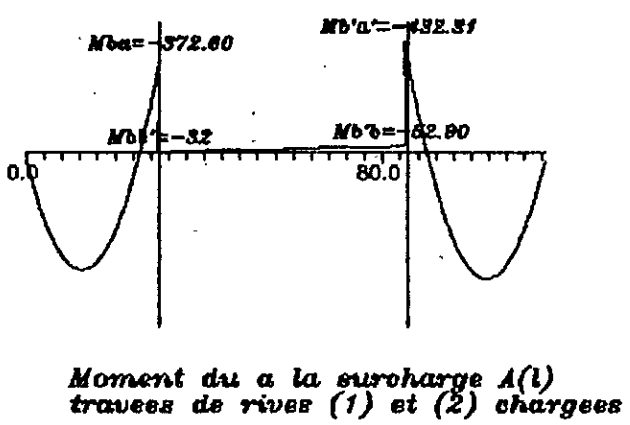
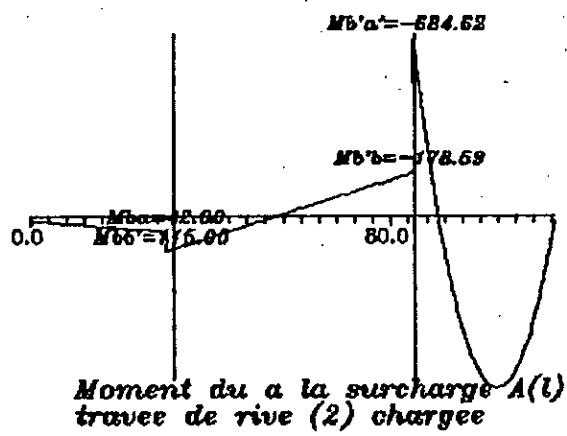
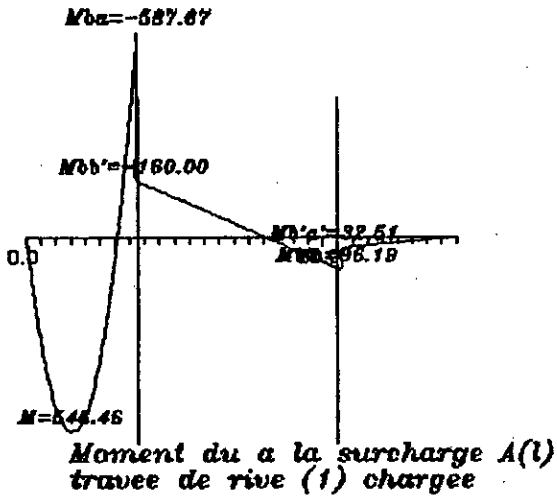
Cette étude a été très intéressante, et on remercie vivement l'E.N.G.O.A pour nous avoir proposé ce sujet, cela nous a permis d'acquérir des connaissances et de toucher à la fois, à l'aspect théorique et pratique de réalisation des ponts.

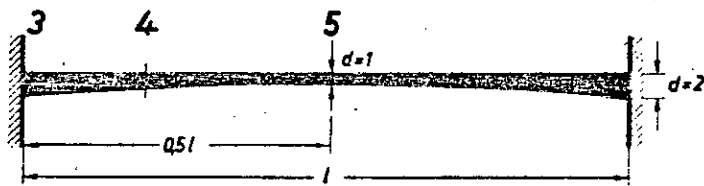
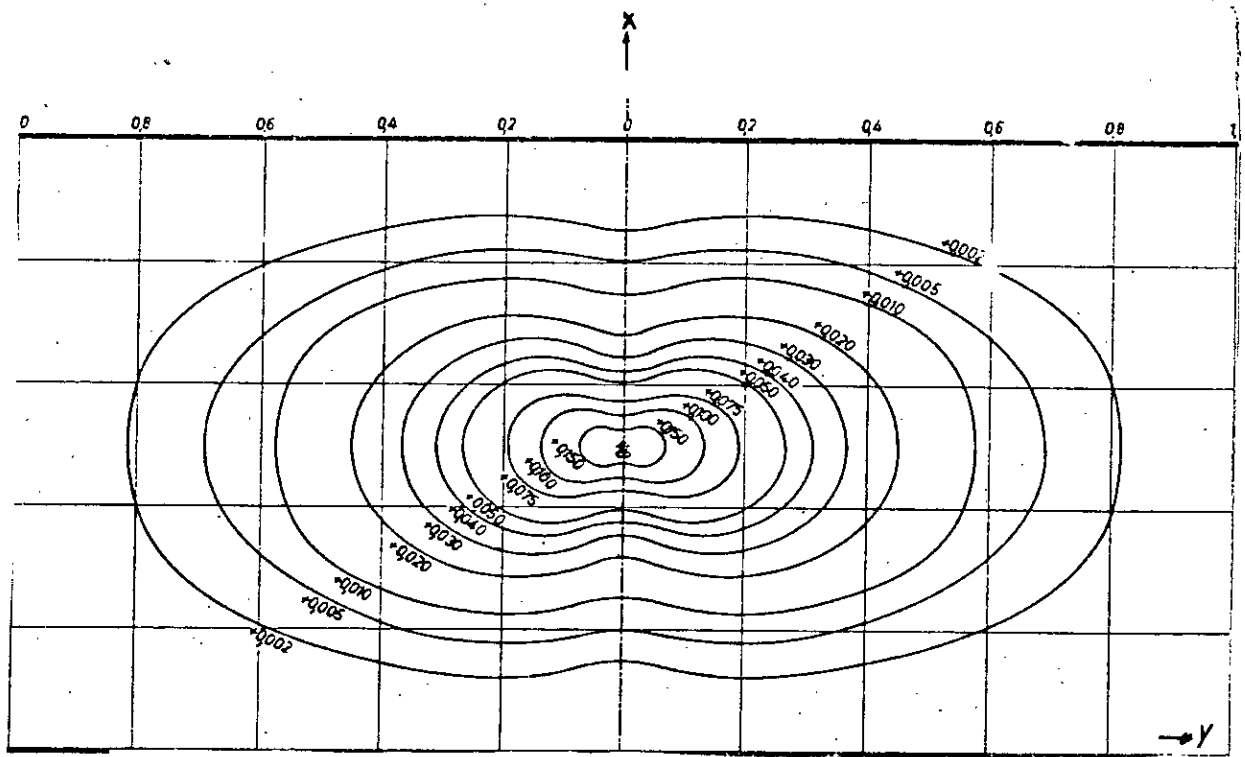
Aux futurs étudiants, allant traiter ce type de projets, une optimisation avec étude comparative avec un pont posé serait fort souhaitable et intéressante à réaliser.

BIBLIOGRAPHIE

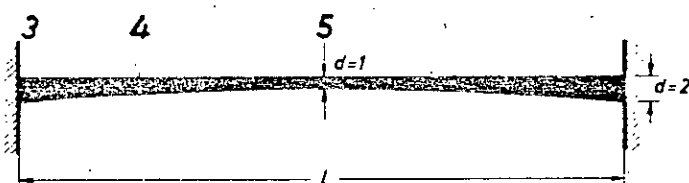
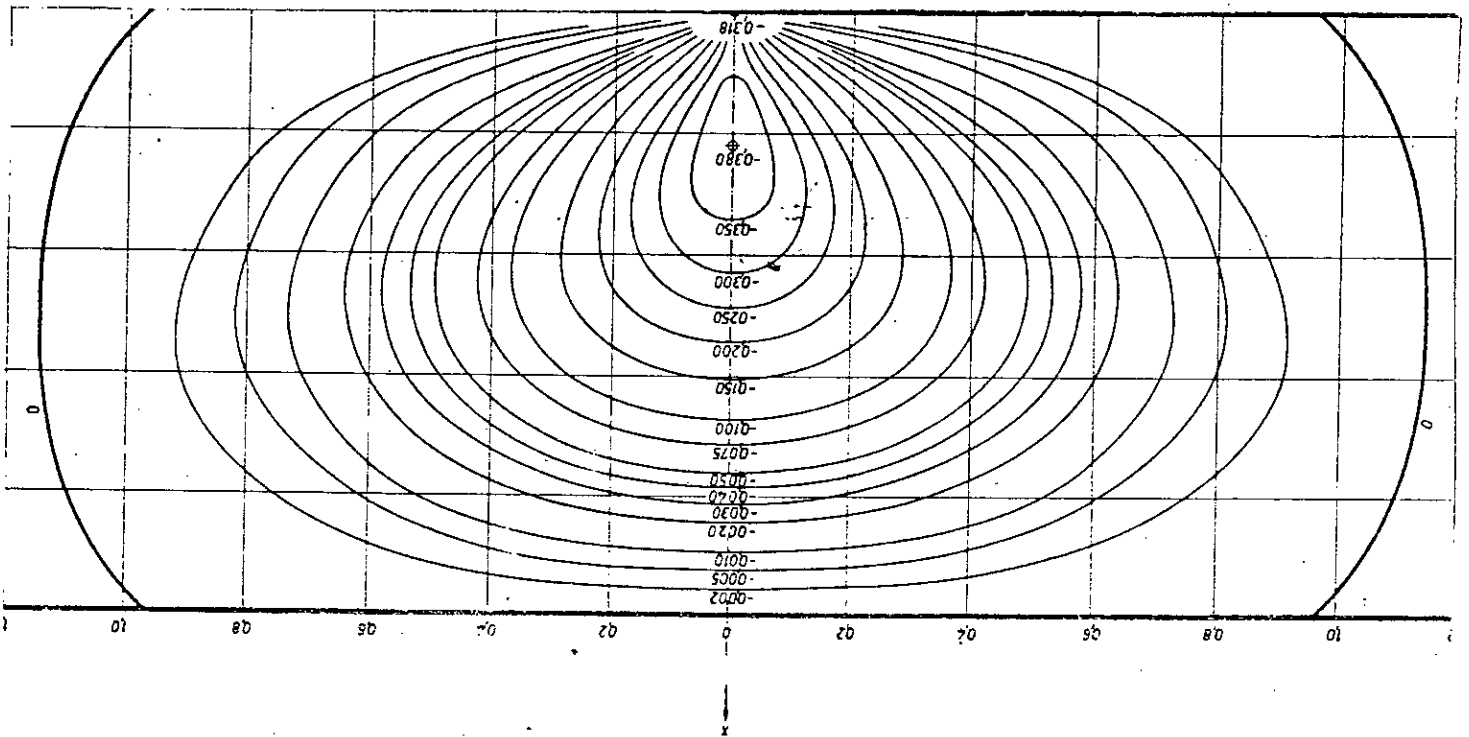
- 1 - J. A. CALGARD & M. VIRVOLGEUX
Projet de construction des ponts.
Presses des ponts et chaussées (1988).
- 2 - H. THONIER
Le béton précontraint aux états limites.
Presses des ponts et chaussées (1985).
- 3 - J. MATHIVAT
Construction par encorbèllement des ponts en béton
précontraint.
Eyrolis (1979).
- 4 - G. GRATTESAT
Conception des ponts.
Eyrolis (1984).
- 5 - H. HOMBERG
Dalles d'épaisseur variable.
Dunod (1972).
- 6 - P. CHARON
Calcul des structures à inertie variable.
Eyrolis ().
- 7 - P. CHARON
La méthode de CROSS et le calcul pratique des
constructions hyperstatiques.
Eyrolis ().
- 8 - J. P. MOUGIN
Cours de béton armé, B.A.E.L.91
Eyrolis (1982).

- 9 - S.E.T.R.A
Ponts en béton précontraint construits par
encorbèlements successifs (1993).
- 10 - S.E.T.R.A
Bulletin N° 7 (1979).
- 11 - S.E.T.R.A
Annexe I (1972)
- 12 - S.E.T.R.A
Service d'études techniques des routes et autoroutes
- 13 - A. CAPRA & V. DAVIDOVICI
Calcul dynamique des structures en zone sismique.
Eyrolis (1984).
- 14 - F. LEONHART
L'esthétique des ponts.
Presses polytechniques romandes (1986).
- 15 - Y. GUYON
Béton précontraint :
étude théorique et expérimentale.
Eyrolis (1958).
- 15 - Y. GUYON
Construction en béton précontraint.
Eyrolis (1966).





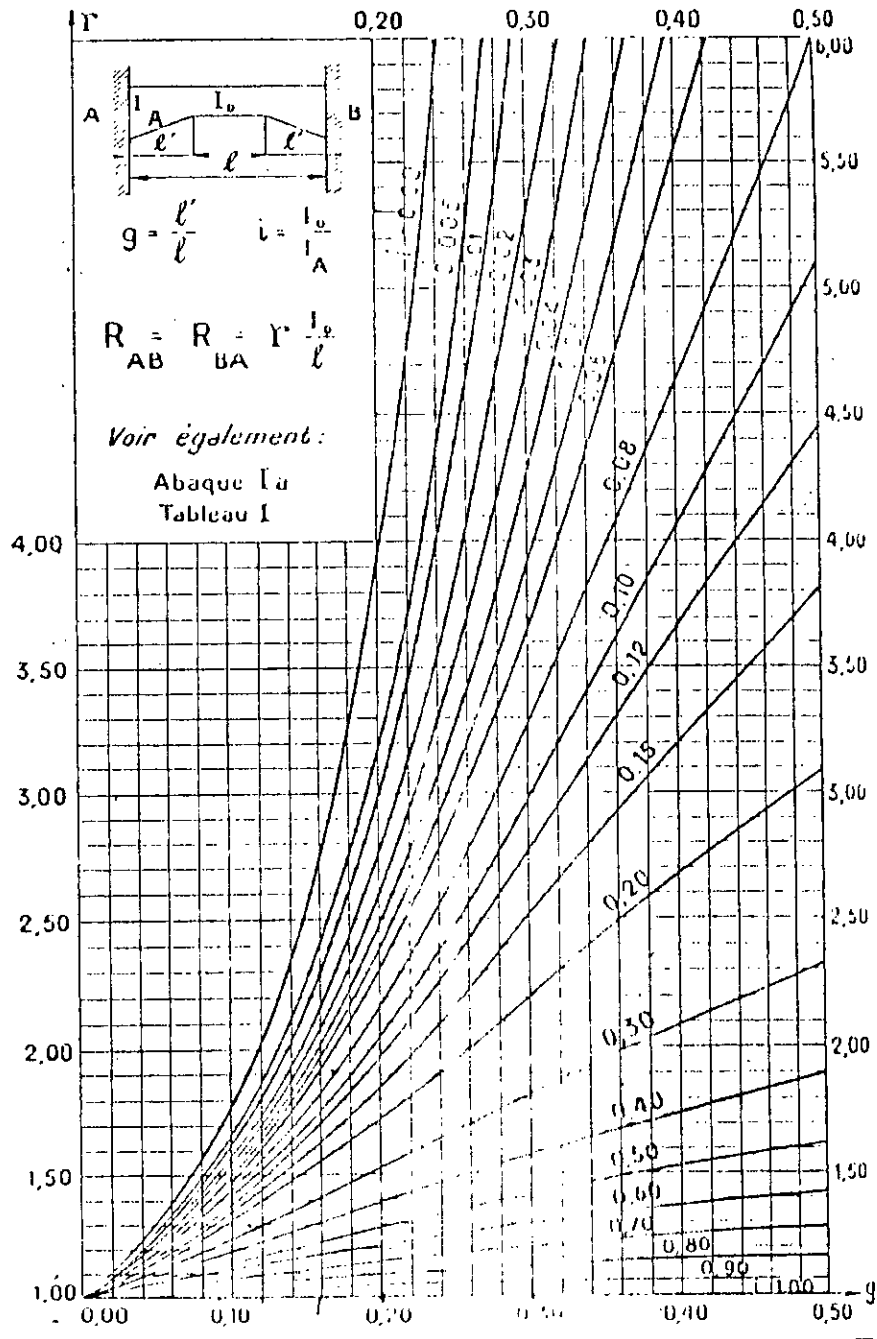
$m_{5,x}$



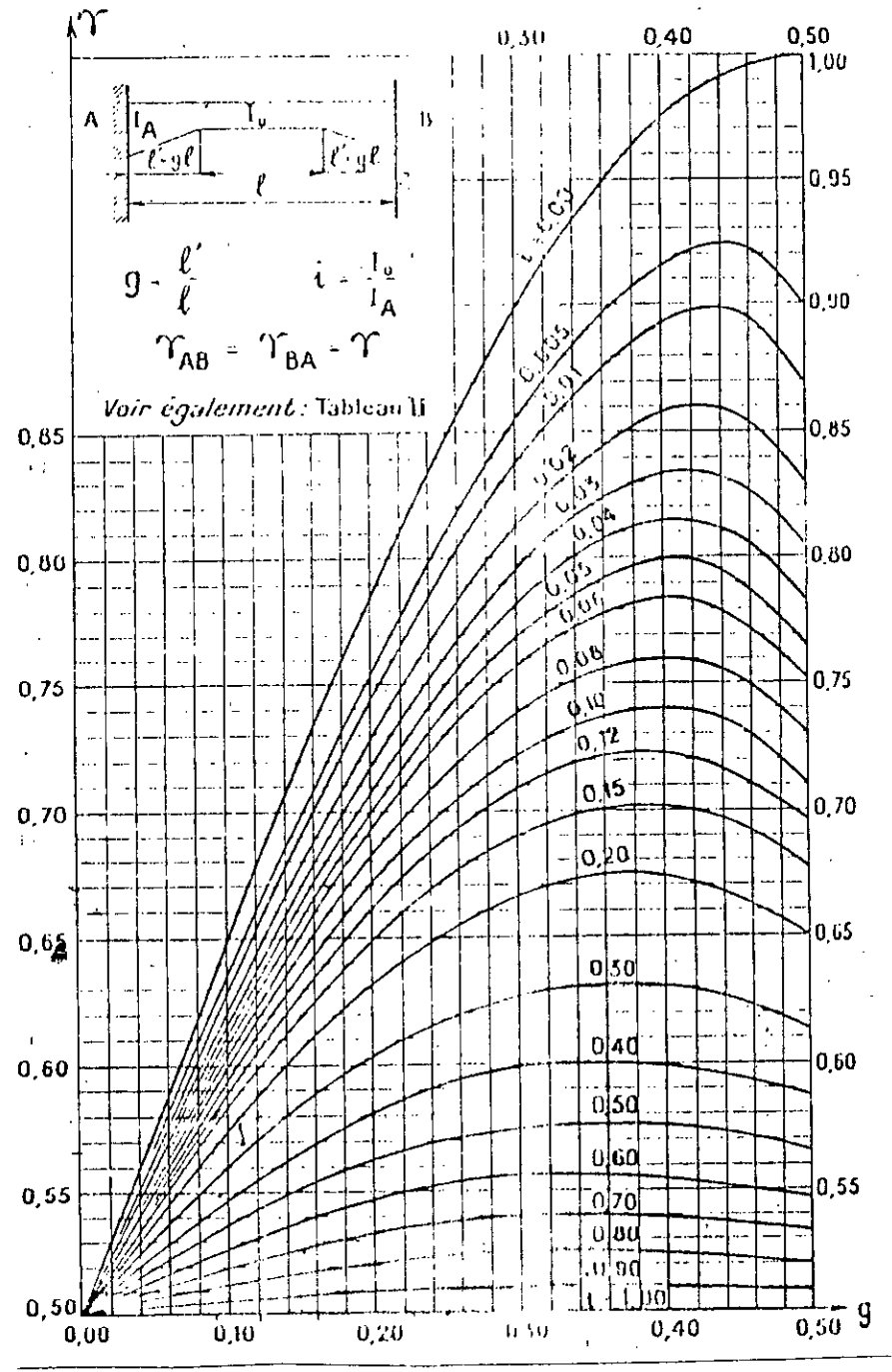
$m_{3,x}$

Abaques de Helmut Homberg

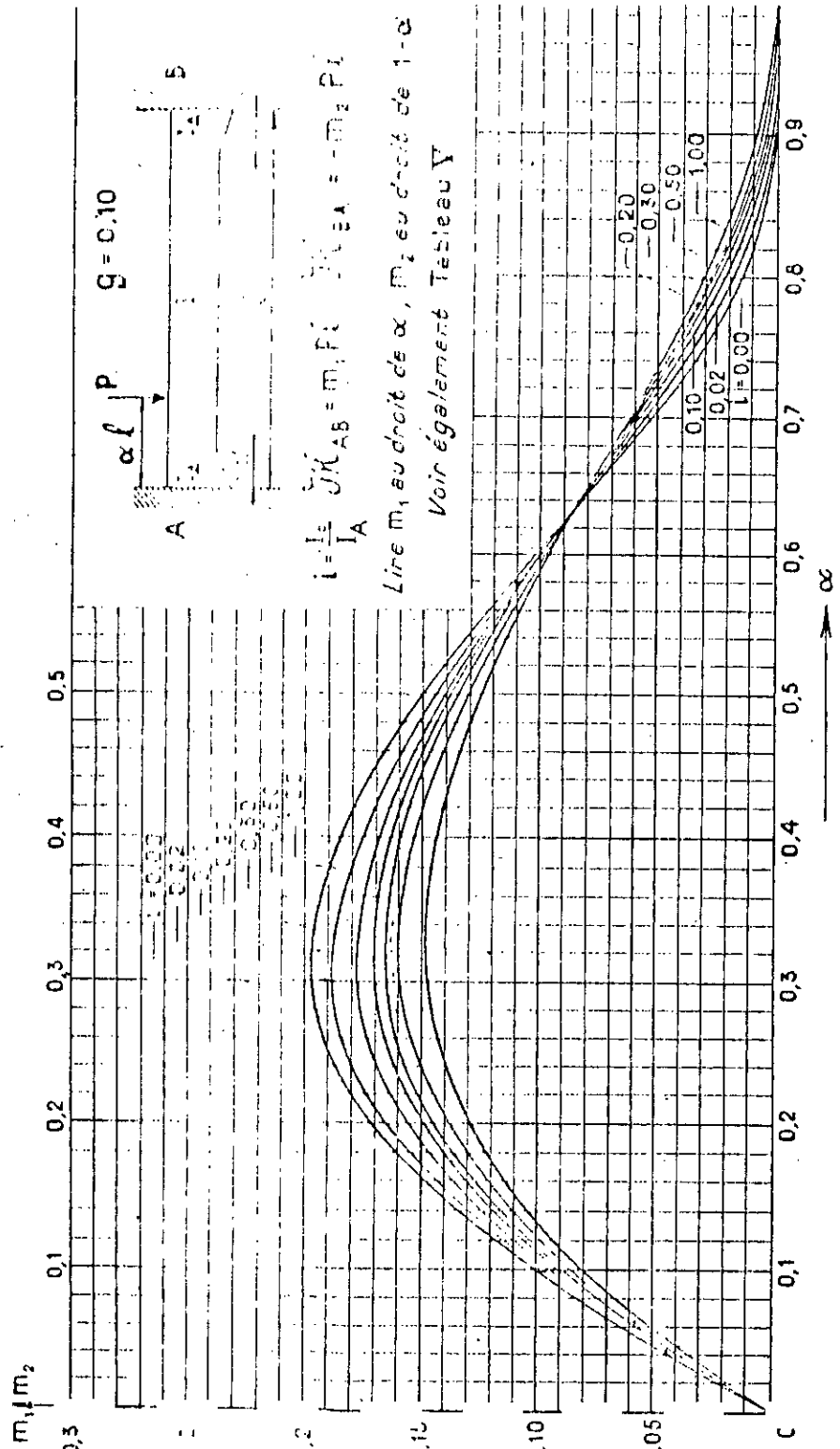
Abaque I. -- Rayons en A et en B.



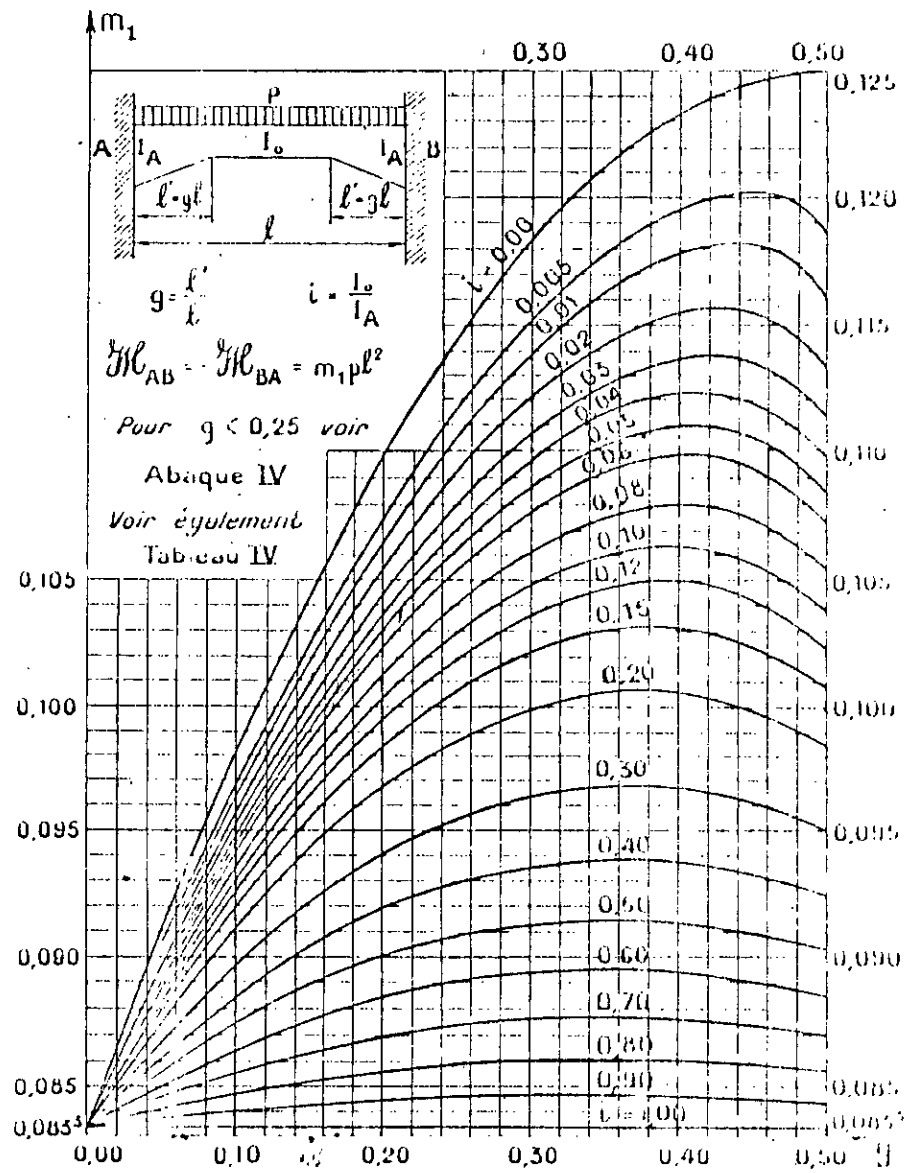
Abaque II. - Coefficients de transmission.



Abaque V. — Moments d'encastrement parfait en A et en B dus à une charge concentrée.



Abaque IV. — Moments d'encastrement parfait en A et en B dus à une charge uniforme p .



Calcul du fléau (1)

Coté Hydra

	0	6	10.5	15	19.5	24	27
0	0						
6	45.6	45.6					
10.5	45.6	45.6	45.6				
15	45.6	45.6	45.6	45.6			
19.5	45.6	45.6	45.6	45.6	45.6		
24	45.6	45.6	45.6	45.6	45.6	45.6	
27	0	0	0	0	0	0	0

Effort tranchant due a l'équipage mobile (t)

	0						
0	0						
6	-273.6	0					
10.5	-478.8	-205.2	0				
15	-684	-410.4	-205.2	0			
19.5	-889.2	-615.6	-410.4	-205.2	0		
24	-1094.4	-820.8	-615.6	-410.4	-205.7	0	
27	0	0	0	0	0	0	0

Moment fléchissant due a l'équipage mobile (tm)

	0	6	10.5	15	19.5	24	27
0	0						
6	92.40	0					
10.5	78.64	78.64	0				
15	68.69	68.69	68.69	0			
19.5	62.45	62.45	62.45	62.45	0		
24	40.01	40.01	40.01	40.01	40.01	0	
27	0	0	0	0	0	0	0

Effort tranchant du voussoir (i+1) par rapport au voussoir (i)

	0	6	10.5	15	19.5	24	27
0	0						
6	-554.40	0					
10.5	-825.72	-353.88	0				
15	-1030.35	-618.88	-309.11	0			
19.5	-1217.78	-843.08	-562.05	-281.03	0		
24	-960.24	-720.18	-540.14	-360.09	-180.05	0	
27	0	0	0	0	0	0	0

Moment du au voussoir (i+1) par rapport au voussoir (i) (tm)

	0	6	10.5	15	19.5	24	27
0	0						
6	3	0					
10.5	5.25	2.25	0				
15	7.50	4.50	2.25	0			
19.5	9.75	6.75	4.50	2.25	0		
24	12	9	6.75	4.50	2.25	0	
27	13.5	10.50	8.25	6.0	3.75	1.50	0

Effort tranchant du A la surcharge de chantier répartie $q=0.5t/ml$

	0	6	10.5	15	19.5	24	27
0	0						
6	-9	0					
10.5	-27.50	-5.06	0				
15	-56.25	-20.25	-5.06	0			
19.5	-95.06	-45.56	-20.25	-5.06	0		
24	-144	-81	-45.56	-20.56	-5.06	0	
27	-182.25	-110.25	-68.06	-36.00	-14.06	-2.25	0

Moment du A la surcharge de chantier (tm)

	0	3.5	8	12.5	17	21.5	26
0	0						
3.5	92.14	0					
8	192.93	100.79	0				
12.5	277.57	185.43	84.64	0			
17	350.10	257.95	157.17	72.53	0		
21.5	414.55	322.41	221.62	136.98	64.45	0	
26	474.96	382.82	282.03	197.39	124.87	60.45	0

Effort tranchant du au poids propre du voussoir (i) (tonnes)

	0	3.5	8	12.5	17	21.5	26
0	0						
3.5	-1375.10	0					
8	-2772.09	-1396.99	0				
12.5	-3801.82	-2426.71	-1029.72	0			
17	-4506.89	-3131.79	-1734.80	-750.08	0		
21.5	-4971.76	-3542.66	-2145.67	-1115.94	-410.87		
26	-5052.69	-3677.58	-2280.59	-1250.87	-545.80	-134.93	0

Moment fléchissant du au poids propre (tonnes.mètres)

	0	3.5	8	12.5	17	21.5	26
0	0						
3.5	45.6	45.6					
8	45.6	45.6	45.6				
12.5	45.6	45.6	45.6	45.6			
17	45.6	45.6	45.6	45.6	45.6		
21.5	45.6	45.6	45.6	45.6	45.6	45.6	
0	0	0	0	0	0	0	0

Effort tranchant du à l'équipage mobile (tonnes)

	0	3.5	8	12.5	17	21.5	26
0	0						
3.5	-159.6	0					
8	-364.8	-205.2	0				
12.5	-570	-410.4	-205.2	0			
17	-775.2	-615.6	-410.4	-205.2	0		
21.5	-980.4	-820.8	-615.6	-410.4	-205.2	0	
26	0	0	0	0	0	0	

Moment fléchissant du à l'équipage mobile (tonnes.mètres)

	0	3.5	8	12.5	17	21.5	26
0	0						
3.5	1.75	0					
8	4.00	2.25	0				
12.5	6.25	4.50	2.25	0			
17	8.50	6.75	4.50	2.25	0		
21.5	10.75	9.00	6.75	4.50	2.25	0	
26	13.00	11.25	9.00	6.75	4.50	2.25	0

Effort tranchant du à la surcharge repartie de chantier de 0,5t/ml (tonnes)

	0	3.5	8	12.5	17	21.5	26
0	0						
3.5	-3.06	0					
8	-16	-5.06	0				
12.5	-39.06	-20.25	-5.06	0			
17	-72.25	-45.56	-20.25	-5.06	0		
21.5	-115.56	-81.00	-45.56	-20.25	-5.25	0	
26	-169.00	-126.56	-81.00	-45.56	-20.25	-5.25	0

Moment fléchissant du à la surcharge repartie de chantier de 0,5t/ml (t.m)

	0	3.5	8	12.5	17	21.5	26
0	0						
3.5	100.79	0					
8	84.64	84.64	0				
12.5	72.53	72.53	72.53	0			
17	64.45	64.45	64.45	64.45	0		
21.5	60.41	60.41	60.41	60.41	60.41	0	
26	0	0	0	0	0	0	0

Effort tranchant du au voussoir (i+1) / voussoir (i) (tonnes)

	0	3.5	8	12.5	17	21.5	26
0	0						
3.5	-352.77	0					
8	-677.12	-380.88	0				
12.5	-906.63	-652.77	-326.39	0			
17	-1095.65	-870.08	-580.05	-290.03	0		
21.5	-1298.82	-1087.38	-815.54	-543.69	-211.44	0	
26	0	0	0	0	0	0	0

Moment fléchissant du au voussoir (i+1) / voussoir (i) (tonnes.mètres)

	0	3.5	8	12.5	17	21.5	26
0	0						
3.5	10	10					
8	10	10	10				
12.5	10	10	10	10			
17	10	10	10	10	10		
21.5	10	10	10	10	10	10	
26	10	10	10	10	10	10	10

Effort tranchant du à la surcharge concentrée de (10t) (tonnes)

	0	3.5	8	12.5	17	21.5	26
0	0						
3.5	-35	0					
8	-80	-45	0				
12.5	-125	-90	-45	0			
17	-170	-135	-90	-45	0		
21.5	-215	-180	-135	-90	-45	0	
26	-260	-225	-180	-135	-90	-45	0

Moment fléchissant du à la surcharge concentrée de (10t) (tonnes.mètres)

	0	3.5	8	12.5	17	21.5	26
0	0						
3.5	250.28	55.60					
8	337.17	243.28	55.60				
12.5	441.95	318.75	215.02	55.60			
17	478.65	384.75	281.72	194.83	55.60		
21.5	541.31	477.42	344.38	257.49	182.71	55.60	
26	497.96	404.07	301.03	214.14	139.37	72.66	10

Effort tranchant total (tonnes)

	0	3.5	8	12.5	17	21.5	26
0	0						
3.5	-1925.53	0					
8	-3910.01	-2033.13	0				
12.5	-5442.51	-3600.13	-1611.37	0			
17	-6619.99	-4797.47	-2835.50	-1250.37	0		
21.5	-7527.54	-5711.84	-3757.37	-2180.38	-877.57	0	
26	-5481.69	-4028.94	-2541.59	-1431.43	-656.05	-184.99	0

Moment fléchissant total (tonnes.mètres)

	0	6	10.50	15	19.5	24	27
0	0						
6	151.02	0					
10.5	243.42	92.4	0				
15	322.09	171.07	78.67	0			
19.5	390.77	239.75	147.35	68.69	0		
24	453.22	302.2	209.8	131.13	62.45	0	
27	493.23	342.21	249.81	171.14	103.46	40.01	0

Effort tranchant due au poids propre (t)

	0	6	10.5	15	19.5	24	27
0	0						
6	-2286.07	0					
10.5	-3539.94	-1253.87	0				
15		-2164.5	-910.63	0			
19.5	-5052.57	-2766.5	-1512.63	-602.0	0		
24	-5369.64	-3083.57	-1829.70	-919.08	-317.07	0	
27	-5429.47	-3143.4	-1889.55	-978.91	-376.9	-59.83	0

Moment fléchissant due au poids propre (tm)

	0	6	10.5	15	19.5	24	27
0	0						
6	3	0					
10.5	5.25	2.25	0				
15	7.50	4.50	2.25	0			
19.5	9.75	6.75	4.50	2.25	0		
24	12	9	6.75	4.50	2.25	0	
27	13.5	10.50	8.25	6.0	3.75	1.50	0

Effort tranchant du à la surcharge de chantier répartie $q=0.5t/ml$

	0	6	10.5	15	19.5	24	27
0	0						
6	-9	0					
10.5	-27.50	-5.06	0				
15	-56.25	-20.25	-5.06	0			
19.5	-95.06	-45.56	-20.25	-5.06	0		
24	-144	-81	-45.56	-20.56	-5.06	0	
27	-182.25	-110.25	-68.06	-36.00	-14.06	-2.25	0

Moment du à la surcharge de chantier (tm).

	0	6	10.5	15	19.5	24	27
0	0						
6	10	10					
10.5	10	10	10				
15	10	10	10	10			
19.5	10	10	10	10	10		
24	10	10	10	10	10	10	
27	10	10	10	10	10	10	10

Effort tranchant du à la charge concentrée $q=10t$

	0	6	10.5	15	19.5	24	27
0	0						
6	-60	0					
10.5	-105	-45	0				
15	-150	-90	-45	0			
19.5	-195	-135	-90	-45	0		
24	-240	-180	-135	-90	-45	0	
27	-270	-210	-165	-120	-75	-30	0

Moment du à la charge concentrée (tm)

	0	6	10.5	15	19.5	24	27
0	0						
6	302.02	55.60					
10.5	382.91	288.89	55.60				
15	453.88	299.07	205.21	55.60			
19.5	518.57	364.55	269.90	188.99	55.60		
24	560.83	406.81	312.16	231.64	160.71	55.60	
27	516.73	362.71	268.06	187.14	116.21	51.51	10

Effort tranchant total (t)

	0	6	10.5	15	19.5	24	27
0	0						
6	-3183.07	0					
10.5	-4977.02	-1863.01	0				
15	-6371.17	-3303.36	-1475.00	0			
19.5	-7449.61	-4405.74	-2595.33	-1138.29	0		
24	-7808.28	-4885.55	-3166.00	-1799.82	-752.38	0	
27	-5881.72	-3463.65	-2122.59	-1134.91	-456.96	-92.08	0

Moment fléchissant total (tm)

.....

CALCUL DU FLEAU (2)

COTE ALGER

	0	6	10.5	15	19.5	24	26
0	0						
6	148.487	0					
10.5	238.966	90.478	0				
15	315.907	167.420	76.942	0			
19.5	383.242	234.755	144.277	67.335	0		
24	444.901	296.414	205.935	128.994	61.658	0	
26	471.510	323.023	232.545	155.603	88.268	26.610	0

Effort tranchant du au poids propre (tonnes)

	0	6	10.5	15	19.5	24	26
0	0						
6	-2187.86	0					
10.5	-3370.81	-1182.95	0				
15	-4213.99	-2026.14	-843.189	0			
19.5	-4752.14	-2564.28	-1381.33	-538.144	0		
24	-5008.17	-2820.31	-1637.36	-794.166	-256.023	0	
26	-5034.74	-2846.88	-1663.92	-820.738	-282.594	-26.571	0

Moment fléchissant du au poids propre (tonnes.mètres)

	0	6	10.5	15	19.5	24	26
0	0						
6	90.48	0					
10.5	76.942	76.942	0				
15	67.335	67.335	67.335	0			
19.5	61.658	61.658	61.658	61.658	0		
24	26.610	26.610	26.610	26.610	26.610	0	
26	0	0	0	0	0	0	0

Effort tranchant du voussoir (i+1) / voussoir (i) (tonnes)

	0	6	10.5	15	19.5	24	26
0	0						
6	-542.868	0					
10.5	-807.891	-346.239	0				
15	-1010.03	-642.818	-338.325	0			
19.5	-1202.33	-832.383	-554.922	-277.461	0		
24	-638.640	-478.980	-359.235	-239.49	-119.745	0	
26	0	0	0	0	0	0	0

Moment fléchissant du voussoir (i+1) / voussoir (i) (tonnes.mètres)

	0	6	10.5	15	19.5	24	26
0	0						
6	45.6						
10.5	45.6	45.6					
15	45.6	45.6	45.6				
19.5	45.6	45.6	45.6	45.6			
24	45.6	45.6	45.6	45.6	45.6		
26	0	0	0	0	0	0	0

Effort tranchant du à la l'équipage mobile (tonnes)

	0	6	10.5	15	19.5	24	26
0	0						
6	-273.60	0					
10.5	-478.80	-205.20	0				
15	-684.00	-410.40	-205.20	0			
19.5	-889.20	-615.60	-410.40	-205.20	0		
24	-1094.40	-820.80	-615.60	-410.40	-205.20	0	
26	0	0	0	0	0	0	0

Moment fléchissant du à l'équipage mobile (tonnes.mètres)

	0	6	10.5	15	19.5	24	26
0	0						
6	3.00	0					
10.5	5.25	2.25	0				
15	7.50	4.50	2.25	0			
19.5	9.75	6.75	4.50	2.25	0		
24	12.00	9.00	6.75	4.50	2.25	0	
26	13.00	10.00	7.75	5.50	3.25	1.00	0

Effort tranchant du à la surcharge de chantier de 0.50t/ml (tonnes)

	0	6	10.5	15	19.5	24	26
0	0						
6	-9.00	0					
10.5	-27.56	-5.06	0				
15	-56.25	-20.25	-5.06	0			
19.5	-95.06	-45.56	-20.25	-5.06	0		
24	-144.00	-81.00	-45.56	-20.25	-5.06	0	
26	-169.00	-100.00	-60.063	-30.25	-10.563	-1.00	0

Moment fléchissant du à la surcharge de chantier de 0.5t/ml (tonnes.mètres)

	0	6	10.5	15	19.5	24	26
0	0						
6	10	10					
10.5	10	10	10				
15	10	10	10	10			
19.5	10	10	10	10	10		
24	10	10	10	10	10	10	
26	10	10	10	10	10	10	10

Effort tranchant du à la surcharge concentrée (tonnes)

	0	6	10.5	15	19.5	24	26
0	0						
6	-60.00	0					
10.5	-105.00	-45.00	0				
15	-150.00	-90.00	-45.00	0			
19.5	-195.00	-135.00	-90.00	-45.00	0		
24	-240.00	-180.00	-135.00	-90.00	-45.00	0	
26	-260.00	-200.00	-155.00	-110.00	-65.00	-20.00	0

Moment fléchissant du à la charge concentrée (tonnes.mètres)

	0	6	10.5	15	19.5	24	26
0	0						
6	297.560	55.600					
10.5	376.750	225.270	55.600				
15	446.342	294.850	202.12	55.600			
19.5	510.250	358.763	266.035	186.840	55.600		
24	539.111	387.624	294.895	215.704	146.118	82.210	
26	494.510	343.023	250.204	171.103	101.518	37.610	10

Effort tranchant total (tonnes)

	0	6	10.5	15	19.5	24	26
0	0						
6	-3073.33	0					
10.5	-4790.06	-1784.45	0				
15	-6144.27	-3189.61	-1436.77	0			
19.5	-7133.73	-4192.83	-2456.91	-1070.87	0		
24	-7125.21	-4381.09	-2792.75	-1554.31	-631.03	0	
26	-5463.74	-3146.88	-1878.99	-960.99	-358.16	-47.57	0

Moment fléchissant total (tonnes.mètres)

```

C      DETERMINATION DES MOMENTS SUR LE PONT
      REAL A(4,5), Z(4), MBA, MBBG, MBB2, MBA1, MBC, MBC1, MCB, MCB1, MBB1, Mbb2
      OPEN (UNIT=5, FILE='MATRICE.DAT', STATUS='UNKNOWN')
C      LECTURE DES MOMENTS
      PRINT*, 'DONNEZ LA VALEUR DES MOMENTS SUIVANTS : '
      PRINT *, 'Mba='
      read*, MBA
      PRINT *, 'MbbG ='
      read *, MBBG
      PRINT*, 'MBBD='
      READ*, MBB2
      PRINT *, 'Mba1='
      read *, MBA1
C      FORMATION DU VECTEUR FORCE
      R1=MBA-MBBG
      R2=MBBD-MBA1
C      RESOLUTION DU SYSTEME AZ=B
      READ (5,*)N
      READ (5,*) ((A(I, J), J=1, N+1), I=1, N)
      A(1,5)=R1
      A(2,5)=R2
      A(3,5)=0
      A(4,5)=0
      DO 10 K=1, N
      DO 20 J=K+1, N+1
      A(K, J)=A(K, J)/A(K, K)
20     CONTINUE
      DO 30 I=1, N
      DO 30 J=K+1, N+1
      IF (I.NE.K) A(I, J)=A(I, J)-A(I, K)*A(K, J)
30     CONTINUE
10     CONTINUE
      DO 40 I=1, N
      Z(I)=A(I, N+1)
      PRINT *, 'Z(' , I, ')=' , Z(I)
40     CONTINUE
      MBA=MBA-0.481*Z(1)
      PRINT *, 'MBA=' , MBA
      MBB2=MBBG+0.35*Z(1)+0.256*Z(2)
      PRINT*, 'MBB=' , MBB2
      MBC=0.951*Z(1)-0.115*Z(4)
      PRINT *, 'MBC=' , MBC
      mcb=-mbc/2
      PRINT *, 'MCB=' , MCB
      MBB1=MBBD-0.238*Z(1)-0.35*Z(2)
      PRINT*, 'MBB1=' , MBB1
      MBA1=MBA1+0.453*Z(2)
      PRINT *, 'MBA1=' , MBA1
      MBC1=1.025*Z(2)-0.118*Z(3)
      PRINT*, 'MBC1=' , MBC1
      MCB1=-MBC1/2
      PRINT *, 'MCB1=' , MCB1
      END

```