MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT

SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES SUPÉRIEURS A BÉQUILLES

A TABLIER DE BÉTON PRÉCONTRAINT

PS.BQ.67

Ce document est propriété de l'administration et ne peut être utilisé ou reproduit même partiellement sans l'autorisation du Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes ou de son représentant autorisé.

DIVISION DES OUVRAGES D'ART B

46, Avenue Aristide BRIAND, 46

B.P. 100 92223 – BAGNEUX Tél. 655.42.42

M. RIMBOEUF

Ingénieur T.P.E. Gestionnaire

C. BIDAUD

Ingénieur des P. et Ch.

H. MATHIEU

Ingénieur en Chef

Chef de la Division

DIRECTEUR DU SERVICE

M. HUET

Ingénieur général

OCTOBRE 1967 / 75

AVERTISSEMENT

Cette réimpression ne contient pas la totalité des pièces du dossier initial PS-BQ 67, les pièces rendues périmées par la mise à jour n° 1 en ayant été retirées.En particulier les "cadres pratiques" de calcul n'ont pas pas été reproduits, non plus que la Note de calcul qui n'est représentée que par un extrait.

SOMMAIRE

I - PIECES-PILOTES

1.1. - Notice générale.

1.2. - Dessins-pilotes.

1.2.1. - Vue perspective.
1.2.2. - Morphologie de l'ouvrage.

1.3. - Pièce pilote d'avant-projet : Implantation et Dimensionnement.

1.4. - Note de calcul.

1.4.1. - Note de calcul théorique.

II - MODELE D'APPLICATION PS.6700/II

2.1. - Notice descriptive.

2.2. - Plans de coffrage.

2.2.1. - Tablier.
2.2.2. - Appuis et fondations.

2.3. - Câblage et ferraillage.

2.3.1. - Epure de câblage.
2.3.2. - Ferraillage du tablier.
2.3.3. - Ferraillage des appuis et fondations.

2.4. - Note de calcul (Extraits).

2.5. - Avant-métré.

2.6. - Programme d'exécution des travaux.

Les principaux auteurs du dossier initial ont été MM. J.C. ALBOUY Ingénieur des Ponts et Chaussées, et J.C. JACOB Ingénieur des Travaux Publics de l'Etat.

MINISTERE DE L'ÉQUIPEMENT

SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES SUPÉRIEURS A BÉQUILLES

A TABLIER DE BÉTON PRÉCONTRAINT

PS.BQ.67

PIÈCES PILOTES

1

Ce document est propriete de l'administration et ne peut être utilise ou reproduit même partiellement sans l'autorisation du Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes ou de son representant autorise

DIVISION DES OUVRAGES D'ART B

46, Avenue Aristide BRIAND, 46

B.P. 100 92223 – BAGNEUX Tel. 655.42.42

M. RIMBOEUF

Ingenieur T.P.E. Gestionnaire

C. BIDAUD

Ingenieur des P. et Ch.

H. MATHIEU

Ingenieur en Chef

Chef de la Division

DIRECTEUR DU SERVICE

M. HUET

Ingenieur général

OCTOBRE 1967 / 75

SOMMAIRE

1.1. - Notice générale.

1.2. - Dessins-pilotes.

1.2.1. - Vue perspective.

1.2.2. - Morphologie de l'ouvrage.

1.3. - Pièce-pilote d'avant-projet : Implantation et Dimensionnement.

1.4. - Note de calcul.

1.4.1. - Note de calcul théorique.

MINISTÈRE DE L'EQUIPEMENT

SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES SUPERIEURS A BEQUILLES

A TABLIER DE BÉTON PRECONTRAINT

PS.BQ.67

PIÈCES PILOTES

Notice générale

1.1

Ce document est [illegible] l'administration et ne peut être utilisé ou reproduit [illegible] seulement sans l'autorisation du Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes ou de son représentant [illegible]

DIVISION DES OUVRAGES D'ART

M. RIMBOEUF

C. BIDAUD

Ingénieur des Ponts et Chaussées

H. MATHIEU

Ingénieur en Chef

Chef de la Division

DIRECTEUR DU SERVICE

M. HUET

OCTOBRE 1967 / 75

S O M M A I R E

	Pages
I - INTRODUCTION GENERALE	1
1.1 - But et consistance du dossier	1
1.2 - Place dans le catalogue	2
1.3 - Conditions techniques d'emploi et de compétitivité	3
II - DESCRIPTION DU PONT A BEQUILLES	4
2.1 - Morphologie	4
2.2 - Particularités techniques de l'ouvrage	5
2.3 - Matériaux utilisés	6
III - RECOMMANDATIONS D'EMPLOI DU DOSSIER-PILOTE DE L'OUVRAGE	7
3.1 - Pour l'Ingénieur d'études	7
3.2 - Pour le maître d'oeuvre	8
IV - ANNEXE - BORDEREAU DES PIECES DU DOSSIER-PILOTE COMPLET	10

NOTICE : OBJET DE L'ETUDE

Morphologie et calcul du Pont à Béquilles PS-BQ 67
Dimensionnement, projet et exécution

I - INTRODUCTION GENERALE -

Le présent dossier annule et remplace le dossier provisoire : PS-BQ 64 en date du 21 Décembre 1964, dont le seul but était de faire connaître la structure mais qui ne constituait pas un dossier-pilote.

Il tient compte :

- de la Circulaire Ministérielle n° 17 du 1er Mars 1962 sur les conditions techniques d'aménagement des autoroutes

- de la Circulaire Ministérielle n° 70 du 14 Novembre 1964, relative à l'approbation du Titre VI du Fascicule 61 du C.P.C (conception et calcul des ouvrages en béton armé)

- de la Circulaire Ministérielle n° 44 du 12 Août 1965 portant approbation d'une instruction provisoire relative à l'emploi du béton précontraint.

1.1 - But et consistance du dossier

Les passages supérieurs types de la "première génération" étaient des ouvrages à quatre travées sur appuis verticaux en béton armé ou en béton précontraint. Le but du présent dossier est donc de permettre le calcul et la construction d'un ouvrage à trois travées qui peut dans certaines conditions être substitué aux ouvrages désormais classiques.

Le dossier-pilote comprend les pièces habituelles concernant le dimensionnement (1.3) et le calcul. La note de calcul très détaillée est divisée en quatre parties : la première donne le principe de calcul qui est relativement complexe et les trois suivantes sont des cadres pratiques qui permettent de calculer successivement les lignes d'influence, les efforts et enfin la précontrainte et le ferraillage passif.

En deuxième partie est complètement traité un exemple d'application concernant un ouvrage d'immatriculation 6 700/II. Cet exemple d'application est largement inspiré par l'ouvrage prototype construit en 1965-1966 qui a permis d'acquérir l'expérience des difficultés de réalisation avant que ne soit diffusé le dossier-pilote.

1.2 - Place dans le catalogue

Comme nous l'avons dit, le PS-BQ 67 est un ouvrage de la "deuxième génération" qui n'a pas, pour l'instant, la prétention de se subtituer systématiquement aux ouvrages précédents qui ont fait la preuve de leur simplicité de réalisation, de leur robustesse et de leur économie. Les cas courants d'application peuvent être les suivants :

1.2.1 - Autoroute en déblai important

Lorsque le déblai devient important (cf. Notice du PS-BA 63) les travées de rives du pont à quatre travées s'allongent et peuvent même devenir plus longues que les travées centrales. Le fonctionnement mécanique de l'ouvrage n'est alors plus satisfaisant. En outre, le tablier et les piles longues et grèles qui le portent. découpent sur le ciel des "jours" presque carrés et l'aspect architectural est des plus médiocre. Le pont à béquilles s'adapte bien à ce site, il limite les terrassements pour fondations et même, lorsque les talus sont à 1/1, ce qui est fréquent dans les cas de déblais importants, les réduit pratiquement à néant.

1.2.2 - Conditions particulières de visibilité

Lorsque l'autoroute est encourbe prononcée ou que l'on se trouve à proximité d'une bretelle d'échangeur, les appuis verticaux d'un ouvrage classique peuvent masquer la vue et devenir un danger important pour la sécurité et le confort de l'usager. Les appuis du pont à béquilles disparaissent dans le talus au-dessus de la hauteur de l'oeil de l'automobiliste et l'on peut en choisissant ce type d'ouvrage, dégager la visibilité de talus à talus, comme sur une section courante de l'autoroute.

1.2.3 - Plate-forme non normalisée en zone urbaine

Sur les autoroutes urbaines ou les voies express de dégagement il arrive souvent que le terre-plein central soit pratiquement inexistant ou, tout au moins, de dimensions trop réduites pour permettre l'implantation d'un appui. Le choix d'un pont à béquilles permet alors de construire un ouvrage plus mince qu'un ouvrage à réactions verticales et de gagner sur la ligne rouge.

1.2.4 - Lutte contre la monotonie

Lorsque l'on sera amené à recourir dans ce but au pont à béquilles, on veillera à le choisir de manière qu'il soit bien en vue, situé près d'un point où il sera souhaitable de reveiller l'attention des conducteurs (par exemple en approchant d'un point singulier du tracé), qu'il bénéficie de conditions techniques favorables et que le choix ne conduise pas à trop s'écarter d'une normalisation possible. La plupart de ces conditions concourront en faveur d'un ouvrage relativement isolé.

1.3 - Conditions techniques d'emploi et de compétitivité

1.3.1 - Implantation

Le gabarit réglementaire de 4,85 m en hauteur devant être dégagé jusqu'à 3,00 au-delà des bords extérieurs des chaussées, le franchissement droit d'une plate-forme de type I ou II impose que la "portée centrale géométrique", c'est-à-dire la portée entre têtes des béquilles au niveau de l'intrados, soit voisine de 32 mètres (on peut naturellement la faire varier en jouant sur la position et l'inclinaison des appuis, encore que la valeur de 45 degrés retenue dans l'exemple d'application soit une valeur dont il convient de ne pas trop s'écarter). Pour un ouvrage que, pour des raisons esthétiques, on veut mince, c'est une valeur qu'on veillera à ne pas trop dépasser. On pourra à la limite, pour un ouvrage droit, admettre que la plate-forme soit augmentée d'une voie d'accélération ou de décélération (portée de 35 m environ) mais il conviendra de ne pas aller au-delà.

Pour cette même raison de limitation de portée, il sera bon de limiter le biais de l'ouvrage. De plus, un biais prononcé entrainerait des problèmes délicats de calcul (nécessité par exemple de tenir compte de la torsion) dont la solution n'est pas pour l'instant en vue. Il faudra donc limiter le biais à une valeur de 80 grades.

Le dossier pilote ne traite que le cas des ouvrages symétriques, car une dissymétrie dans la longueur des travées de rive rendrait le calcul inextricable. Pour que cette symétrie soit assurée, il conviendra que si le profil en long est circulaire, son point haut soit au centre de l'ouvrage. Un profil en long rectiligne exclut a priori la possibilité de symétrie de l'ouvrage. Toutefois si la pente reste faible (les 1 à 2 % nécessaires pour l'écoulement des eaux), on pourra implanter les fondations à des cotes différentes afin de rétablir la symétrie.

Le tablier d'un pont à béquilles est plus épais que celui d'un pont à quatre travées et la différence de niveau minimale pour respecter le gabarit entre lignes rouges de l'autoroute et de la voie franchie est donc plus grande. Sauf dans le cas où l'autoroute est en déblai important, il faudra tenir compte de l'incidence de l'augmentation des remblais d'accès sur les emprises et sur le coût.

1.3.2 - Fondations

Le pont à béquilles est un ouvrage à poussée horizontale et cette poussée doit être reprise par le sol de fondation. Bien qu'il n'exerce sur le sol que des pressions modérées (l'exemple d'application donne une pression maximale au centre de la semelle inférieure à 2,3 kg/cm2) il est très sensible aux mouvements horizontaux des appuis et de ce fait exige des sols de bonne qualité (du point de vue des tassements). Pour que le pont à béquilles soit compétitif par rapport à l'ouvrage à réactions verticales qu'il est susceptible de remplacer, il faut donc qu'il puisse s'accommoder du même type de fondations.

- Si le sol est de très bonne qualité, on peut fonder le PS-BQ sur massif superficiel.

- Si le sol est moyen et admet des tassements non négligeables, le pont à béquilles exige des fondations profondes alors que l'ouvrage à réactions verticales peut être encore fondé sur semelles. Dans ce cas, le pont à béquilles n'est pas à envisager.

- Si le sol est médiocre tous les ouvrages exigent des fondations profondes et dans ce cas le pont à béquilles peut être à nouveau compétitif. L'exemple en est fourni par certaines autoroutes étrangères où les terrains traversés sont très médiocres et où tous les ouvrages sont à poussée horizontale. Il est cependant à remarquer que la réaction exercée par le pont à béquilles peut être très inclinée (plus de 30 degrés par rapport à la verticale) et nécessite des pieux eux aussi très inclinés et donc un matériel de battage spécial.

II - DESCRIPTION DU PONT A BEQUILLES

2.1 - Morphologie

Le pont à béquilles constitue un bloc monolithique qui intègre un tablier en béton précontraint et des appuis en béton armé. Les appuis intermédiaires visibles sont les béquilles; les appuis extrêmes, enterrés dans le remblai d'accès à l'ouvrage sont les contre-béquilles. Béquilles et contre-béquilles d'un même côté de la plate-forme de l'autoroute reposent sur un massif de fondation unique.

2.1.1 - Le tablier

L'élancement à la clé voisin de 1/30e de la portée centrale géométrique n'est rendu possible que par l'adoption d'une structure en caisson multicellulaire précontraint longitudinalement. Transversalement, le tablier comme le reste de l'ouvrage est armé.

L'élancement sur appui intermédiaire est de l'ordre de 1/20e de la portée centrale géométrique. L'épaisseur de l'ouvrage à l'extrémité doit être déterminée par des considérations esthétiques et surtout par la possibilité d'ancrer convenablement les câbles de précontrainte (80 cm paraît une valeur raisonnable).

Toujours pour des raisons d'esthétique l'intrados de la travée centrale est tracé circulaire (au-delà de la naissance des béquilles), celui des travées de rive est rectiligne.

La dalle inférieure du caisson est percée d'ouvertures (quatre par alvéole) permettant le décoffrage de la dalle supérieure du caisson. La taille de ces ouvertures dépend essentiellement de la taille des panneaux de coffrages utilisés. La dimension qui a été donnée dans le modèle d'application (rectangle de 1,30 x 2,50 complété par deux demi-octogones sur les petits côtés du rectangle) permet d'utiliser des panneaux de grande dimension et donc de réaliser économiquement le coffrage intérieur.

2.1.2 - Les appuis

Dans chaque ligne d'appuis, il y a autant de béquilles et de contre-béquilles que de nervures verticales dans le caisson constituant le tablier.

L'épaisseur des béquilles vues en élévation a été déterminée avec le souci de donner un aspect satisfaisant à l'ouvrage. Des béquilles minces seraient suffisantes si l'on se plaçait seulement du point de vue de la résistance des matériaux,mais nuiraient à l'esthétique. On a adopté dans ce but une règle simple : l'épaisseur droite des béquilles au niveau de l'encastrement sur le tablier est pratiquement égale à l'épaisseur du tablier à la clé, A leur extrémité inférieure les béquilles sont articulées sur le massif de fondation et leur épaisseur est environ la moitié de l'épaisseur à l'encastrement.

Cette disposition d'articulation à la base, qui complique quelque peu la réalisation, donne une flexibilité suffisante aux béquilles de façon que les efforts qu'elles subissent restent modérés.

Les contre-béquilles sont encastrées à leurs extrémités sur le tablier et sur le massif de fondation. Leur section dépend surtout des efforts qu'elles seront appelées à subir sous l'action des terres.

2.1.3 - Les fondations

Le pont à béquilles repose sur deux massifs de fondation. La face avant de chaque massif est perpendiculaire à la direction des béquilles. La face en contact avec le sol est placée d'une façon telle que la résultante des efforts transmis lui soit en moyenne perpendiculaire, et que la force horizontale à reprendre par frottement sur le sol ou par butée soit aussi faible que possible. Au total la dimension de ces massifs doit être assez importante.

2.2 - Particularités techniques de l'ouvrage

2.2.1 - Dalles de transition

Pour les ouvrages classiques, sur appuis verticaux, les mouvements du tablier à l'extrémité sont uniquement des mouvements horizontaux dus aux variations de longueur du tablier et à la rotation de la section d'about. Les appuis du pont à béquilles peuvent tourner autour du massif de fondation et l'extrémité de l'ouvrage subir des mouvements verticaux de l'ordre d'un bon centimètre. Ces mouvements verticaux causeraient des désordres dans la chaussée, c'est pourquoi, dès que la voie franchie à quelque importance, il convient de munir l'ouvrage de dalles de transition. Ces dalles n'auront naturellement pas la longueur de celles que l'on prévoit toujours pour les passages inférieurs. Les valeurs usuelles seront une portée de 3 m et une épaisseur de 20 cm.

2.2.2. - Précontrainte -

Dans cet ouvrage, la précontrainte est placée dans les âmes des caissons. Comme celles-ci sont coulées en place et qu'il faut ménager la possibilité de vibration par aiguilles, on donnera aux âmes des dimensions relativement larges (environ 40 cm) et d'autre part il est recommandé d'utiliser les unités de précontrainte de moyenne ou grande puissance dont l'encombrement est moindre à force développée égale.

Les goussets longitudinaux des âmes du caisson permettent :

- Sur béquilles, d'assurer la résistance à l'effort tranchant et d'obtenir une épaisseur d'âme identique à celle des béquilles.

- Sur appui de rive, un tracé des armatures de précontrainte donnant des dispositions d'ancrage convenables.

2.3. - Matériaux utilisés -

a/ - Le béton peut n'être que d'une bonne qualité ordinaire de résistance nominale :

σ_{28} = 300 bars (mesurée sur cylindres à 28 jours)

ce qui correspond pour le tablier (béton précontraint) à une contrainte admissible de compression en service de $\overline{\sigma}_b$ = 126 kg/cm2, et pour les appuis (béton armé) à une contrainte admissible de compression centrée σ_{oo} = 90 kg/cm²

C'est donc un béton de qualité courante pour des ouvrages d'art qui est demandé pour le pont à béquilles.

b/ - L'acier dur devra satisfaire à la fois à des conditions de fourniture (agrément), d'approvisionnement et de mise en oeuvre. Pour tous ces points on se reportera au dossier pilote PSI-BP 66 du Service Spécial des Autoroutes et plus particulièrement à sa Notice générale (pièce 1.1.) et à la pièce 1.4.1. concernant les caractéristiques et les agréments des aciers et des systèmes de précontrainte, en attendant la brochure : "Armatures et Procédés de Précontrainte" que doit publier prochainement le Service Central d'Etudes Techniques.

c/ - L'acier passif employé est, en quasi-totalité, de l'acier à haute adhérence, de même coût et aussi facile à approvisionner que l'ADx à peu près partout en FRANCE. Cet acier devra être façonnable, et avoir une limite d'élasticité nominale d'au moins :

σ'_{en} = 40 kg/mm2 pour les diamètres supérieurs à 20 mm

σ'_{en} = 42 kg/mm2 pour les diamètres inférieurs ou égaux à 20 mm

Le pont à béquilles consomme une quantité importante d'acier HA. Les diamètres utilisés sont :
Ø 20 - comme ferraillage principal des appuis et des fondations

Ø 16 - essentiellement dans les béquilles et dans les fondations

Ø 12 - comme ferraillage transversal dans le hourdis supérieur et comme étriers dans les fondations

Ø 10 - dans le tablier comme ferraillage des hourdis et dans les appuis (étriers et cadres).

L'acier ADx n'est utilisé (diamètre Ø 10) que pour le frettage de l'articulation FREYSSINET à la base des béquilles et le frettage de l'about au voisinage des ancrages des armatures de précontrainte.

III - RECOMMANDATIONS D'EMPLOI DU DOSSIER ET DE L'OUVRAGE

Le pont à béquilles doit être utilisé seulement dans les circonstances décrites en première partie de la présente notice. Il doit être soigneusement projeté sur le plan de la mécanique des sols après une reconnaissance géologique approfondie.

De plus, sa construction est plus délicate et plus longue que pour un ouvrage classique et nécessite une entreprise hautement qualifiée; c'est pourquoi, il sera en général préférable de prévoir un marché d'ouvrage d'art séparé pour le ou les ponts à béquilles projetés.

3.1 - Pour l'Ingénieur d'études

Après avoir mis en place l'ouvrage (choix des portées et des épaisseurs principales) à l'aide de la pièce pilote 1.3, l'Ingénieur d'Etudes se préoccupera de son calcul.

Le calcul se fait par itérations successives avec blocage et déblocage de noeuds (méthode du type Hardy-Cross). La première étape du calcul consiste en la recherche des efforts et déformations dans un tablier continu à trois travées d'inertie variable reposant sur des appuis verticaux. Cette étape est rendue automatique par le programme de calcul électronique T.I.V (Travées à Inertie Variable) du Service Spécial des Autoroutes. Les modalités de commande et d'exploitation de la note de calcul T.I.V sont décrites dans la pièce 2.4.1 du modèle d'application.

A partir de ces résultats on doit remplir les trois cadres de calcul 1.4.2 (Lignes d'Influence), 1.4.3 (Efforts), 1.4.4 (Précontrainte et Ferraillage) en s'aidant de la pièce 1.4.1 (Note de Calcul Théorique) et des pièces correspondantes du modèle d'application.

La longueur de la note de calcul ne doit cependant pas faire croire que le calcul est lui aussi très long. Nous avons seulement détaillé toutes les étapes du calcul, en présentant les résultats sous forme de tableaux de façon que le projeteur n'ait qu'à suivre pas à pas et sans difficulté la démarche de calcul que nous lui proposons.

3.2 - Pour le maître d'oeuvre

Indépendamment de la surveillance à exercer sur le chantier en ce qui concerne les points communs à tous les ouvrages, le pont à béquilles exige une surveillance particulière sur les points suivants :

a/ - L'échafaudage destiné à supporter les béquilles doit être conçu de telle façon que l'on puisse décintrer aisément les béquilles sans toucher au cintre du tablier.

b/ - Le talus des fouilles pourra être réglé à la même pente que les contre-béquilles, de façon qu'après coulage d'un béton de propreté on puisse ferrailler et bétonner les contre-béquilles sans coffrage inférieur.

c/ - Le coffrage de l'articulation FREYSSINET à la base des contre-béquilles sera réalisé en polystyrène, isorel mou ou tout autre matériau équivalent. Avant remblaiement, cette articulation sera protégée par un produit plastique du genre ACCOPLAST (Cochery) ou JN 60 (SCREG).

d/ - Les joints de coffrage sur les béquilles seront réalisés perpendiculairement à la fibre moyenne des béquilles.

e/ - A la construction devront être réalisés des trous de drainage aux points bas du hourdis inférieur (tube plastique par exemple) pour permettre l'écoulement des eaux pluviales avant que ne soit coulé le hourdis supérieur; ces trous permettant de plus, le drainage du caisson en cas d'infiltrations accidentelles.

f/ - La mise en place dans la dalle inférieure des aciers supplémentaires destinés à reprendre les efforts créés par la poussée au vide à proximité des trous de décoffrage sera vérifiée soigneusement (aciers numérotés 1, 24 et 25 dans le métré de l'exemple d'application).

g/ - Les joints de coffrage sur les nervures de rive seront verticaux.

h/ - Les reprises de bétonnage entre la dalle inférieure du tablier et les nervures de rive seront placées sur l'intrados du tablier de façon à être invisibles en élévation.

i/ - De même que pour tout ouvrage à tablier en caisson précontraint, le délai séparant deux phases de bétonnage devra être strictement limité sous peine de risquer des fissurations par retrait différentiel. Avec le taux de ferraillage longitudinal prévu dans le hourdis du modèle d'application le délai entre deux phases successives peut être en pratique de huit jours en moyenne.

j/ - Le décoffrage complet de la dalle supérieure (à l'intérieur du caisson) sera surveillé afin d'éviter qu'il ne reste, dans l'ouvrage des matériaux putrescibles et aussi un supplément de poids mort non pris en compte dans les calculs.

k/ - La mise en tension de la totalité ou d'une fraction importante des câbles de précontrainte n'est possible qu'après décintrement des béquilles. Cependant, si le système de précontrainte le permet, il est préférable, avant décintrement des béquilles, d'appliquer une faible partie de la précontrainte (environ 10 %) destinée à donner une certaine "cohésion" à l'ouvrage.

l/ - Les armatures en attente aux abouts doivent permettre une reprise facile pour le bétonnage de l'about et éventuellement du corbeau support de dalle de transition.

m/ - Le remblaiement sous l'ouvrage devra se faire avec un soin particulier afin d'éviter de détériorer les contre-béquilles.

MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT

SERVICE SPÉCIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES SUPÉRIEURS A BÉQUILLES

A TABLIER DE BÉTON PRÉCONTRAINT

PS.BQ.67

PIÈCES PILOTES

Vue perspective

Ce document est [illegible]
l'Administration [illegible]
[illegible] soit a [illegible]
Service Spécial [illegible]

1.2.1

DIVISION DES OUVRAGES D'ART
B.P. 235 — Orly — Aérogare (Seine)
Tél : 587. 51. 41.

CHEF DU SERVICE
38, rue Liancourt
PARIS 14° _ Tél : 734.37.74

J.C. JACOB
Ingénieur T.P.E

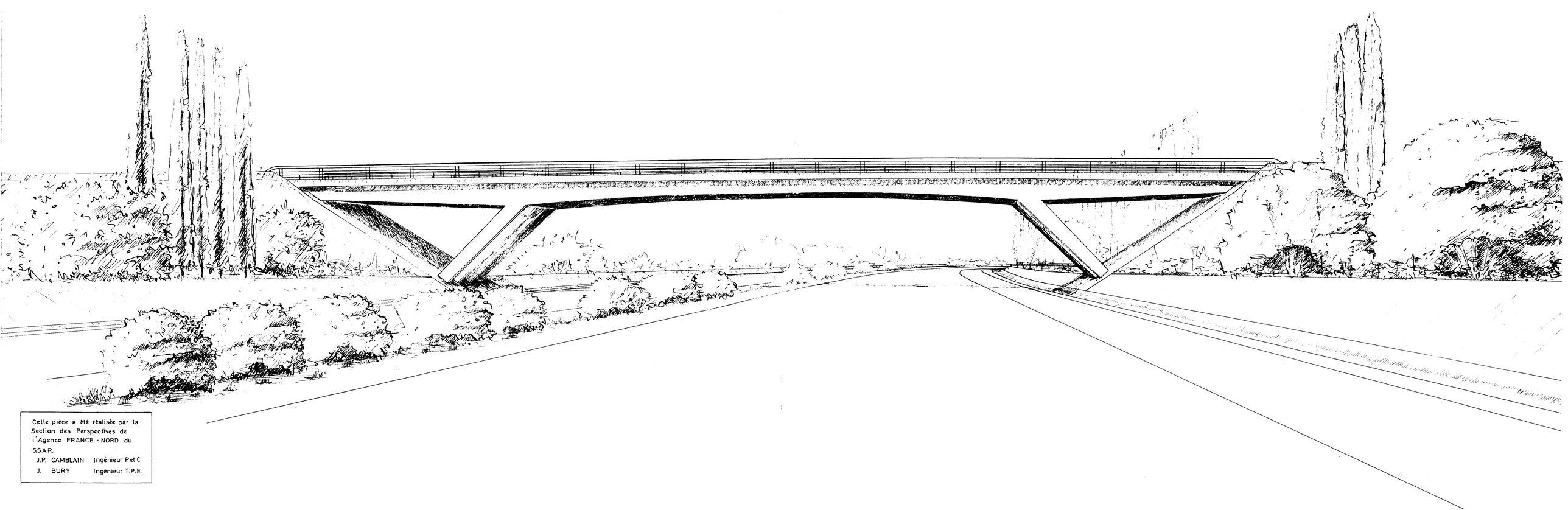
G. MONNERET
Ingénieur en Chef

A. THIEBAULT
Ingénieur en Chef

J.C. ALBOUY
Ingénieur des Ponts et Chaussées

H. MATHIEU
Ingénieur en Chef
Adjoint au Chef du Service

OCTOBRE 1967



Cette pièce a été réalisée par la Section des Perspectives de l'Agence FRANCE - NORD du S.S.A.R.

J.P. CAMBLAIN Ingénieur P et C

J. BURY Ingénieur T.P.E.

MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT

SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES SUPÉRIEURS A BÉQUILLES

A TABLIER DE BÉTON PRÉCONTRAINT

PS.BQ.67

PIÈCES PILOTES

Morphologie de l'ouvrage

1.2.2

Ce document est propriete de l'administration et ne peut être utilise ou reproduit même partiellement sans l'autorisation du Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes ou de son representant autorise.

DIVISION DES OUVRAGES D'ART B
46, Avenue Aristide BRIAND, 46
B.P. 100 92223 – BAGNEUX Tel. 655.42.42

M. RIMBOEUF
Ingenieur T.P.E. Gestionnaire

C. BIDAUD
Ingenieur des P et Ch.

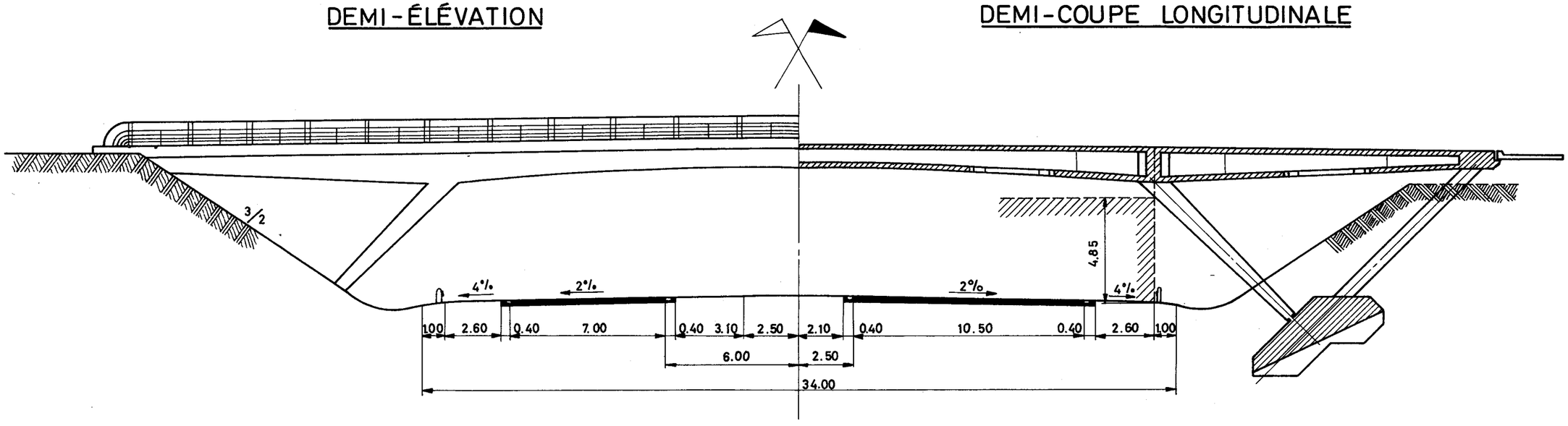
H. MATHIEU
Ingenieur en Chef
Chef de la Division

DIRECTEUR DU SERVICE
M. HUET
Ingenieur general

OCTOBRE 1967 / 75

DEMI-ÉLÉVATION

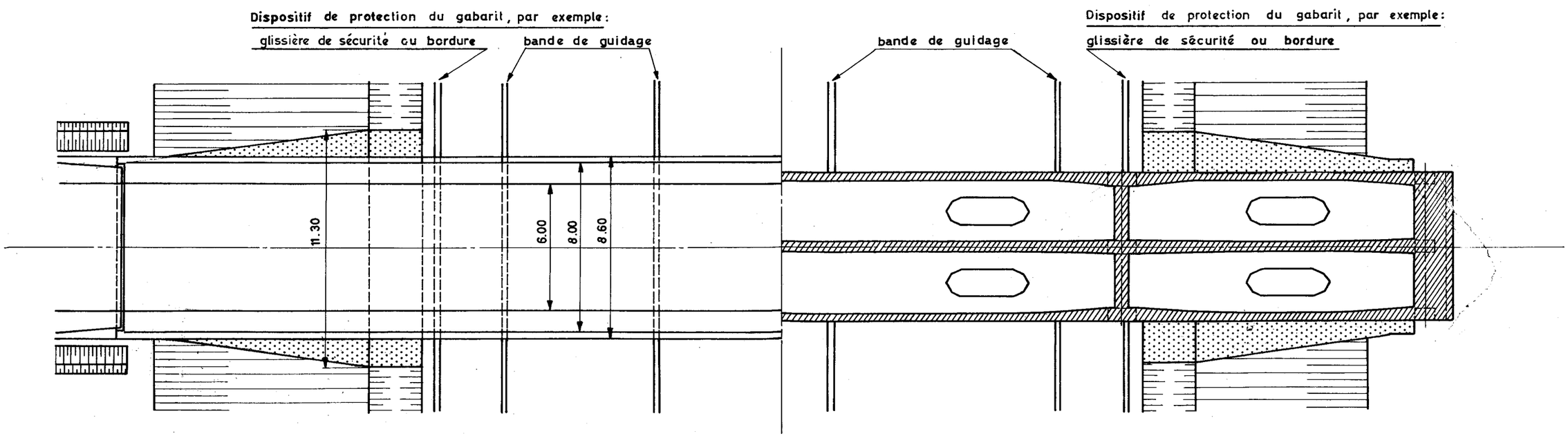
DEMI-COUPE LONGITUDINALE



DEMI-PLAN

ECHELLE 1/200°

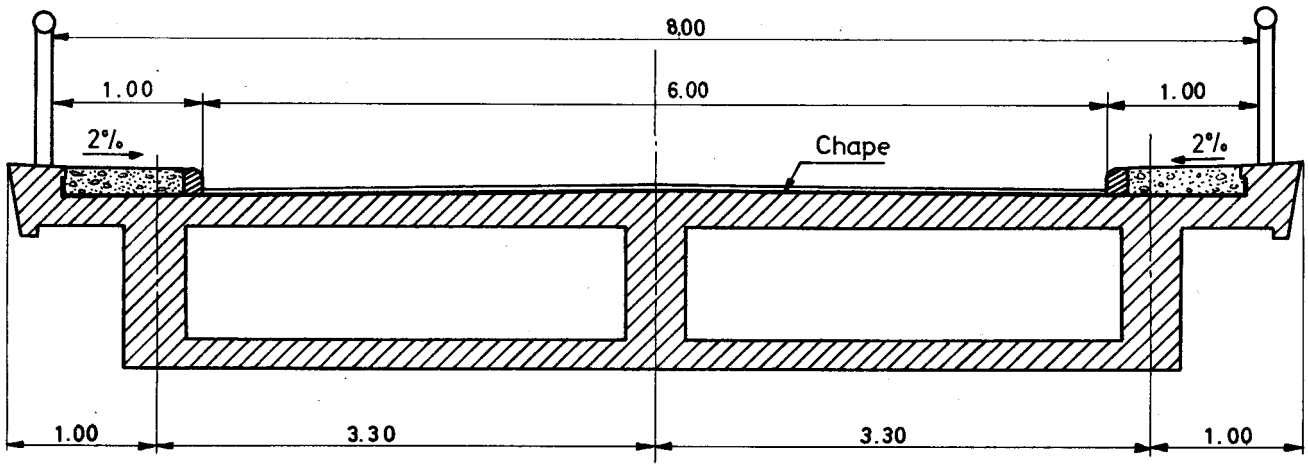
DEMI-PLAN DE POUTRAISON



ÉCHELLE : 1 / 200°

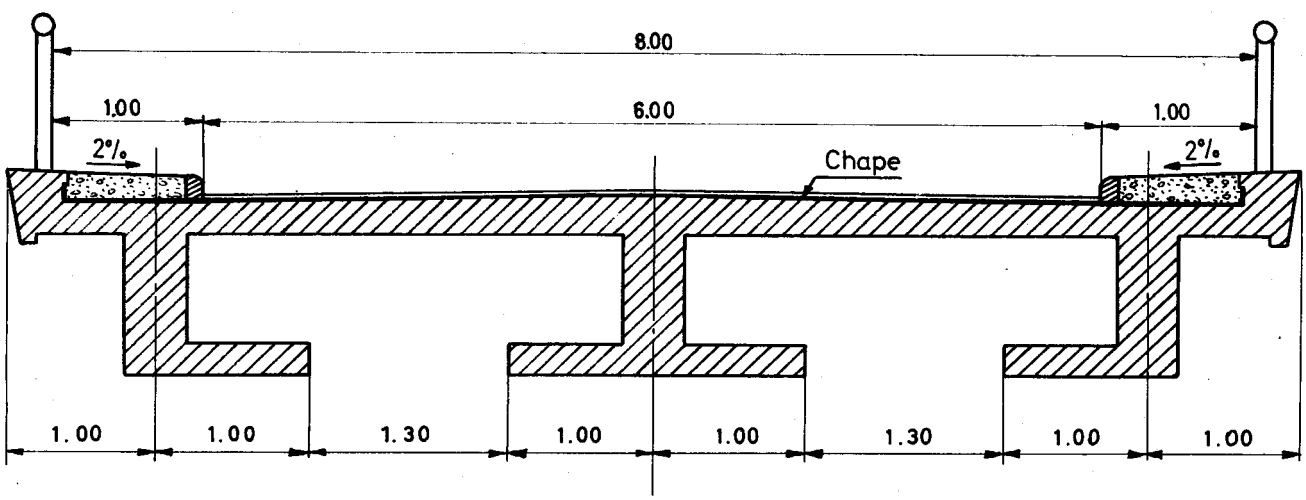
COUPE TRANSVERSALE

Section courante.

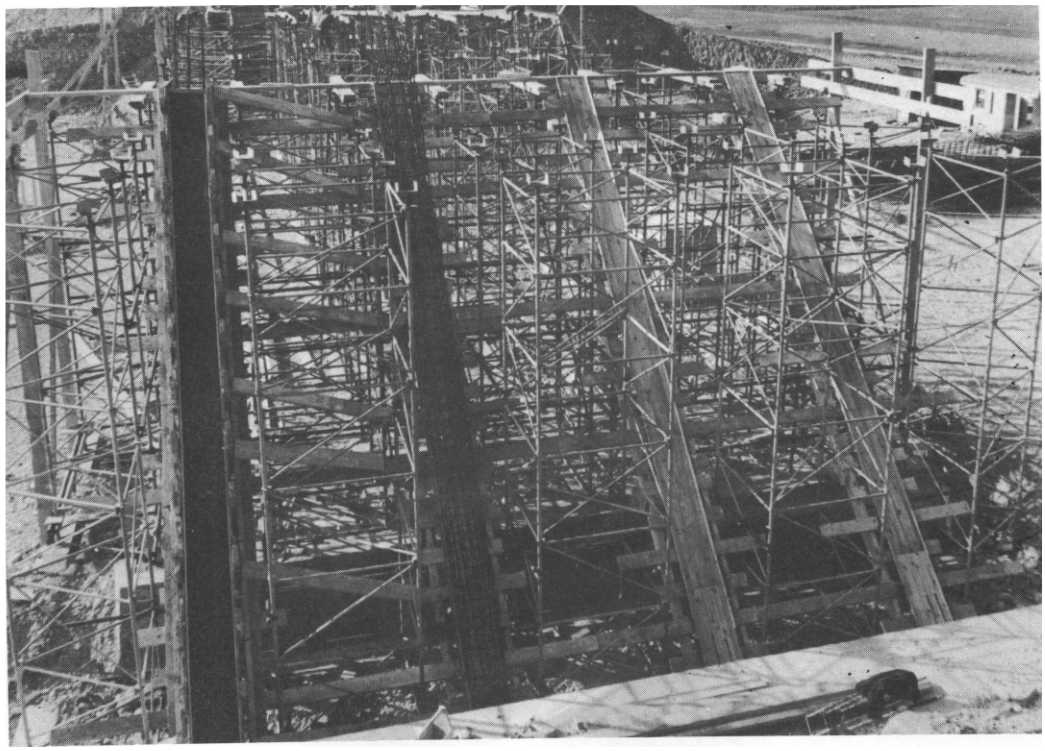


COUPE TRANSVERSALE

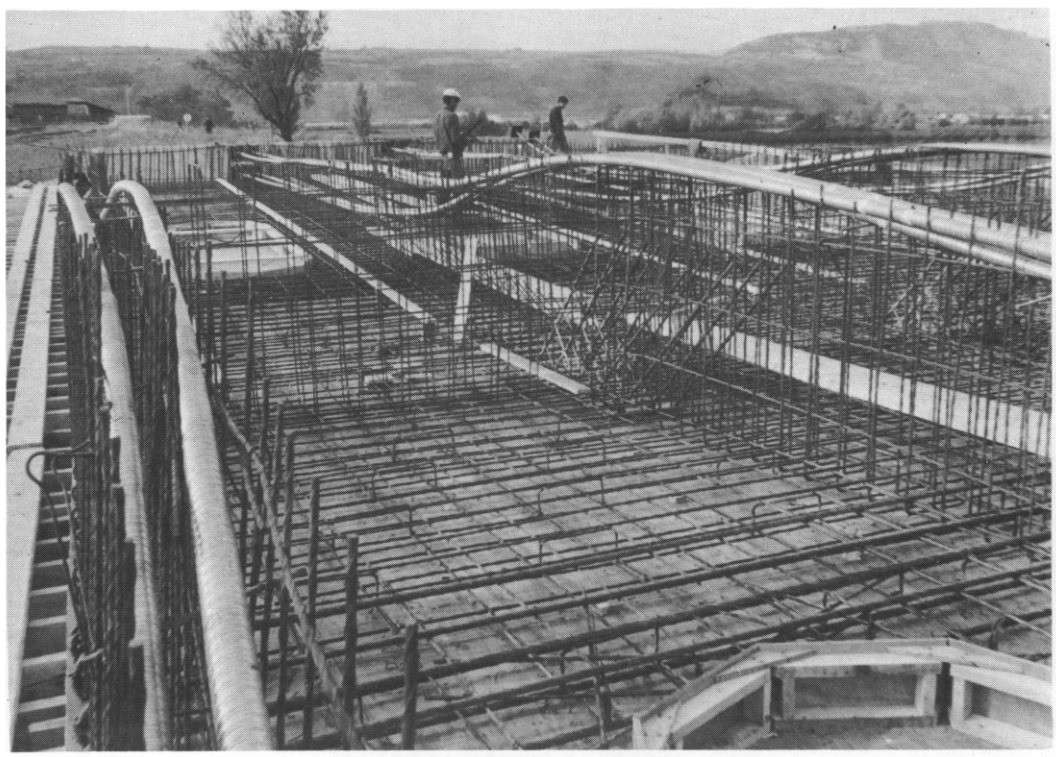
Au droit des trous de décoffrage .

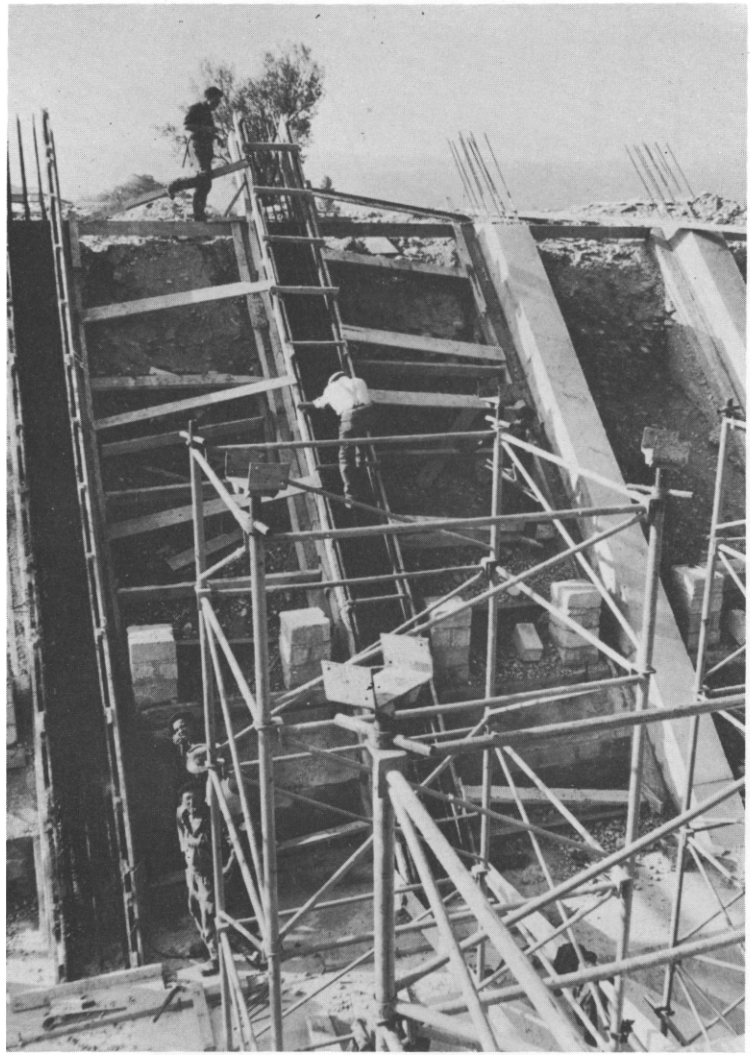


ÉCHELLE : 1 / 50°



PS. BQ EN COURS DE CONSTRUCTION





MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT

SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES SUPÉRIEURS A BÉQUILLES

A TABLIER DE BÉTON PRÉCONTRAINT

PS.BQ.67

PIÈCES PILOTES

Implantation et Dimensionnement

1.3

Ce document est propriété de l'administration et ne peut être utilisé ou reproduit même partiellement sans l'autorisation du Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes ou de son représentant autorisé

DIVISION DES OUVRAGES D'ART B

46 Avenue Aristide BRIAND 46

B.P. 100 92225 - BAGNEUX Tél. 655.42.42

M. RIMBOEUF

Ingénieur T.P.E. Contractuel

C. BIDAUD

Ingénieur des P. et Ch.

H. MATHIEU

Ingénieur en Chef

Chef de la Division

DIRECTEUR DU SERVICE

M. HUET

Ingénieur général

OCTOBRE 1967 / 75

S O M M A I R E

I - GENERALITES - 2

II - IMPLANTATION ET DIMENSIONNEMENT GEOMETRIQUE - 2

2.1. - Coupe longitudinale 2

2.1.1. - Détermination de la longueur approchée du tablier 2
2.1.2. - Détermination des portées de l'ouvrage 4
2.1.3. - Dimensionnement en épaisseur du tablier 4
2.1.4. - Disposition des appuis et des fondations. 4

2.2. - Coupe transversale du tablier 5

III - DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE - 5

3.1. - Calcul de la force de précontrainte minimale 6

3.1.1. - Fuseau de passage de la ligne de précontrainte 6
3.1.2. - Précontrainte minimale. 7

3.2. - Tracé du câble moyen 9

3.3. - Exemple d'application 9

IMPLANTATION ET DIMENSIONNEMENT

I - GENERALITES -

Le passage supérieur à béquilles en béton précontraint que nous allons définir géométriquement est symétrique, droit ou très peu biais. Son tablier est d'épaisseur variable. Il assure le franchissement d'une autoroute type définie par la circulaire n° 17 du 1er Mars 1962, relative aux Conditions Techniques d'Aménagement des Autoroutes.

En ce qui concerne l'implantation et le dimensionnement géométrique de l'ouvrage, nous nous bornerons à indiquer quelques règles empiriques basées sur un critère de bonne esthétique, et sur les dispositions nécessaires à la viabilité et à la sécurité de l'ouvrage.

II - IMPLANTATION ET DIMENSIONNEMENT GEOMETRIQUE -

2.1. - Coupe longitudinale -

2.1.1. - Détermination de la longueur approchée du tablier -

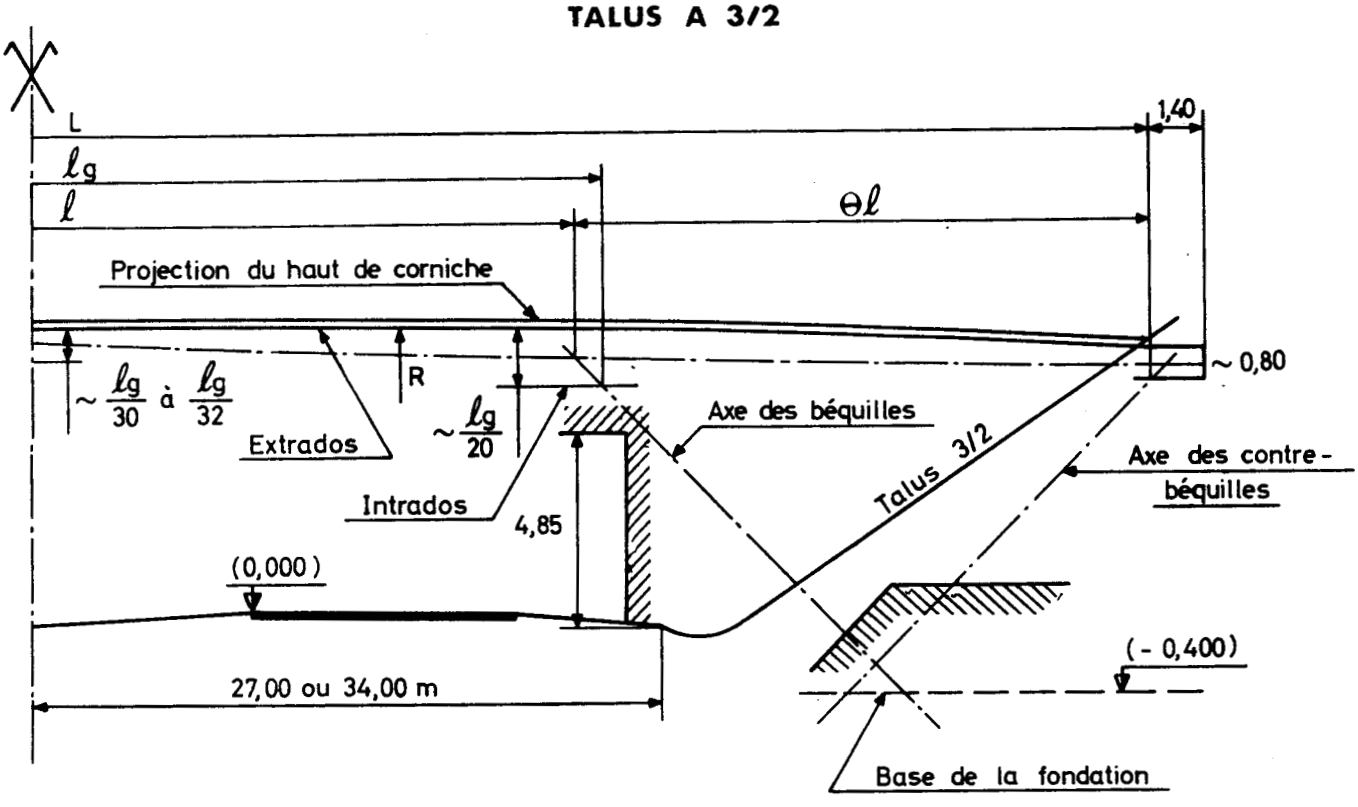
Nous transformerons le problème du calcul dans l'espace de la longueur de l'ouvrage en un problème dans le plan. Le résultat trouvé sera satisfaisant car en pratique l'imprécision des terrassements rendrait illusoire la précision des calculs d'une méthode de détermination choisie arbitrairement pour donner des extrémités de tablier suffisamment longues.

La longueur approchée L entre appuis extrêmes sera déterminée analytiquement par l'intersection, dans le plan vertical passant par l'axe longitudinal de l'ouvrage, des droites d'intersection de ce plan avec les plans des talus, et de la projection droite de la courbe formée par le haut de corniche.

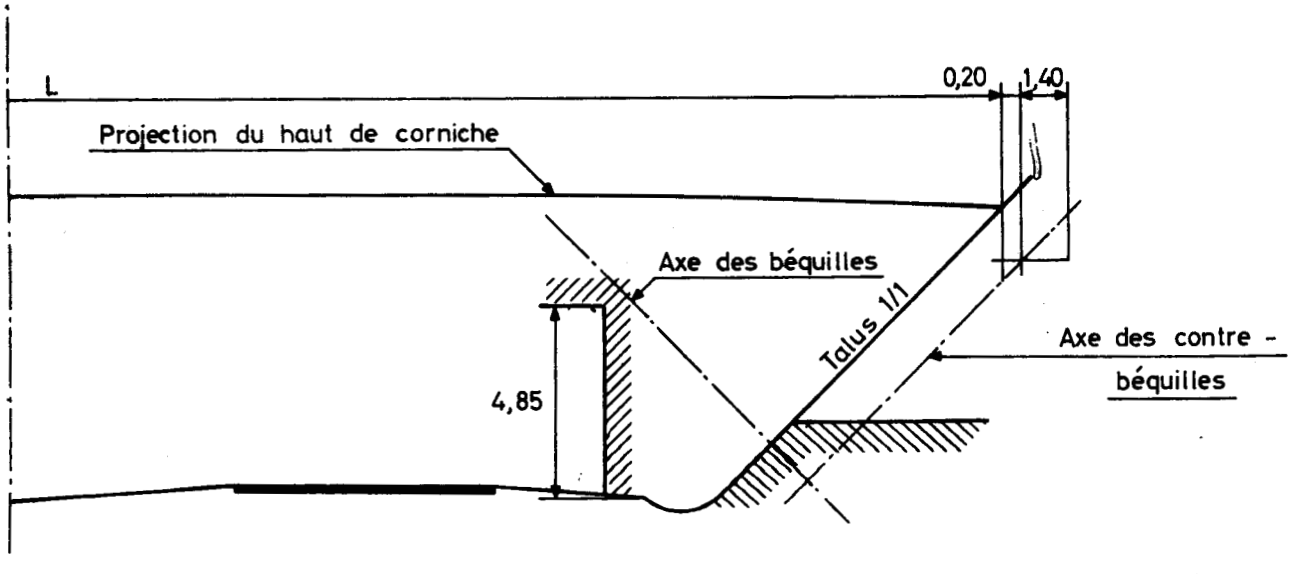
La distance trouvée devra être majorée de 0,40 mètre dans le cas où les talus sont à 45° pour permettre la mise en place de la fondation à l'intérieur des talus (voir au § 2.1.4 et le schéma suivant).

La longueur totale de l'ouvrage s'obtient en ajoutant au résultat du calcul précédent la longueur des abouts nécessaire à l'ancrage des armatures de précontrainte et à la réalisation des corbeaux d'appui pour dalles de transition (environ 2 x 1,40 mètre dont 2 x 0,30 mètre de corbeau).

TALUS A 3/2



TALUS A 1/1



2.1.2. - Détermination des portées de l'ouvrage -

Les portées géométriques sont les distances qui séparent deux intersections successives des axes des appuis avec l'intrados. Les portées théoriques, (à prendre en compte dans les calculs) sont déterminées par les intersections des fibres moyennes du tablier et des appuis.

Le dimensionnement est correct en ce qui concerne les portées lorsque les 3 conditions suivantes sont réalisées :

1°/ Les portées théoriques de rive sont peu différentes de la moitié de la portée centrale. Le respect de cette condition donne d'une part à l'ouvrage un aspect satisfaisant et d'autre part, des moments fléchissants extrêmes sur béquilles et en milieu de travée centrale, permettant, compte tenu de la variation d'inertie et de la précontrainte usuelle, une bonne utilisation de ma matière. Cette disposition permet en général d'avoir des contre-béquilles comprimées dans tous les cas de charge.

2°/ La base des massifs de fondation (dont l'épaisseur maximale est voisine de 2,50 mètres) devra être au plus haut à l'altitude moyenne des terrassements de la chaussée. Cela protège les fondations des mouvements éventuels des talus.

3°/ Le gabarit peut être limité soit par l'intrados lorsque la différence d'altitude des profils en long de l'autoroute et de la voie portée est faible, soit par les béquilles dans le cas contraire.

2.1.3. - Epaisseur du tablier -

Les considérations d'esthétique ont conduit à choisir un intrados rectiligne en travée de rive et circulaire en travée centrale.

Les portées étant choisies comme cela est indiqué ci-dessus, l'épaisseur doit être peu différente de $\frac{\ell g}{30}$ à $\frac{\ell g}{32}$ en milieu de travée centrale, et de $\frac{\ell g}{20}$ au droit des béquilles. L'épaisseur du tablier sur appui de rive ne peut être inférieure à 0,80 mètre pour permettre l'ancrage des armatures de précontrainte.

2.1.4. - Disposition des appuis et fondations -

Il y a d'un même côté une béquille et une contre-béquille par nervure. L'inclinaison des appuis à 50 grades sur la verticale permet dans la majorité des ouvrages projetés, un rapport de portées convenable.

Dans le cas des talus à 1/1, la face avant des massifs de fondation pourra constituer la partie inférieure du perré.

Les contre-béquilles ont une section carrée constante de 0,50 m de côté. Pour une question d'aspect, la largeur droite des béquilles est variable. Elle est en tête au moins égale à l'épaisseur à la clé du tablier. La base des béquilles est déterminée en fonction de l'effort normal qu'elles transmettent aux fondations. Cette base carrée a au moins 0,50 mètre de côté.

La forme générale à donner à la fondation est celle représentée sur la pièce 1.2.2. Les dimensions de cette fondation et son inclinaison sont fonction des efforts qu'elle transmet et des caractéristiques du sol de fondation.

2.2. - Coupe transversale du tablier -

Le tablier a une structure en caisson. Le nombre de cellules du caisson a été défini dans la pièce 1.2.3.

Les nervures ont au moins une largeur de 0,34 mètre pour permettre la mise en place des armatures de précontrainte et une bonne vibration du béton.

L'absence d'entretoise intermédiaire et de gousset transversal conduit à une épaisseur constante de 0,20 mètre du hourdis inférieur. Celle du hourdis supérieur est également de 0,20 mètre, excepté dans la partie qui correspond à la cellule centrale du caisson où elle est supérieure à 0,20 mètre pour tenir compte du bombement de la chaussée.

Des goussets longitudinaux sont nécessaires au voisinage des appuis pour permettre à la structure de résister aux efforts tranchants et pour faciliter la mise en place de la précontrainte.

III - DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE -

Dimensionner la précontrainte signifie rechercher la valeur de la force de précontrainte et l'excentricité du câble moyen équivalent.

Les notations employées sont les suivantes :

M_{ex} (M_{max} , M_{min}) : moment fléchissants extrêmes dans le tablier sans précontrainte.

N_{ex} (N_{max} , N_{min}) : efforts normaux correspondants aux moments fléchissants extrêmes dans le tablier sans précontrainte.

M : moment isostatique de précontrainte.

$\mathfrak{M}$: moment hyperstatique de précontrainte.

F : force de précontrainte.

$\mathfrak{N}$: effort normal hyperstatique de précontrainte.

m : moment fléchissant créé par les variations linéaires dues à la précontrainte.

n : effort normal créé par les variations linéaires dues à la précontrainte.

B_n : section nette.

I_n : inertie nette.

v : distance du centre de gravité d'une section à la fibre supérieure de celle-ci.

v' : distance en valeur absolue du centre de gravité d'une section à la fibre inférieure de celle-ci.

ρ : rendement géométrique d'une section $\rho = \frac{I_n}{B_n \, v \, v'}$.

e : excentricité du câble moyen équivalent (en valeur algébrique).

d : distance minimale de l'axe du câble moyen équivalent aux parements.

3.1. - Calcul de la force de précontrainte minimale -

La force de précontrainte sera déterminée pour que la ligne de précontrainte (ligne d'action de la précontrainte compte tenu des effets hyperstatiques et linéaires de précontrainte) soit à l'intérieur du fuseau limite de passage de la ligne de précontrainte déduit du fuseau limite en tenant compte des sollicitations extérieures.

3.1.1. - Fuseaux de passage de la ligne de précontrainte -

Ecrivons que sous l'action des efforts extrêmes et de la précontrainte, les contraintes sur les fibres extrêmes du tablier restent positives et inférieures à la contrainte admissible de compression du béton :

$$(M_{min} + M + \mathcal{M} + m)\frac{v}{I} + \frac{N_{min} + F + \mathcal{N} + n}{B_n} \geqslant 0$$

$$(M_{max} + M + \mathcal{M} + m)\frac{v}{I} + \frac{N_{max} + F + \mathcal{N} + n}{B_n} \leqslant \overline{\sigma}_b$$

$$-(M_{max} + M + \mathcal{M} + m)\frac{v'}{I} + \frac{N_{max} + F + \mathcal{N} + n}{B_n} \geqslant 0$$

$$-(M_{min} + M + \mathcal{M} + m)\frac{v'}{I} + \frac{N_{min} + F + \mathcal{N} + n}{B_n} \leqslant \overline{\sigma}_b$$

L'excentricité de la ligne de précontrainte étant :

$$e_o = \frac{M + \mathcal{M} + m}{F + \mathcal{T} + n}$$

nous déduisons des inéquations précédentes les fuseaux limites de passage de la ligne de précontrainte.

$$-\rho v'\left(1+\frac{N_{min}}{F+\mathcal{T}+n}\right) - \frac{M_{min}}{F+\mathcal{T}+n} \leqslant e_o \leqslant -\rho v'\left(1+\frac{N_{max}-B_n\,\overline{\sigma}_b}{F+\mathcal{T}+n}\right) - \frac{M_{max}}{F+\mathcal{T}+n}$$

$$\rho v\left(1+\frac{N_{min}-B_n\,\overline{\sigma}_b}{F+\mathcal{T}+n}\right) - \frac{M_{min}}{F+\mathcal{T}+n} \leqslant e_o \leqslant \rho v\left(1+\frac{N_{max}}{F+\mathcal{T}+n}\right) - \frac{M_{max}}{F+\mathcal{T}+n}$$

Le fuseau limite de passage de la ligne de précontrainte prépondérant, dans la plupart des ouvrages conçus comme il est indiqué au § 2.1., est le fuseau limite de non traction des fibres extrêmes c'est-à-dire :

$$-\rho v'\left(1+\frac{N_{min}}{F+\mathcal{T}+n}\right) - \frac{M_{min}}{F+\mathcal{T}+n} \leqslant e_o \leqslant \rho v\left(1+\frac{N_{max}}{F+\mathcal{T}+n}\right) - \frac{M_{max}}{F+\mathcal{T}+n}$$

3.1.2. - Précontrainte minimale -

a) Force de précontrainte minimale donnée par la condition d'existence du fuseau limite de passage de la ligne de précontrainte -

il faut :

$$-\rho v'\left(1+\frac{N_{min}}{F+\mathcal{T}+n}\right) - \frac{M_{min}}{F+\mathcal{T}+n} \leqslant \rho v\left(1+\frac{N_{max}}{F+\mathcal{T}+n}\right) - \frac{M_{max}}{F+\mathcal{T}+n}$$

soit :

$$F \geqslant \frac{\Delta M_{ex} - \rho v\, N_{max} - \rho v'\, N_{min}}{\rho v + \rho v'} - (\mathcal{T} + n) \qquad (1)$$

b) Force de précontrainte minimale donnée par la condition d'existence d'une ligne de précontrainte à l'intérieur du fuseau limite de passage, le câble étant dans la structure.-

Ecrivons d'une part que la ligne de précontrainte est à l'intérieur du fuseau de passage :

$$-\rho v'\left(1+\frac{N_{min}}{F+\mathcal{T}+n}\right) - \frac{M_{max}}{F+\mathcal{T}+n} \leqslant e_o \leqslant \rho v\left(1+\frac{N_{max}}{F+\mathcal{T}+n}\right) - \frac{M_{max}}{F+\mathcal{T}+n} \qquad (2)$$

d'autre part que le câble doit rester dans la structure :

$$-(v'-d) \leqslant e \leqslant v-d$$

soit :

$$\frac{-F(v'-d)+\mathcal{M}+m}{F+\mathcal{T}+n} \leqslant e_o \leqslant \frac{F(v-d)+\mathcal{M}+m}{F+\mathcal{T}+n} \qquad (3)$$

Les doubles inégalités (2) et (3) sont satisfaites si l'inégalité de leurs termes pris en croix est réalisée :

$$-\rho v'\left(1+\frac{N_{min}}{F+\mathcal{M}+n}\right)-\frac{M_{min}}{F+\mathcal{M}+n} \leqslant \frac{F(v-d)+\mathcal{M}+m}{F+\mathcal{M}+n}$$

$$-\frac{F(v'-d)+\mathcal{M}+m}{F+\mathcal{M}+n} \leqslant \rho v\left(1+\frac{N_{max}}{F+\mathcal{M}+n}\right)-\frac{M_{max}}{F+\mathcal{M}+n}$$

Finalement nous obtenons :

$$-F(\rho v'+v-d)-\rho v'(\mathcal{M}+n+N_{min})-M_{min} \leqslant \mathcal{M}+m \leqslant F(\rho v+v'-d)+\rho v(\mathcal{M}+n+N_{max})-M_{max} \quad (4)$$

Cette double inégalité limite la valeur de $\mathcal{M}$ + m pour que la ligne de précontrainte reste à l'intérieur du fuseau limite de passage et par suite, que la ligne de pression reste à l'intérieur du fuseau limite, le câble correspondant étant dans la structure.

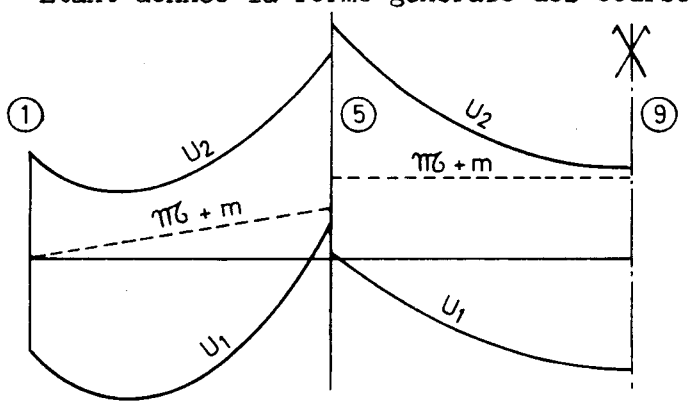
$\mathcal{M}$ + m voisin de zéro sur appui de rive croit linéairement jusqu'au droit des béquilles puis subit une disonctinuité et demeure constant dans toute la travée centrale.

Nous devons donc vérifier que dans la travée centrale $\mathcal{M}$ + m reste compris entre les courbes :

$$U_1 = -(\rho v'+v-d)F-\rho v'(\mathcal{M}+n+N_{min})-M_{min}$$

$$U_2 = (\rho v+v'-d)F+\rho v(\mathcal{M}+n+N_{max})-M_{max}$$

Etant donnée la forme générale des courbes U_1 et U_2 cela se produit si :



$$[U_1]_{5} \leqslant [U_2]_{9} \quad (5)$$

5 et 9 désignant respectivement la section sur béquilles et la section milieu de travée centrale.

$\mathcal{M}$ + n petit par rapport à N_{ex} peut être négligé.

Les efforts en 5 seront déterminés comme il est indiqué au § 3.6. de la pièce 1.4.1.

De même en travée de rive nous pouvons écrire une condition identique pour les sections qui limitent les valeurs de $\mathcal{M} + m$, c'est-à-dire la section ② ou ③ suivant le cas et la section ⑤.

Nous avons par exemple : $[\mathcal{M}+m]_{②} \leqslant [\ U_2\ ]_{②}$

$[\mathcal{M}+m]_{⑤} \geqslant [\ U_1\ ]_{⑤}$

Soit comme : $[\mathcal{M}+m]_{②} \sim \left[\frac{\mathcal{M}+m}{4}\right]_{⑤}$

$[\ U_1\ ]_{⑤} \leqslant 4[\ U_2\ ]_{②}$ (6)

Avec le dimensionnement géométrique choisi, cette dernière condition n'est en général pas déterminante. La condition (5) est souvent prépondérante.

c) Force minimale de précontrainte à adopter -

La force de précontrainte minimale, c'est-à-dire F minimale en service en milieu de travée centrale, sera donc celle donnée par la plus restrictive des conditions (1) et (5) éventuellement (6).

La force de précontrainte initiale à l'ancrage se déduira de la valeur trouvée par une majoration d'environ 40 % pour tenir compte d'une part de l'effort normal $\mathcal{M}+n$ et d'autre part de l'ensemble des pertes de tension dans les armatures de précontrainte (cf. exemple d'application § 3.3.).

3.2. - Tracé du câble moyen -

Ce tracé sera constitué d'arcs de paraboles et de droites.

L'excentricité aux ancrages sera nulle. Sur béquilles et en milieu de travée centrale les excentricités du câble moyen seront voisines des maxima permis par la condition de couverture minimale.

Il faudra vérifier, après avoir calculé les effets hyperstatiques de précontrainte (se reporter pour ce calcul au § 2.3. de la pièce 1.4.4.), que la ligne de précontrainte d'excentricité $e_0 = \frac{Fe + \mathcal{M} + m}{F + \mathcal{M} + n}$ est intérieure au fuseau de passage défini par :

$$-\rho v'\left(1+\frac{N_{min}}{F+\mathcal{M}+n}\right) - \frac{M_{max}}{F+\mathcal{M}+n} \leqslant e_0 \leqslant \rho v\left(1+\frac{N_{max}}{F+\mathcal{M}+n}\right) - \frac{M_{max}}{F+\mathcal{M}+n}$$

Il y aura lieu de retoucher le tracé du câble moyen au voisinage des abscisses pour lesquelles la ligne de précontrainte est extérieure au fuseau de passage.

3.3. - Exemple d'application -

Nous allons déterminer la force de précontrainte dans le PS 6700/II traité en modèle d'application (cf. sous-dossier 2).

Les éléments du calcul sont donnés dans le tableau ci-après :

Sections	M (cf § 3.6 pièce 1.4.1. et § 3.1 pièce 2.4.3)		N		ρv	$\rho v'$
	MAX.	MIN.	MAX.	MIN.		
②	370	_168	_216	_96	0,248	
⑤	_695	_2060	87	200	0,388	0,418
⑨	1049	480	534	323	0,256	0,280

La valeur de d est prise égale à 0,09 m en ⑨ et 0,06 en ⑤ (gaines de Ø = 0,06m)

La condition (I), $F \geqslant \dfrac{\Delta M_{ex} - \rho v\, N_{max} - \rho v'\, N_{min}}{\rho v + \rho v'}$ donne :

en ⑤ $F \geqslant$ I.548 t

en ⑨ $F \geqslant$ 638 t

La condition (6), $[U_1]_{⑤} \leqslant 4\,[U_2]_{②}$ conduit à :

$F \geqslant$ 980 t

La condition (5), $[U_1]_{⑤} \leqslant [U_2]_{⑨}$ donne :

$F \geqslant$ I.634 t

La force de précontrainte à la mise en tension donnée par la condition la plus restrictive, c'est-à-dire (5), est :

$$F \sim I634 \times I,4 = 2288 \text{ t}$$

La force de précontrainte effectivement appliquée à la mise en tension sera peu différente de cette valeur. Elle correspondra à un nombre convenable d'unités du système de précontrainte choisi.

Il résulte de cet exemple que pour un dimensionnement normal, la force de précontrainte est déterminée par une condition géométrique, de sorte que les contraintes limites ne seront que très partiellement atteintes dans l'ouvrage.

MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT

SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES SUPÉRIEURS A BÉQUILLES

A TABLIER DE BÉTON PRÉCONTRAINT

PS.BQ.67

PIÈCES PILOTES

Note de calcul théorique

1.4.1

Ce document est propriété de l'administration et ne peut être utilisé ou reproduit même partiellement sans l'autorisation du Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes ou de son représentant autorisé.

DIVISION DES OUVRAGES D'ART B

46 Avenue Aristide BRIAND 46

B.P. 100 92223 – BAGNEUX Tél. 655.42.42

M. RIMBOEUF

Ingénieur I.P.E. Gestionnaire

C. BIDAUD

Ingénieur des P. et Ch.

H. MATHIEU

Ingénieur en Chef

Chef de la Division

DIRECTEUR DU SERVICE

M. HUET

Ingénieur général

OCTOBRE 1967 / 75

S O M M A I R E

CHAPITRE I - BASES DES CALCULS - 2

1.1. - Règlements 2
1.2. - Matériaux 2

1.2.1. - Béton précontraint 2
1.2.2. - Aciers 2

CHAPITRE 2 - DEFINITION DE LA STRUCTURE - 3

2.1. - Coupe longitudinale 3
2.2. - Coupe transversale 4

CHAPITRE 3 - PRINCIPE DU CALCUL - 4

3.1. - Notations et conventions de signe 4
3.2. - Lignes d'influence des efforts dans le "3-travées" continu sur appuis verticaux 5
3.3. - Lignes d'influence dans le pont à béquilles sans prise en compte des effets linéaires. 5

3.3.1. - Tablier avec appuis articulés 5
3.3.2. - Appuis encastrés sur le tablier 9
3.3.3. - Principe de l'itération 13

3.4. - Effet des variations linéaires 14

3.4.1. - Raccourcissement des 2 travées de rive 15
3.4.2. - Raccourcissement des contre-béquilles 18
3.4.3. - Raccourcissement des béquilles 19
3.4.4. - Raccourcissement de la travée centrale 21

3.5. - Corrections par rapport au schéma de calcul 22

3.5.1. - Effet d'arc 22
3.5.2. - Efforts dus à la charge permanente des abouts, entretoises, dalle de transition et appuis. 23

3.6. - Effort sur appui central. 23

CHAPITRE I - BASES DU CALCUL -

I.I - Règlements -

I.I.I - Titre II Fascicule N° 6I du Cahier des Prescriptions Communes (Circulaire Ministérielle N° 65 du I9 Aout I960 : "Programme de surcharges et épreuves des ponts-routes").

I.I.2 - Circulaire série A N° 27 du II Février I964 : "Instructions relatives aux conditions de circulation des matériels militaires lourds sur les ouvrages d'art".

Compte-tenu des modifications précisées par la Circulaire Ministérielle N° 65 du I9 Aout I960 et du projet de nouvelle rédaction du § 4 de la Circulaire dont on trouvera un extrait dans le dossier PSI-BP 67 pièce 2.5.

I.I.3 - Circulaire Ministérielle N° 44 du I2 Aout I965 : "Instructions provisoires relatives à l'emploi du béton précontraint".

I.I.4 - Titre VI du fascicule N° 6I du Cahier des Prescriptions Communes (Circulaire Ministérielle N° 70 du I4 Novembre I964).

I.2 - Matériaux -

I.2.I - Béton précontraint (tablier) -

La résistance nominale du béton mesurée à 28 jours sur cylindre sera :

$$\sigma_{28} \geqslant 300 \text{ bars}$$

La résistance nominale à la traction sera prise égale à :

$$\sigma'_{28} = 7 + \frac{6}{100} \sigma_{28} \text{ (en bars)}$$

La contrainte de compression admissible sera :

- En phase provisoire : $\overline{\sigma_b} = 0{,}55\ \sigma_{28}$

- En phase définitive : $\overline{\sigma_b} = 0{,}42\ \sigma_{28}$

La contrainte de traction éventuellement admissible sera :

$$\overline{\sigma'_b} = 0{,}42\ \sigma'_{28}$$

1.2.2. - Béton armé (appuis) -

La contrainte de compression admissible sous compression simple sera : $\bar{\sigma}_{bo} = 0{,}3\,\sigma_{28}$

La contrainte de traction de référence sera : $\bar{\sigma}'_b = 0{,}024\,\sigma_{28}$

1.2.3. - Aciers -

1.2.3.1. - Aciers pour armatures passives -

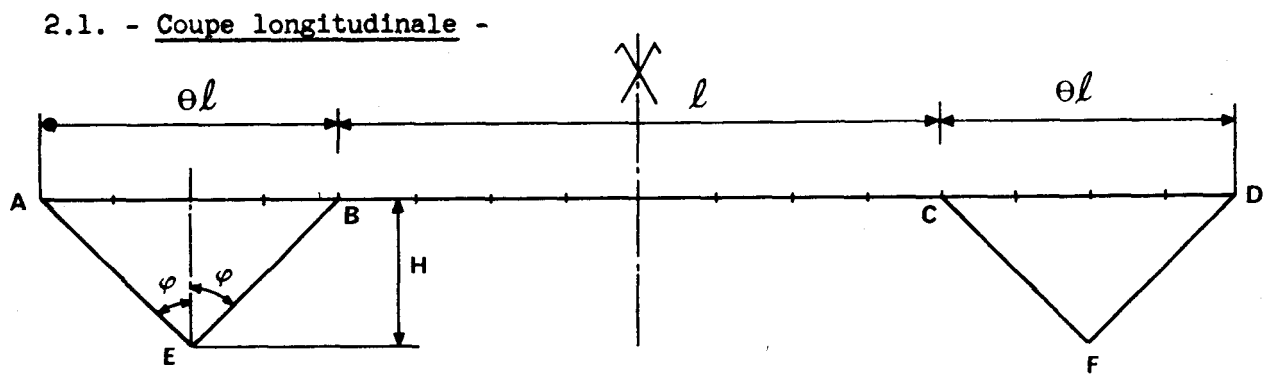
Les contraintes admissibles sont données par l'application de l'article 7 du titre VI du fascicule 61 du C.P.C. et par les articles 11 et 14 de la Circulaire Ministérielle n° 44 du 12 Août 1965.

1.2.3.2. - Aciers durs pour armatures de précontrainte -

Se reporter à la pièce 1.4.1. du dossier pilote PSI-BP 66 "Agréments, aciers, armatures" qui définit les caractères garantis des aciers durs et armature de précontrainte en attendant la brochure : "Armature et Procédés de Précontrainte" que doit publier prochainement le Service Central d'Etudes Techniques.
(Tenir compte des décisions d'agrément intervenues postérieurement).

CHAPITRE 2 - DEFINITION DE LA STRUCTURE -

2.1. - Coupe longitudinale -



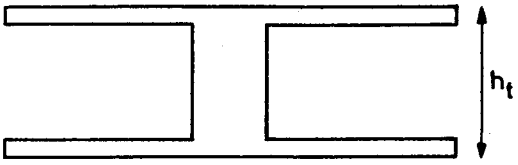
L'ouvrage est symétrique.

Les portées $\theta\ell$ et ℓ prises en compte dans le calcul sont des portées théoriques définies par l'intersection des fibres moyennes du tablier et des appuis.

La fibre moyenne est supposée horizontale dans toute la première partie du calcul.

Les appuis sont inclinés de l'angle φ par rapport à la verticale.

2.2. - Coupe transversale -



La structure en caisson à cellules multiples est remplacée par la section équivalente en double té obtenue en réunissant toutes les âmes et en conservant les mêmes tables inférieure et supérieure.

Le calcul pourra être fait en prenant comme hauteur équivalente h_t la hauteur moyenne des âmes (qui diffèrent en raison du bombement de la chaussée). Le câblage de précontrainte obtenu sera adapté à chaque âme par homothétie entre sa hauteur réelle et la hauteur h_t.

Cette hypothèse est analogue à celle adoptée pour les dalles précontraintes (cf. dossier-pilote PSI-BPI 6 pièce 2.2.).

CHAPITRE 3 - PRINCIPE DU CALCUL -

La méthode de calcul consiste à déterminer dans une première partie les efforts dans le tablier reposant sur appuis verticaux, puis à corriger, par une série d'itérations, les efforts précédents pour tenir compte des appuis propres au pont à béquilles.

3.1. - Notations et conventions de signe -

Par définition, les signes des efforts dans le tablier seront déterminés par la convention habituelle de la poutre orientée de gauche à droite de A vers D ; les moments aux noeuds seront notés : M_A (moment sur le tablier en A), M_{Bg} moment au point B "à gauche" (c'est-à-dire avant la jonction de la béquille), M_{Bd} moment au point B "à droite" (c'est-à-dire après la jonction de la béquille) etc... Pour simplifier les notations, lorsque $M_{Bd} = M_{Bg}$, on appelle M_B la valeur commune. L'indice numérique supérieur (Ex : M^3_{Bg}) indique le numéro de l'itération, la notation M^{3+4}_{Bg} désigne la somme des deux valeurs M^3_{Bg} et M^4_{Bg}

Pour les appuis, on applique la convention de la poutre, en prenant comme origine le pied des appuis (c.a.d. les points E et F). Autrement dit, des moments positifs tendent la fibre supérieure de EA et FC et la fibre inférieure de EB et FD. Les moments dans les appuis sont notés "prime" (Ex : M'_A). D'autre part les notations M'_E et M'_F désignent les moments en E et F dans les contre-béquilles (en effet les béquilles sont articulées à leur base).

Il résulte de ces différentes conventions, que les moments dans les appuis et dans le tablier seront reliés par les relations suivantes :

$$M'_A = M_A$$

$$M'_B = M_{Bd} - M_{Bg}$$

$$M'_C = M_{Cd} - M_{Cg}$$

$$M'_D = - M_D$$

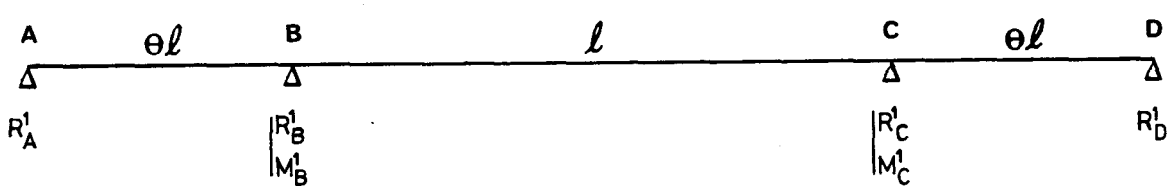
et par conséquent, dans tous les cas de charge symétrique :

$$M'_A = - M'_D$$

$$M'_B = - M'_C$$

Quant aux rotations de fibre moyenne des différentes pièces, elles seront considérées comme positives si elles s'effectuent dans le sens trigonométrique direct.

3.2. - <u>Lignes d'influence des efforts dans le "trois-travées" continu sur appuis verticaux</u> -

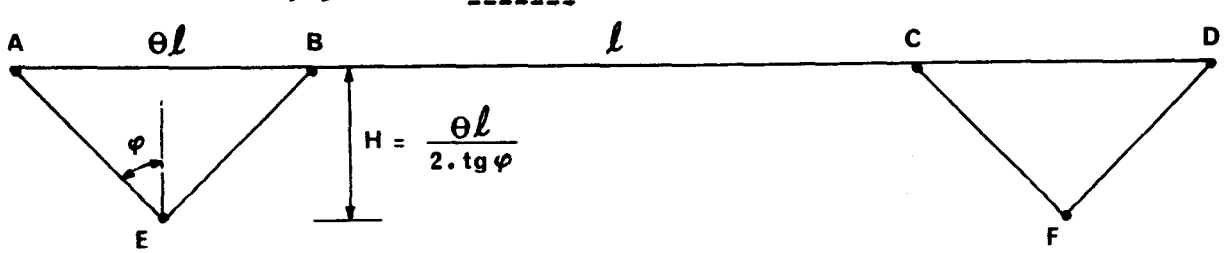


Désignons, dans le pont à trois travées continues sur appuis verticaux, par $M^1_B(\alpha)$ et $M^1_C(\alpha)$ les moments en B et C et par $R_A^1(\alpha)$, $R_B^1(\alpha)$, $R_C^1(\alpha)$ et $R_D^1(\alpha)$ les réactions d'appui pour la position de la charge verticale unité. Cette phase du calcul peut être effectuée automatiquement par le programme T.I.V. 63 du Service Spécial des Autoroutes. (cf. pièce 2.4.1. du présent dossier).

3.3. - <u>Lignes d'influence dans le pont à béquilles sans prise en compte des effets linéaires</u> -

3.3.1. - <u>Tablier sur appuis inclinés articulés</u> -

3.3.1.1. - <u>Efforts</u> -



Considérons maintenant le tablier continu reposant sur ses appuis inclinés, mais en supposant ceux-ci articulés en tête et en pied. La force unité appliquée à l'ouvrage peut être décomposée en deux ensembles de forces, l'un symétrique et l'autre antisymétrique par rapport au centre.

a) effets de l'ensemble symétrique : dans le pont à trois travées sur appuis verticaux on a des réactions d'appuis $R^1_{A\delta} = R^1_{D\delta}$, $R^1_{B\delta} = R^1_{C\delta}$ qui provoquent dans les béquilles et les contre-béquilles des efforts normaux respectivement égaux à $\frac{R^1_{A\delta}}{\cos\varphi}$, $\frac{R^1_{B\delta}}{\cos\varphi}$, $\frac{R^1_{C\delta}}{\cos\varphi}$, $\frac{R^1_{D\delta}}{\cos\varphi}$. Ces efforts normaux se composent en E et F, engendrant des réactions d'appui dont les composantes sont :

- verticalement ($R^1_{A\delta} + R^1_{B\delta}$) orientée vers le bas
- horizontalement ($R^1_{A\delta} - R^1_{B\delta}$) $\operatorname{tg}\varphi$ orientée vers le centre de l'ouvrage.

Les réactions verticales d'appui équilibrent les forces extérieures appliquées. Les réactions horizontales s'équilibrent mutuellement dans la structure. Ainsi, en négligeant pour l'instant l'effet des raccourcissements des pièces sous les efforts normaux, aucun déplacement d'ensemble ni effort interne complémentaire ne prend naissance sous l'effet de l'inclinaison des appuis.

b) effets de l'ensemble antisymétrique ; dans le pont à trois-travées continues sur appuis verticaux, on a des réactions antisymétriques $R^1_{Aa} = - R^1_{Da}$, $R^1_{Ba} = - R^1_{Ca}$ qui provoquent dans les béquilles et contre-béquilles des efforts normaux respectivement égaux à $\frac{R^1_{Aa}}{\cos\varphi}$, $\frac{R^1_{Ba}}{\cos\varphi}$, $\frac{R^1_{Ca}}{\cos\varphi}$, $\frac{R^1_{Da}}{\cos\varphi}$ Ces efforts normaux se composent en E et F, engendrant des réactions d'appui dont les composantes sont :

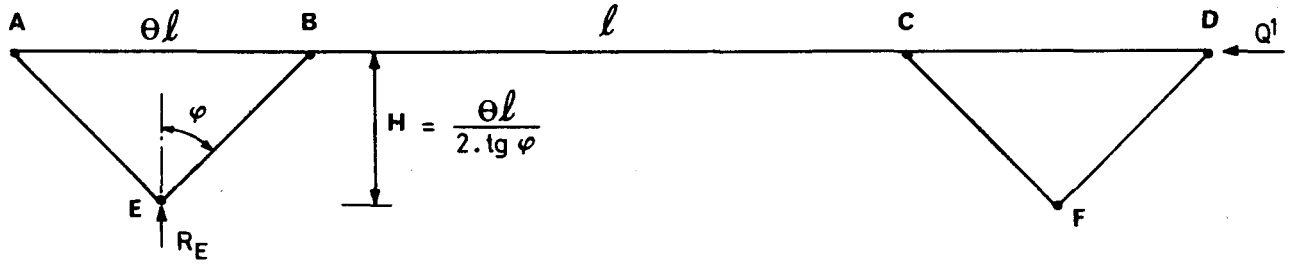
- verticalement ($R^1_{Aa} + R^1_{Ba}$) orientée vers le bas en E et vers le haut en F
- horizontalement ($R^1_{Aa} - R^1_{Ba}$) $\operatorname{tg}\varphi$ orientée vers la droite en E comme en F.

Les deux réactions verticales d'appui équilibrent le couple auquel est équivalent le système extérieur antisymétrique de forces appliquées.

En revanche, les réactions horizontales s'ajoutent entre elles et ne sont équilibrées par aucune force extérieure appliquée. L'équilibre ne peut donc être atteint qu'en introduisant une force extérieure horizontale supplémentaire $-Q^1 = -R^1_{A\alpha} + R^1_{B\alpha} - R^1_{C\alpha} + R^1_{D\alpha}$ qui est évidemment égale à $-R^1_A(\alpha) + R^1_B(\alpha) - R^1_C(\alpha) + R^1_D(\alpha)$, sous forme d'une liaison supplémentaire du tablier qui en empêche le déplacement horizontal. Tant que cette liaison subsiste, ni les réactions $R^1_{A\alpha}$ et R^1_A (ou analogues aux autres points du tablier) sur les béquilles et contre-béquilles, ni les moments dans le tablier ne seront modifiés.

Pour obtenir les efforts dans l'ouvrage réel sans liaison horizontale, il convient de libérer cette liaison, ce qui revient à ajouter aux efforts internes précédemment calculés, l'effet d'un effort horizontal $(+Q^1)$ qui serait appliqué au tablier. Nous calculons donc cet effet.

Si l'on néglige, pour l'instant, le raccourcissement élastique, le système est déterminé sous l'effet de l'effort Q^1 appliqué au tablier, en considérant seulement que la composante horizontale de chacune des réactions d'appui en E et F est égale à $\frac{Q^1}{2}$



L'équilibre statique donne :

$$R^2_E = Q^1 . \frac{\theta}{2(1+\theta).\mathrm{tg}\,\varphi}$$

Le moment en B est :

$$M^2_B = -\frac{Q^1}{2} \times H + R_E \times \frac{\theta\ell}{2}$$

$$M^2_B = -\frac{Q^1}{2} \cdot \frac{\theta\ell}{2\,\mathrm{tg}\,\varphi} + Q^1 \cdot \frac{\theta}{2(1+\theta).\mathrm{tg}\,\varphi} \times \frac{\theta\ell}{2}$$

$$M^2_B = -\frac{Q^1.\theta\ell}{4(1+\theta).\mathrm{tg}\,\varphi}$$

et en posant :

$$R^1 = \frac{Q^1}{\mathrm{tg}\,\varphi} = R^1_A - R^1_B + R^1_C - R^1_D$$

$$M^2_B = -\frac{R^1.\theta\ell}{4(1+\theta)}$$

D'autre part : $M_B^2 = R_A^2 \times \Theta\ell$

d'où : $R_A^2 = -R^1 . \dfrac{1}{4(1+\Theta)}$

Ecrivons l'équilibre du point C :

$$R_A^2\ \ell(1+\Theta) + R_B^2\ \ell + M_B^2 = -M_C^2 + R_D^2\ \Theta\ell,$$

$$R_B^2 = R^1 . \frac{1+2\Theta}{4(1+\Theta)}$$

finalement :

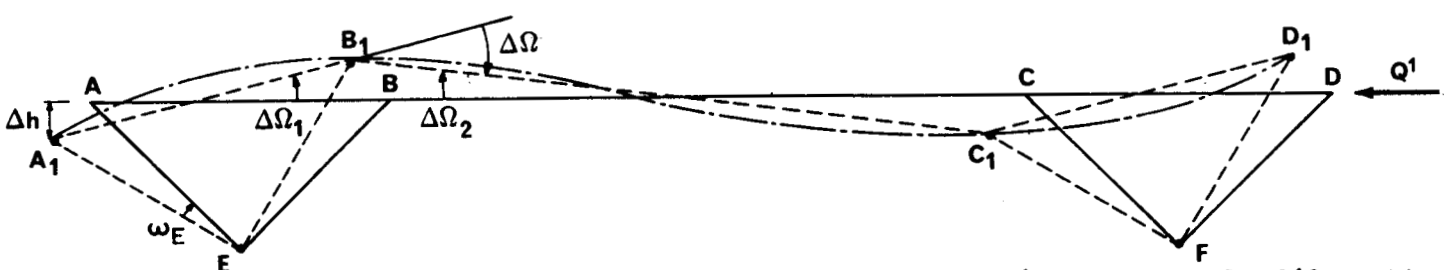
$$\begin{cases} M_B^2 = -R^1 . \dfrac{\Theta\ell}{4(1+\Theta)} \\ M_C^2 = R^1 . \dfrac{\Theta\ell}{4(1+\Theta)} \end{cases} \qquad \begin{cases} R_A^2 = -R^1 . \dfrac{1}{4(1+\Theta)} \\ R_B^2 = R^1 . \dfrac{1+2\Theta}{4(1+\Theta)} \\ R_C^2 = -R^1 . \dfrac{1+2\Theta}{4(1+\Theta)} \\ R_D^2 = R^1 . \dfrac{1}{4(1+\Theta)} \end{cases}$$

Les efforts dans le tablier posé sur ses appuis inclinés articulés s'obtiennent en superposant les efforts dans le "3 travées" continu sur appuis verticaux aux efforts créés par la poussée Q^1 . Nous obtenons ainsi :

$$M_B^{1+2}\ ,\ M_C^{1+2}\ ,\ R_A^{1+2}\ ,\ R_B^{1+2}\ ,\ R_C^{1+2}\ ,\ R_D^{1+2}\ .$$

3.3.1.2. - Rotations et déplacements -

Les déformations longitudinales du tablier entraîneront des rotations sur appuis et des déplacements d'appui.



La figure ci-dessus montre schématiquement la déformation de l'ouvrage supposé articulé. Les triangles ABE et CDF étant indéformables et tournant respectivement autour de E et F, les déplacements verticaux des points A, B, C, D sont les mêmes en valeur absolue. Nous appelons Δh la valeur algébrique, orientée positivement vers le haut, du déplacement du point A (négative lorsque Q^1 est positif).

La fibre moyenne de la travée AB fera les angles ω_A et ω_B avec la corde AB après déplacement d'ensemble des points A, B, C, D. Nous avons (théorème des trois moments), en valeur algébrique :

$$\begin{cases} \omega_A = \omega'_A - b_1 \, M_B^{1+2} \\ \omega_B = \omega'_B + c_1 \, M_B^{1+2} \end{cases}$$

(ω'_A et ω'_B étant les rotations isostatiques sur la travée AB, également par rapport à la corde). Les angles de la triangulation étant supposés indéformables, les angles des fibres moyennes de contre-béquilles avec leurs cordes seront respectivement égaux à ω_A et ω_B en A et B.

Le déplacement d'ensemble des points A, B, C, D est dû à la poussée Q' qui crée en B un moment $M_B^2 = -\frac{Q'}{tg\varphi} \cdot \frac{\Theta\ell}{4(1+\Theta)} = -R' \frac{\Theta\ell}{4(1+\Theta)}$

Ce moment correspond à une rotation relative $\Delta\Omega$ des cordes AB et BC que l'on peut calculer par le théorème des trois moments:

$$(c_1 + a_2 - b_2) \, M_B^2 = \Delta\Omega$$

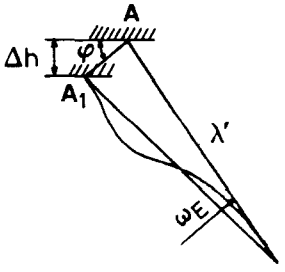
Les rotations absolues des cordes AB et BC sont respectivement $\Delta\Omega_1$ et $\Delta\Omega_2$: :

$$\Delta\Omega_1 = -\frac{2\Delta h}{\Theta\ell} \qquad \Delta\Omega_2 = +\frac{2\Delta h}{\ell}$$

Comme $\Delta\Omega = -\Delta\Omega_1 + \Delta\Omega_2 = \frac{2\Delta h}{\Theta\ell}(1+\Theta)$, il vient :

$$\Delta h = (c_1 + a_2 - b_2) \frac{\Theta\ell}{2(1+\Theta)} M_B^2$$

$$\Delta h = -(c_1 + a_2 - b_2) \frac{(\Theta\ell)^2}{8(1+\Theta)^2} R'$$



Comme la contre-béquille est parfaitement encastrée en E sur le massif de fondation, ce déplacement vertical Δh provoque une rotation ω_E de la fibre moyenne de la contre-béquille par rapport à sa corde :

$$\omega_E = \frac{\Delta h}{\lambda' . \sin\varphi}$$

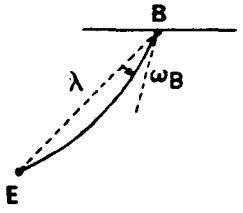
λ' étant la longueur défavorable de la contre-béquille (la contre-béquille étant orienté de E vers A, ω_E est du signe de Δh)

$$\boxed{\omega_E = -(c_1 + a_2 - b_2) \frac{(\Theta\ell)^2}{8\lambda'(1+\Theta)^2 \sin\varphi} R'}$$

3.3.2. - Appuis encastrés dans le tablier et contre-béquille encastrée à sa base -

3.3.2.1. - Efforts dans les appuis -

a) Moment dans les béquilles -



Soient λ la longueur déformable des béquilles (entre l'articulation et l'intrados du tablier) et $I_5(x)$ leur inertie.

Nous avons : $c_5 = \int_0^{\lambda} \frac{\left(\frac{x}{\lambda}\right)^2}{E_b . I_5(x)} dx$

$$\omega_B = c_5 \; M'_B$$

$$\boxed{M'_B = \frac{\omega_B}{c_5}}$$

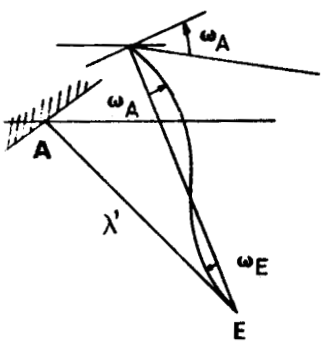
Par analogie, pour les béquilles FC

$$\boxed{M'_C = \frac{\omega_C}{c_5}}$$

Le signe de cette dernière expression se vérifie aisément en remarquant que pour un cas de charge symétrique $\omega_B = -\omega_C$ (angles symétriques) et $M'_B = - M'_C$ (cf. § 3.1. de la présente pièce).

b) Moment dans les contre-béquilles -

Soit λ' la longueur déformable (entre le nu du massif et l'intrados du tablier) des contre-béquilles d'inertie constante I_4 .



En posant $a_4 = c_4 = \frac{\lambda'}{3 E_b I_4}$ $\quad b_4 = \frac{\lambda'}{6 E_b I_4}$

les moments aux extrémités provoqués par les rotations aux extrémités ω_A et ω_E (mesurées par rapport aux cordes AB ou AE après déplacement de celles-ci) sont définis par :

$$\begin{cases} \omega_E = - a_4 \; M'_E - b_4 \; M'_A \\ \omega_A = b_4 \; M'_E + c_4 \; M'_A \end{cases}$$

soit :

$$\begin{cases} M'_A = \frac{1}{a_4 c_4 - b_4^2} \left[a_4 \; \omega_A + b_4 \; \omega_E \right] = \frac{2 E_b . I_4}{\lambda'} \left[2 \omega_A + \omega_E \right] \\ M'_E = \frac{-1}{a_4 c_4 - b_4^2} \left[b_4 \; \omega_A + c_4 \; \omega_E \right] = - \frac{2 E_b . I_4}{\lambda'} \left[\omega_A + 2 \omega_E \right] \end{cases}$$

Pour les contre-béquilles FD, on a, par analogie :

$$\begin{cases} M'_D = \frac{2 E_b . I_4}{\lambda'} \left[2 \omega_D + \omega_F \right] \\ M'_F = \frac{2 E_b . I_4}{\lambda'} \left[2 \omega_D + 2 \omega_F \right] \end{cases}$$

Le signe de ces expressions se vérifie aisément en remarquant que pour un cas de charge symétrique $\omega_A = - \omega_D$, $\omega_E = - \omega_F$ (angles symétriques) et que $M'_A = - M'_D$ et $M'_E = - M'_F$ (cf. § 3.1.)

3.3.2.2. - Effet de l'encastrement des appuis sur le tablier -

a) Effet sur le trois-travées continu sur appuis verticaux.

Les moments dans les appuis agissent comme des forces extérieures sur le tablier du "trois-travées" continu sur appuis verticaux.

Appelons M_1 , M_2 , M_3 , M_4 les moments de continuité correspondants à gauche et à droite des appuis. Ces 4 inconnues sont liées par 4 équations dont 2 sont données par le théorème des trois moments et les 2 autres par les conditions d'équilibre des noeuds.

$$\begin{cases} b_1 M'_A + c_1 M_1 + a_2 M_2 + b_2 M_3 = 0 \\ b_2 M_2 + c_2 M_3 + c_1 M_4 - b_1 M'_D = 0 \qquad \text{avec } c_2 = a_2 \\ M_1 - M_2 + M'_B = 0 \\ M_3 - M_4 + M'_C = 0 \end{cases}$$

Système dont la résolution donne en posant

$$\begin{cases} K_1 = -\frac{1}{2}\,\frac{b_1}{c_1+a_2+b_2} \\ K_2 = -\frac{1}{2}\,\frac{a_2+b_2}{c_1+a_2+b_2} \\ K_3 = +\frac{1}{2}\,\frac{c_1}{c_1+a_2+b_2} \end{cases} \qquad \begin{cases} K_4 = -\frac{1}{2}\,\frac{b_1}{c_1+a_2-b_2} \\ K_5 = -\frac{1}{2}\,\frac{a_2-b_2}{c_1+a_2-b_2} \\ K_6 = +\frac{1}{2}\,\frac{c_1}{c_1+a_2-b_2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_1 = K_1\,(M'_A - M'_D) + K_2\,(M'_B - M'_C) + K_4\,(M'_A + M'_D) + K_5\,(M'_B + M'_C) \\ M_2 = K_1\,(M'_A - M'_D) + K_3\,(M'_B - M'_C) + K_4\,(M'_A + M'_D) + K_6\,(M'_B + M'_C) \\ M_3 = K_1\,(M'_A - M'_D) + K_3\,(M'_B - M'_C) - K_4\,(M'_A + M'_D) - K_6\,(M'_B + M'_C) \\ M_4 = K_1\,(M'_A - M'_D) + K_2\,(M'_B - M'_C) - K_4\,(M'_A + M'_D) - K_5\,(M'_B + M'_C \end{cases}$$

Le "trois-travées" continu sur appuis verticaux subit donc des efforts supplémentaires :

$M^3_A = M'_A$ Moment en A

$M^3_{Bg} = M_1$ Moment à gauche de B

$M^3_{Bd} = M_2$ Moment à droite de B

$M^3_{Cg} = M_3$ Moment à gauche de C

$M^3_{Cd} = M_4$ Moment à droite de C

$M^3_D = - M'_D$ Moment en D

Les réactions d'appuis verticales correspondantes sont données par :

$$\begin{cases} R^3_A = \frac{1}{\Theta \ell} (M_1 - M^3_A) \\ R^3_B = - R^3_A + \frac{1}{\ell} (M_3 - M_2) \\ R^3_C = - R^3_D + \frac{1}{\ell} (M_2 - M_3) \\ R^3_D = \frac{1}{\Theta \ell} (M_4 - M^3_D) \end{cases}$$

On peut remarquer que dans un cas de charge symétrique, c'est à dire pour lequel $M'_A = - M'_D$ et $M'_C = - M'_B$, les termes en K_4 , K_5 , K_6 disparaissent et l'on trouve $M_1 = M_4$ et $M_2 = M_3$. Pour un chargement antisymétrique ($M'_A = M'_D$, $M'_B = M'_C$) les termes en K_1 , K_2 , K_3 disparaissent et l'on trouve $M_1 = - M_4$ et $M_2 = - M_3$.

b) Effet dans le pont articulé -

Les réactions d'appuis verticales supplémentaires R^3_A , R^3_B , R^3_C , R^3_D , auront une composante horizontale Q^3 , qu'il faut équilibrer de la même manière qu'on a équilibré la composante Q^1 au § 3.3.1.1.

Cet effort normal Q^3 vaut :

$$Q^3 = \left[R^3_A - R^3_B + R^3_C - R^3_D \right] \operatorname{tg} \varphi$$

soit, par définition : $Q^3 = R^3 \operatorname{tg} \varphi$

La méthode exposée en paragraphe 3.3.1.1. donne les efforts supplémentaires dans le tablier supposé articulé sur ses appuis.

$$M^4_B = - M^4_C = - R^3 \frac{\Theta \ell}{4 (1 + \Theta)}$$

$$R^4_A = - R^4_D = - R^3 \frac{1}{4 (1 + \Theta)}$$

$$R^4_B = - R^4_C = R^3 \frac{1 + 2 \Theta}{4 (1 + \Theta)}$$

c) Effet partiel de l'encastrement des appuis -

L'effet partiel de l'encastrement des appuis s'obtient par superposition des efforts dans le "3-travées" continu sur appuis verticaux et des efforts dus à la poussée Q^3 .

Soit :

Moments
$$\begin{cases} M_A^{3+4} = M_A^3 \\ M_{Bg}^{3+4} = M_{Bg}^3 + M_B^4 \\ M_{Bd}^{3+4} = M_{Bd}^3 + M_B^4 \\ M_{Cg}^{3+4} = M_{Cg}^3 + M_C^4 \\ M_{Cd}^{3+4} = M_{Cd}^3 + M_C^4 \\ M_D^{3+4} = M_D^3 \end{cases}$$

Réactions d'appui
$$\begin{cases} R_A^{3+4} = R_A^3 + R_A^4 \\ R_B^{3+4} = R_B^3 + R_B^4 \\ R_C^{3+4} = R_C^3 + R_C^4 \\ R_D^{3+4} = R_D^3 + R_D^4 \end{cases}$$

Ces efforts équilibrent les moments provoqués par l'encastrement des béquilles et contre-béquilles et entrainent des rotations relatives supplémentaires ω_A^4 , ω_B^4 , ω_C^4 , ω_D^4 des noeuds du tablier et des rotations absolues supplémentaires ω_E^4 , ω_F^4 des pieds de contre-béquilles.

3.3.3. - Principe de l'itération -

Les nouvelles rotations relatives du tablier donnent de nouveaux efforts dans les appuis qui se calculent comme en 3.3.2.1.

L'application de ces efforts au tablier comme au § 3.3.2.2. conduit à des efforts supplémentaires dans le "3-travées" continu sur appuis verticaux et en conséquence à de nouvelles rotations du tablier.

Nous voyons que l'itération porte sur deux phénomènes : interaction tablier-béquilles et équilibre de forces horizontales :

La séquence de l'itération est :

(1) "3-travées" continu sur appuis verticaux

(2) Equilibre des forces horizontales (pont articulé)

(1) + (2) Rotation des appuis

(3) Encastrement des appuis

(4) Moments appliqués au "3-travées" continu sur appuis verticaux etc...

Après trois itérations, les corrections apportées par une nouvelle itération peuvent être considérées comme négligeables. En conséquence le calcul peut s'arrêter après la troisième itération.

Les lignes d'influence des efforts dans le pont à béquilles sont donc données par :

$$\begin{cases} M_A = M_A^1 + M_A^3 + M_A^5 \\ M_A' = M_A \\ M_{Bg} = M_B^{1+2} + M_{Bg}^{3+4} + M_{Bg}^{5+6} \\ M_{Bd} = M_B^{1+2} + M_{Bd}^{3+4} + M_{Bd}^{5+6} \\ M_B' = M_{Bd} - M_{Bg} \\ M_{Cg} = M_C^{1+2} + M_{Cg}^{3+4} + M_{Cg}^{5+6} \\ M_{Cd} = M_C^{1+2} + M_{Cd}^{3+4} + M_{Cd}^{5+6} \\ M_C' = M_{Cd} - M_{Cg} \\ M_D = M_D^1 + M_D^3 + M_D^5 \\ M_D' = - M_D \end{cases}$$

$$\begin{cases} R_A = R_A^{1+2} + R_A^{3+4} + R_A^{5+6} \\ R_B = R_B^{1+2} + R_B^{3+4} + R_B^{5+6} \\ R_C = R_C^{1+2} + R_C^{3+4} + R_C^{5+6} \\ R_D = R_D^{1+2} + R_D^{3+4} + R_D^{5+6} \end{cases}$$

Les efforts normaux dans les béquilles et dans le tablier et les efforts tranchants dans le tablier résultent des réactions d'appui.

3.4. - Effet des variations linéaires -

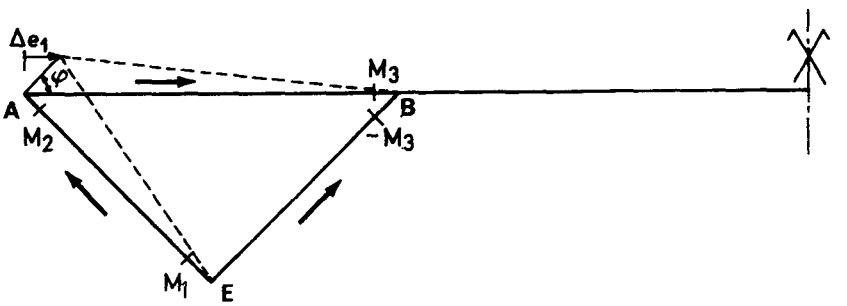
Les variations de longueur des différentes membrures sous l'effet de l'effort normal, du retrait, du fluage et des variations de température créent des efforts supplémentaires dans l'ouvrage.

Pour simplifier les calculs nous ne considérons que 4 phénomènes symétriques :

- raccourcissement simultané Δe_1 des deux travées de rive
- raccourcissement simultané Δe_4 des deux contre-béquilles
- raccourcissement simultané Δe_5 des deux béquilles
- raccourcissement de la travée centrale Δe_2

Δe_1 , Δe_4 , Δe_5, et Δe_2 seront comptés positivement dans le sens du raccourcissement.

3.4.1. - Raccourcissement des deux travées de rive -



Nous allons d'abord considérer les efforts dans le triangle ABE "isolé", c'est-à-dire ne recevant en B aucun moment, mais seulement une poussée équilibrée par le triangle symétrique qui assure la fixité du point B.

3.4.1.1. - Efforts dans le triangle isolé -

Désignons par M_1 le moment en E dans la contre-béquille orientée de E vers A
et par M_2 le moment en A dans la contre-béquille

Le moment en A dans AB orienté de A vers B est aussi M_2 .

Désignons par M_3 le moment en B dans AB.

Le moment en B dans EB orienté de E vers B est alors $-M_3$.

En posant par définition : $\Delta\Omega_1 = -\frac{\Delta e_1}{\Theta \ell} \operatorname{tg}\varphi$, ($\Delta\Omega_1$ négatif si Δe_1 est un raccourcissement compté positivement).

On voit que la fibre moyenne de la contre-béquille a tourné par rapport à sa corde de $+ 2\Delta\Omega_1$ en E, que l'angle des cordes en A a diminué (en valeur algébrique) de $\Delta\Omega_1$, augmenté de $(-\Delta\Omega_1)$, comme l'angle en B.

L'équilibre du noeud E s'écrit :

$$- a_4 \; M_1 - b_4 \; M_2 = -2\Delta\Omega_1$$

En A la fibre moyenne de EA tourne de $b_4 M_1 + c_4 M_2$ par rapport à sa corde, la fibre moyenne de AB tourne de $-a_1 M_2 - b_1 M_3$ par rapport à sa corde. Comme l'angle en A des fibres moyennes pour rester inchangé doit être "supérieur" de $\Delta\Omega_1$ à l'angle des cordes, on peut écrire :

$$- a_1 M_2 - b_1 M_3 - (b_4 M_1 + c_4 M_2) = + \Delta\Omega_1 \text{ , soit}$$

$$b_4 M_1 + (c_4 + a_1) \; M_2 + b_1 \; M_3 = - \Delta\Omega_1$$

En B, la fibre moyenne de AB a tourné de $b_1 M_2 + c_1 M_3$ par rapport à sa corde ; la fibre moyenne de EB a tourné de $-c_5 M_3$ par rapport à sa corde. Comme l'angle en B entre les fibres moyennes, pour rester inchangé, est supérieur de $\Delta\Omega_1$ à l'angle entre les cordes:

$$- c_5 M_3 - (b_1 M_2 + c_1 M_3) = + \Delta\Omega_1$$

On obtient donc un système :

$$\begin{cases} a_4 M_1 + b_4 M_2 = + 2 \Delta\Omega_1 \\ b_4 M_1 + (c_4 + a_1) M_2 + b_1 M_3 = - \Delta\Omega_1 \\ b_1 M_2 + (c_5 + c_1) M_3 = - \Delta\Omega_1 \end{cases}$$

ce qui, en tenant compte du fait que $a_4 = c_4 = 2 b_4$, donne

$$\begin{cases} M_1 = \dfrac{-2 b_1^2 - b_1 b_4 + (5 b_4 + 2 a_1) (c_1 + c_5)}{b_4 \left[(3 b_4 + 2 a_1) (c_1 + c_5) - 2 b_1^2 \right]} \Delta\Omega_1 \\ M_2 = \dfrac{-2 \left[2 (c_1 + c_5) - b_1 \right]}{(3 b_4 + 2 a_1) (c_1 + c_5) - 2 b_1^2} \Delta\Omega_1 \\ M_3 = \dfrac{-3 b_4 - 2 a_1 + 4 b_1}{(3 b_4 + 2 a_1) (c_1 + c_5) - 2 b_1^2} \Delta\Omega_1 \end{cases}$$

La rotation relative de la fibre moyenne de la travée de rive par rapport à la corde de la travée centrale s'écrit :

$$\begin{aligned} \Delta' \Omega_1 &= \Delta\Omega_1 + b_1 M_2 + c_1 M_3 \\ &= - c_5 M_3 \\ &= \frac{c_5 (3 b_4 + 2 a_1) - 4 b_1 c_5}{(3 b_4 + 2 a_1) (c_1 + c_5) - 2 b_1^2} \Delta\Omega_1 \end{aligned}$$

3.4.1.2. - Efforts dans le pont -

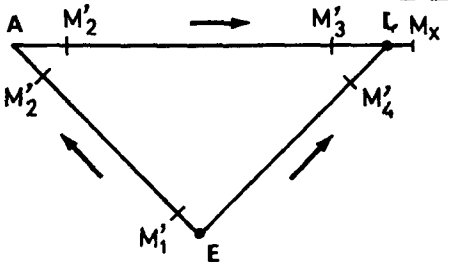
On peut considérer que les efforts que l'on vient de déterminer sont ceux du pont à béquilles dans lequel on aurait placé des articulations juste à droite de B et juste à gauche de C. Rétablir la continuité consiste à appliquer aux deux côtés des articulations un moment M_x tel que les fibres moyennes de AB et BC soient continues.

- Dans la travée centrale -

Le moment M_x provoque une rotation de la fibre moyenne de BC par rapport à sa corde de :

$$\Delta \omega = - (a_2 + b_2) M_x$$

- Dans le triangle ABE -



Les efforts inconnus à ajouter aux efforts dans le triangle isolé sont M'_1 , M'_2 , M'_3 , M'_4 comme indiqués sur le schéma. Ils sont liés par 4 équations dont trois expriment que les noeuds sont indéformables et la quatrième exprime l'équilibre mécanique du noeud B :

$$\begin{cases} a_4 M'_1 + b_4 M'_2 = 0 \\ b_4 M'_1 + (c_4 + a_1) M'_2 + b_1 M'_3 = 0 \\ b_1 M'_2 + c_1 M'_3 - c_5 M'_4 = 0 \\ M'_3 + M'_4 = M_x \end{cases}$$

Système qui, résolu, donne :

$$\begin{cases} M'_1 = \dfrac{b_1 c_5}{(3 b_4 + 2 a_1)(c_1 + c_5) - 2 b_1^2} M_x \\ M'_2 = \dfrac{-2 b_1 c_5}{(3 b_4 + 2 a_1)(c_1 + c_5) - 2 b_1^2} M_x \\ M'_3 = \dfrac{(3 b_4 + 2 a_1) c_5}{(3 b_4 + 2 a_1)(c_1 + c_5) - 2 b_1^2} M_x \\ M'_4 = \dfrac{c_1 (3 b_4 + 2 a_1) - 2 b_1^2}{(3 b_4 + 2 a_1)(c_1 + c_5) - 2 b_1^2} M_x \end{cases}$$

D'où l'on peut déduire la rotation supplémentaire de la fibre moyenne de AB en B :

$$\Delta\omega_1 = b_1 M'_2 + c_1 M'_3 = c_5 M'_4$$

$$= \frac{c_1 c_5 (3 b_4 + 2 a_1) - 2 b_1^2 c_5}{(3 b_4 + 2 a_1)(c_1 + c_5) - 2 b_1^2} M_x$$

La continuité de la fibre moyenne en B (qui permet de calculer M_x) s'écrit :

$$\Delta\Omega_1 + \Delta\omega_1 = \Delta\omega$$

soit :

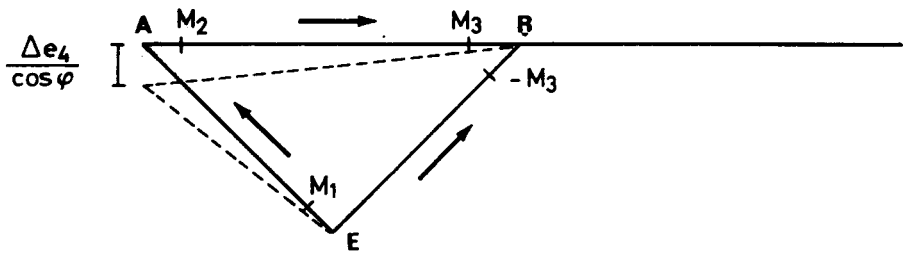
$$M_x = \frac{\left[4 b_1 c_5 - c_5 (3 b_4 + 2 a_1)\right] \Delta\Omega_1}{c_1 c_5 (3 b_4 + 2 a_1) - 2 b_1^2 c_5 + (a_2 + b_2) \left[(3 b_4 + 2 a_1)(c_1 + c_5) - 2 b_1^2\right]}$$

Ainsi pour un raccourcissement Δe_1 des deux travées de rive les moments dans le pont à béquilles s'écrivent :

$$\begin{cases} M'_E = M_1 + M'_1 & \text{moment à la base de la contre-béquille} \\ M'_A = M_A = M_2 + M'_2 \\ M_{Bg} = M_3 + M'_3 \\ M_{Bd} = M_x \\ M'_B = -M_3 + M'_4 \end{cases}$$

Toutes ces expressions étant calculées en fonction de $\Delta\Omega_1$ et M_x, eux-mêmes calculés en fonction de Δe_1.

3.4.2. - Raccourcissement des deux contre-béquilles -



Considérons d'abord les efforts dans le triangle ABE isolé, c'est-à-dire ne recevant en B aucun moment, mais seulement une poussée équilibrée par le triangle symétrique qui assure la fixité du point B.

3.4.2.1. - Efforts dans le triangle isolé -

M_1 , M_2 , M_3 ont la même définition que dans le paragraphe 3.4.1.1. précédent. Appelons Δe_4 le raccourcissement de la contre-béquille (compté positivement en raccourcissement).

Posons $\Delta\Omega_4 = \dfrac{\Delta e_4}{\Theta \ell . \cos\varphi}$ ($\Delta\Omega_4$ est positif si Δe_4 est un raccourcissement).

On voit que l'angle des cordes en B a diminué de $\Delta\Omega_4$, que l'angle de la fibre moyenne de la contre-béquille en E par rapport à sa corde est de $-2\sin^2\varphi\,\Delta\Omega_4$, et que l'angle des cordes en A a augmenté de $\Delta\Omega_4\,(1-2\sin^2\varphi)$.

On en déduit le système d'équations donnant M_1 , M_2 , M_3 :

$$\begin{cases} a_4\ M_1 + b_4\ M_2 = 2\sin^2\varphi\ \Delta\Omega_4 \\ b_4\ M_1 + (c_4 + a_1)\ M_2 + b_1\ M_3 = (1-2\sin^2\varphi)\Delta\Omega_4 \\ b_1\ M_2 + (c_1 + c_5)\ M_3 = -\Delta\Omega_4 \end{cases}$$

Système qui, résolu, donne :

$$\begin{cases} M_1 = \dfrac{-b_4(b_1+c_5+c_1) + 2\sin^2\varphi\left[(3b_4+a_1)(c_1+c_5) - b_1^2\right]}{b_4\left[(3b_4+2a_1)(c_1+c_5)-2\,b_1^2\right]}\ \Delta\Omega_4 \\ M_2 = \dfrac{2\,(b_1+c_5+c_1) - 6\sin^2\varphi\,(c_1+c_5)}{(3\,b_4+2a_1)(c_1+c_5)-2\,b_1^2}\ \Delta\Omega_4 \\ M_3 = \dfrac{-(2\,b_1+2a_1+3\,b_4) + 6\,b_1\sin^2\varphi}{(3\,b_4+2a_1)(c_1+c_5)-2\,b_1^2}\ \Delta\Omega_4 \end{cases}$$

La rotation relative de la fibre moyenne de la travée de rive par rapport à la corde de la travée centrale s'écrit :

$$\Delta'\Omega_4 = \Delta\Omega_4 + b_1 M_2 + c_1\ M_3 = -c_5\ M_3$$

$$= c_5\ \frac{2\,b_1 + 2a_1 + 3\,b_4 - 6\,b_1\sin^2\varphi}{(3\,b_4+2a_1)(c_1+c_5)-2\,b_1^2}\ \Delta\Omega_4$$

3.4.2.2. - Efforts dans le pont -

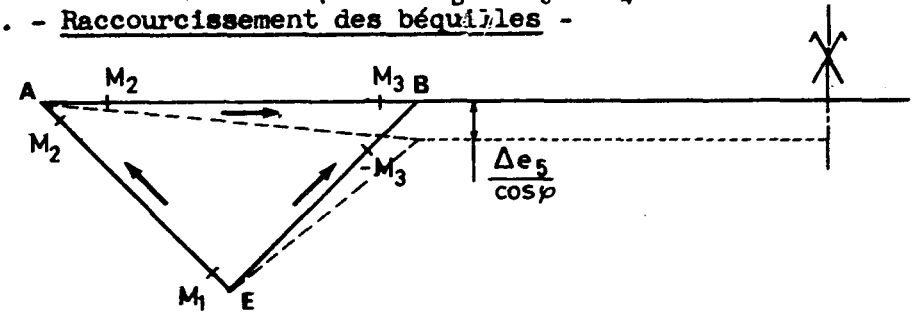
En appliquant, comme indiqué du § 3.4.1.2. un moment M_x sur la rotule à droite de B, et en écrivant $\Delta\omega_1 + \Delta'\Omega = \Delta\omega$ on trouve :

$$M_x = \frac{-c_5\,(2\,b_1+2a_1+3\,b_4) + 6\,b_1 c_5\sin^2\varphi}{c_1\,c_5\,(3\,b_4+2\,a_1) - 2b_1^2\,c_5 + (a_2+b_2)\left[(3b_4+2a_1)(c_1+c_5) - 2\,b_1^2\right]}\ \Delta\Omega_4$$

et les efforts dans le pont à béquille s'écrivent :

$$\begin{cases} M'_E = M_1 + M'_1 \\ M'_A = M_A = M_2 + M'_2 \\ M_{Bg} = M_3 + M'_3 \\ M_{Bd} = M_x \\ M_B = -M_3 + M'_4 \end{cases}$$

3.4.3. - Raccourcissement des béquilles -



Considérons d'abord les efforts dans le triangle ABE isolé, c'est-à-dire ne recevant en B aucun moment mais seulement une poussée équilibrée par le triangle symétrique qui assure la fixité du point A.

La corde AB a tourné par rapport à la corde BC d'un angle :

$$\Delta\Omega_5 = -\frac{\Delta e_5}{\theta \ell \cos\varphi}$$

$\Delta\Omega_5$ est négatif lorsque Δe_5 raccourcissement de la béquille est positif.

3.4.3.1. - Efforts dans le triangle isolé -

L'angle des cordes en A a augmenté (en valeur algébrique) de $\Delta\Omega_5$.

L'angle en E (EA restant fixe) a diminué de $\Delta\Omega_5 \times 2\sin^2\varphi$.

L'angle des cordes en B a donc diminué de $\Delta\Omega_5\,(1-2\sin^2\varphi)$.

On en déduit le système d'équations donnant M_1, M_2, M_3 :

$$\begin{cases} a_4 M_1 + b_4 M_2 = 0 \\ b_4 M_1 + (c_4 + a_1) M_2 + b_1 M_3 = \Delta\Omega_5 \\ b_1 M_2 + (c_1 + c_5) M_3 = -\Delta\Omega_5\,(1-2\sin^2\varphi) \end{cases}$$

d'où

$$\begin{cases} M_1 = \dfrac{-(b_1 + c_1 + c_5) + 2 b_1 \sin^2\varphi}{(3 b_4 + 2 a_1)(c_1 + c_5) - 2 b_1^2}\,\Delta\Omega_5 \\ M_2 = \dfrac{2(b_1 + c_1 + c_5) - 4 b_1 \sin^2\varphi}{(3 b_4 + 2 a_1)(c_1 + c_5) - 2 b_1^2}\,\Delta\Omega_5 \\ M_3 = \dfrac{-(2 b_1 + 2 a_1 + 3 b_4) + 2(3 b_4 + 2 a_1)\sin^2\varphi}{(3 b_4 + 2 a_1)(c_1 + c_5) - 2 b_1^2}\,\Delta\Omega_5 \end{cases}$$

La rotation relative de la fibre moyenne de la travée de rive par rapport à la corde de la travée centrale est :

$$\Delta'\Omega_5 = \Delta\Omega_5 + b_1 M_2 + c_1 M_3$$

$$\Delta'\Omega_5 = \frac{c_5(2b_1 + 2a_1 + 3b_4) + 2\sin^2\varphi\left[c_1(2a_1 + 3b_4) - 2 b_1^2\right]}{(3 b_4 + 2 a_1)(c_1 + c_5) - 2 b_1^2}\,\Delta\Omega_5$$

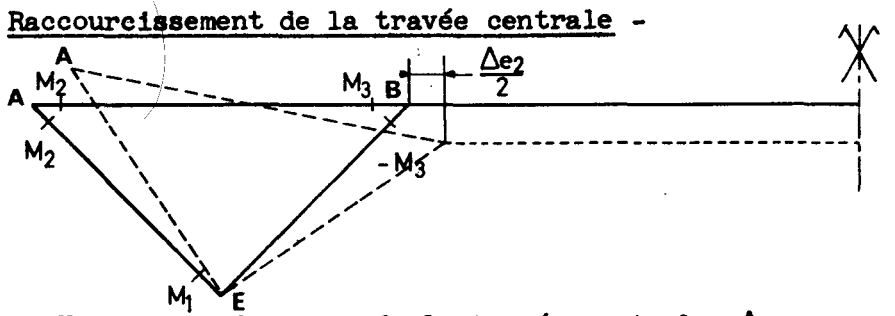
3.4.3.2. - Efforts dans le pont -

En appliquant, comme indiqué au § 3.4.1.2. un moment M_x sur la rotule à droite de B, et en écrivant $\Delta\omega_1 + \Delta'\Omega_5 = \Delta\omega$ on trouve

$$M_x = \frac{-c_5(2 b_1 + 2 a_1 + 3 b_4) - 2\sin^2\varphi\left[c_1(2 a_1 + 3 b_4) - 2 b_1^2\right]}{c_1 c_5(3 b_4 + 2 a_1) - 2 b_1^2 c_5 + (a_2 + b_2)\left[(3 b_4 + 2 a_1)(c_1 + c_5) - 2 b_1^2\right]}\,\Delta\Omega_5$$

Les efforts dans le pont à béquilles s'en déduisent par superposition de l'effet dans le triangle isolé et de l'effet dû à M_x.

3.4.4. - Raccourcissement de la travée centrale -



Un raccourcissement de la travée centrale Δe_2 , provoque une rotation de la corde AB par rapport à la corde BC de

$$\Delta\Omega_2 = - \frac{\Delta e_2 \cdot \operatorname{tg} \varphi}{\theta \ell}$$

$\Delta\Omega_2$ est négatif lorsque Δe_2, raccourcissement, est positif.

Nous allons d'abord considérer les effets dans le triangle ABE isolé c'est-à-dire ne recevant aucun moment en B, mais seulement une poussée équilibrée par le triangle symétrique qui provoque une rotation d'ensemble $\Delta\Omega_2$ du triangle autour du point E.

3.4.4.1. - Efforts dans le triangle isolé -

En E la fibre moyenne de EA a tourné par rapport à la corde d'un angle $- \Delta\Omega_2$.

Le système d'équations donnant M_1 , M_2 , M_3 s'écrit :

$$\begin{cases} a_4 M_1 + b_4 M_2 = \Delta\Omega_2 \\ b_4 M_1 + (c_4 + a_1) M_2 + b_1 M_3 = 0 \\ b_1 M_2 + (c_1 + c_5) M_3 = 0 \end{cases}$$

d'où

$$\begin{cases} M_1 = \dfrac{(2b_4 + a_1)(c_1 + c_5) - b_1^2}{b_4 \left[(3b_4 + 2a_1)(c_1 + c_5) - 2b_1^2\right]} \Delta\Omega_2 \\ M_2 = \dfrac{-(c_1 + c_5)}{(3b_4 + 2a_1)(c_1 + c_5) - 2b_1^2} \Delta\Omega_2 \\ M_3 = \dfrac{b_1}{(3b_4 + 2a_1)(c_1 + c_5) - 2b_1^2} \Delta\Omega_2 \end{cases}$$

La rotation relative de la fibre moyenne de la travée d rive par rapport à la corde de la travée centrale s'écrit :

$$\Delta'\Omega_2 = \Delta\Omega_2 + b_1 M_2 + c_1 M_3$$

$$= \Delta\Omega_2 - c_5 M_3$$

$$\Delta'\Omega_2 = \frac{(3b_4 + 2a_1)(c_1 + c_5) - 2b_1^2 - b_1 c_5}{(3b_4 + 2a_1)(c_1 + c_5) - 2b_1^2} \Delta\Omega_2$$

3.4.4.2. - Efforts dans le pont -

En appliquant, comme au § 3.4.1.2., un moment M_x sur la rotule à droite de B et en écrivant $\Delta\omega_1 + \Delta'\Omega_2 = \Delta\omega$ on trouve :

$$M_x = \frac{\left[2b_1^2 + b_1 c_5 - (3b_4 + 2a_1)(c_1 + c_5)\right] \Delta\Omega_2}{c_1 c_5 (3b_4 + 2a_1) - 2b_1^2 c_5 + (a_2 + b_2)\left[(3b_4 + 2a_1)(c_1 + c_5) - 2b_1^2\right]}$$

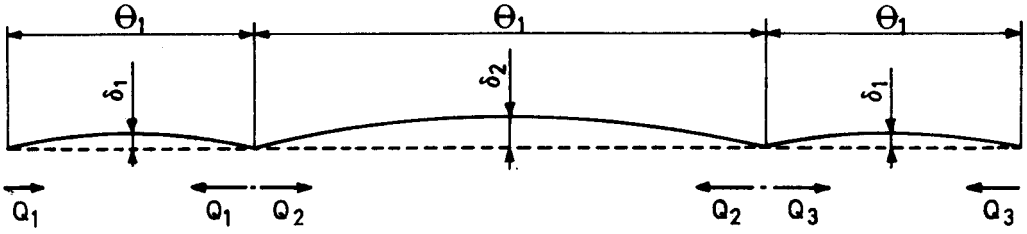
Les efforts dans le pont s'en déduisent par superposition de l'effet dans le triangle isolé et de l'effet dû à M_x.

3.5. - Corrections par rapport au schéma de calcul -

3.5.1. - Effet d'arc -

Il ne s'agit ici que de l'effet de la cambrure de la fibre moyenne du tablier.

Dans ce qui précède, on a supposé implicitement que la fibre moyenne du tablier était rectiligne, c'est-à-dire que les efforts normaux transmis par les appuis ne créaient pas de moments.



Si Q_1, Q_2, Q_3, sont les efforts normaux dans les trois travées et δ_1 et δ_2 les différences de cotes au milieu de la portée entre la ligne moyenne et la droite joignant les extrémités des travées, les poussées créent au milieu de chaque travée un moment isostatique :

$$M_1 = -\delta_1 \times Q_1$$

$$M_2 = -\delta_2 \times Q_2$$

$$M_3 = -\delta_3 \times Q_3$$

On admettra pour simplifier les calculs, que ces moments sont identiques à ceux dûs à des surcharges uniformes sur chaque travée, de densité linéaire respective égale à : P_1, P_2, P_3 et à des réactions verticales appliquées aux appuis : P_A, P_B, P_C et P_D.

$$P_1 = \frac{-8\,\delta_1\,Q_1}{(\Theta\ell)^2} \qquad P_A = -\frac{\Theta\ell}{2} P_1$$

$$P_B = -\frac{\Theta\ell}{2} P_1 - \frac{\ell}{2} P_2$$

$$P_2 = \frac{-8\,\delta_2\,Q_2}{\ell^2}$$

$$P_C = -\frac{\ell}{2} P_2 - \frac{\Theta\ell}{2} P_3$$

$$P_3 = \frac{-8\,\delta_1\,Q_3}{(\Theta\ell)^2} \qquad P_D = -\frac{\Theta\ell}{2} P_3$$

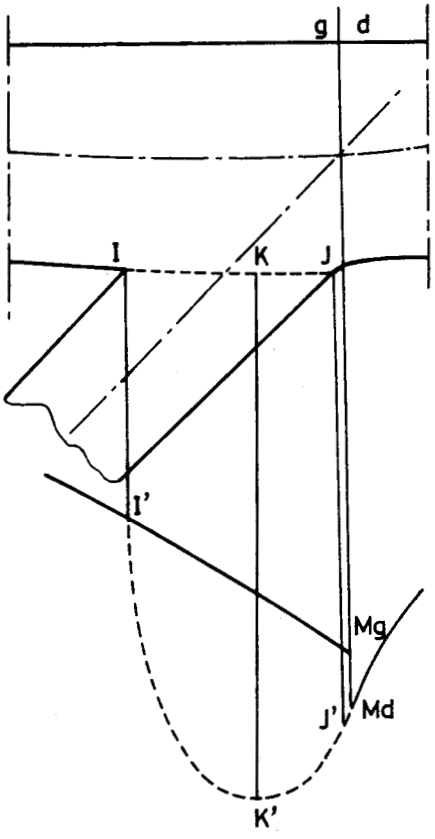
Il ne s'agit ici que d'un terme correctif. Nous négligerons son influence sur les efforts tranchants.

3.5.2. - Efforts dus à la charge permanente des abouts, entretoises, dalles de transition et appuis.

Dans le calcul automatique T.I.V., une partie du poids propre de l'ouvrage n'a pas été prise en compte : abouts, entretoises d'appuis intermédiaires, béquilles, contre-béquilles et dalle de transition.

Il y a donc lieu d'apporter une correction aux efforts calculés.

3.6. - Efforts sur appuis central -



Les efforts sont calculés à partir des portées déterminées, par les intersections des axes neutres.

Nous trouvons donc, au noeud joignant le tablier et la béquille, une discontinuité dans les moments et les efforts normaux qui n'a pas de signification physique. En effet les efforts transmis par la béquille se répartissent sur toute la largeur de celle-ci. Comme elle est toujours comprimée, les contraintes varient linéairement du point I au point J. En intégrant deux fois, nous voyons que la courbe des moments entre I' et J' est une cubique. Le maximum (en valeur absolue) du moment sera atteint au droit du point K, point de passage de la résultante de l'effort transmis par la béquille. Dans cette section, l'effort normal sera pratiquement la moyenne des efforts normaux de la travée de rive et de la travée centrale.

Pour l'appui de rive, nous n'avons pas jugé utile de faire la correction car cette section est en général largement surabondante.

MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT

SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES SUPÉRIEURS A BÉQUILLES

A TABLIER DE BÉTON PRÉCONTRAINT

PS.BQ.67

MODÈLE D'APPLICATION PS 6700/II

2

Ce document est propriete de l'administration et ne peut être utilise ou reproduit même partiellement sans l'autorisation du Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes ou de son representant autorise.

DIVISION DES OUVRAGES D'ART B

46, Avenue Aristide BRIAND, 46

B.P. 100 92223 _ BAGNEUX Tel. 655.42.42

M. RIMBOEUF

Ingenieur T.P.E. Gestionnaire

C. BIDAUD

Ingenieur des P et Ch.

H. MATHIEU

Ingenieur en Chef

Chef de la Division

DIRECTEUR DU SERVICE

M. HUET

Ingenieur general

OCTOBRE 1967 / 75

SOMMAIRE

2.1. - Notice explicative.

2.2. - Plans de coffrage.

2.2.1. - Tablier.

2.2.2. - Appuis et fondations.

2.3. - Câblage et ferraillage.

2.3.1. - Epure de câblage.

2.3.2. - Ferraillage du tablier.

2.3.3. - Ferraillage des appuis et fondations.

2.4. - Note de calcul (Extraits).

2.5. - Avant-métré.

2.6. - Programme d'exécution des travaux.

MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT

SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES SUPÉRIEURS A BÉQUILLES

A TABLIER DE BÉTON PRÉCONTRAINT

PS.BQ.67

MODÈLE D'APPLICATION PS 6700 / II

Notice descriptive

2.1

Ce document est propriété de l'administration et ne peut être utilisé ou reproduit même partiellement sans l'autorisation du Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes ou de son représentant autorisé

DIVISION DES OUVRAGES D'ART B

16 Avenue Aristide BRIAND 46

B.P. 100 92223 _ BAGNEUX Tél. 655 42 42

M. RIMBOEUF

Ingénieur T.P.E. Gestionnaire

C. BIDAUD

Ingénieur des P et Ch

H. MATHIEU

Ingénieur en Chef

Chef de la Division

DIRECTEUR DU SERVICE

M. HUET

Ingénieur général

OCTOBRE 1967 / 75

NOTICE DESCRIPTIVE

1 - Description de l'ouvrage -

1.1 - Dispositions générales -

L'ouvrage pris en exemple assure le franchissement d'une autoroute en déblai de type II par une route de 7,00 mètres de largeur de chaussée.

1.1.1. - Plan et profil en long -

L'ouvrage est droit. Le profil en long de la voie franchie est constitué sur toute sa longueur par un arc de cercle de 2 000 mètres de rayon dont le point haut se situe au droit de l'axe de la plate-forme de l'autoroute.

1.1.2. - Profil en travers -

C'est le profil en travers (7) défini dans le document C.A.T. 66 du Service Spécial des Autoroutes : chaussée de 7 mètres et 2 trottoirs de 1,50 mètres.

1.1.3. - Implantation de l'ouvrage -

L'ouvrage est symétrique longitudinalement. La travée centrale a une portée géométrique (cf. pièce 1.3) entre têtes des béquilles de 32,00 mètres. Les portées géométriques de rive sont de 14,00 mètres. Le gabarit dégagé sur la verticale des glissières de sécurité est de 4,90 mètres.

1.2 - Le tablier -

Le tablier comporte 4 nervures de 0,40 mètre d'épaisseur et des encorbellements de 0,80 mètre .

Le hourdis inférieur a 0,20 mètre d'épaisseur. Sous la chaussée, l'épaisseur du hourdis supérieur varie de 0,20 mètre à 0,22 mètre pour tenir compte du bombement de la chaussée.

1.2.2. - Coupe longitudinale -

L'épaisseur du tablier sur béquilles, chaussée non comprise, est de 1,565 mètre dans l'axe de l'ouvrage. Elle est de 0,865 mètre pour l'about et de 1,065 mètre en millieu de travée centrale.

Le rayon d'intrados de la travée centrale est de 210,78 mètres.

Au voisinage des béquilles les goussets longitudinaux des âmes ont une longueur de 2,20 mètres et font passer l'épaisseur des âmes de 0,40 mètre à 0,50 mètre. Près des abouts, les goussets ont une longueur de 2,39 mètres, l'épaisseur des âmes variant de 0,40 mètre à 0,65 mètre.

L'about géométrique a une longueur de 1,10 mètre. L'épaisseur de l'entretoise d'appui sur béquilles est de 0,60 mètre.

1.3 - Les appuis -

Il y a 4 béquilles et 4 contre-béquilles par file d'appuis. Leur inclinaison sur la verticale est de 50 grades. Les béquilles ont une section carrée à leur base de 0,50 mètre de côté et une section rectangulaire 1,00 x 0,50 mètre en tête. Elles sont appuyées sur la fondation par des articulations FREYSSINET - Les contre-béquilles sont encastrées dans les massifs de fondation.

1.4 - Les fondations -

L'ouvrage est fondé sur bon sol (graves de rivière par exemple). Les fondations sont donc superficielles ; leur forme et leur dimension sont données par la pièce 2.2.2.

1.5 - Dispositions particulières -

1.5.1. - Trous de décoffrage -

Chaque cellule du caisson comporte un trou de dimension 1,30 x 1,80 mètre permettant la récupération des coffrages intérieurs.

1.5.2. - Dalle de transition sous chaussée -

Elles ont pour dimensions 3,00 x 7,70 mètres - leur épaisseur est de 0,20 mètre. Elles reposent sur les corbeaux par une articulation FREYSSINET. Le joint de chaussée est constitué par un fer plat 100 x 10.

1.5.3. - Corniche -

Elle est du type C_{1P} (voir dossier pilote GC. 67)

1.5.4. - Garde corps -

Il est du type S_3 (voir dossier pilote GC. 67)

1.5.5. - Perrés -

Ils sont exécutés en maçonnerie de pierres (matériau d'origine locale) jointoyée.

1.5.6. - Chape -

La chape sous chaussée et sous trottoir est en asphalte ; son épaisseur est de 0,02 mètre.

1.5.7. - Gargouille -

Aux extrémités de l'ouvrage de chaque côté de la chaussée, se trouvent des gargouilles de diamètre 0,10 mètre. Elles débouchent 10 cm en-dessous du hourdis inférieur du caisson.

2 - Prescriptions particulières -

2.1 - Nature et qualité des matériaux -

2.1.1. - Le béton -

Le dosage en ciment 325 sera de 350 kg pour le béton de fondation et de 400 kg pour le béton des appuis et du tablier.

2.1.2. - Les aciers -

Les armatures de précontrainte en acier dur, sont constituées de fils parallèles ou de torons agréés par la Commission d'Agrément.

Les barres pour béton armé sont en acier à haute adhérence de la classe Fe E 40 A définie dans le projet du fascicule 4, titre 1 du C.P.C. Seuls les espaçateurs et les frettes sont constitués de barres lisses de nuance A Dx, classe Fe E 22 selon le projet du fascicule 4 du C.P.C.

Les limites élastiques minimales sont pour les aciers de la classe Fe E 40 A :

$$\emptyset \leqslant 20 \quad \sigma'_{en} = 42 \text{ kg/mm}^2$$

$$\emptyset > 20 \quad \sigma'_{en} = 40 \text{ kg/mm}^2$$

2.2. - Exécution du bétonnage -

Les fondations seront réalisées sur un béton de propreté.

Pendant la construction, les contre-béquilles reposeront sur le remblai convenablement dressé à 50 grades et soigneusement compacté par l'intermédiaire d'un béton de propreté.

Les phases de bétonnage du tablier sont les suivantes :

Phase (1) hourdis inférieur
Phase (2) Ames
Phase (3) hourdis supérieur

Les reprises de bétonnage seront faites aux endroits indiqués sur les plans de coffrage et de bétonnage.

2.3 - Les parements -

Les parements vus du tablier auront des joints de coffrage

verticaux et régulièrement répartis. Sur les béquilles les joints seront perpendiculaires aux axes des dites béquilles.

Les faces de béton en contact avec les remblais seront après ragréage badigeonnées au goudron désacidifié.

MINISTERE DE L'ÉQUIPEMENT

SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES SUPÉRIEURS A BÉQUILLES

A TABLIER DE BÉTON PRÉCONTRAINT

PS.BQ.67

MODÈLE D'APPLICATION PS 6700 / II

Tablier

2.2.1

Ce document est propriété de l'administration et ne peut être utilisé ou reproduit même par [illegible] sans autorisation du Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes [illegible]

DIVISION DES OUVRAGES D'ART B

19 Avenue Aristide BRIAND 16

B.P. 19 [illegible] BAGNEUX Tél. 655 12 42

M. RIMBOEUF

[illegible]

C. BIDAUD

[illegible]

H. MATHIEU

[illegible]

DIRECTEUR DU SERVICE

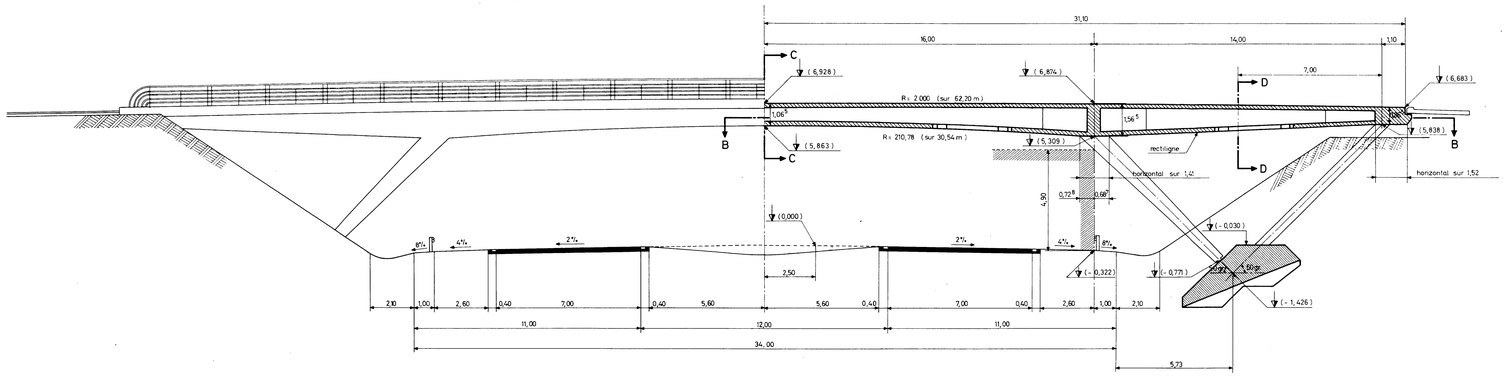
M. HUET

Ingénieur Général

OCTOBRE 1967 / 75

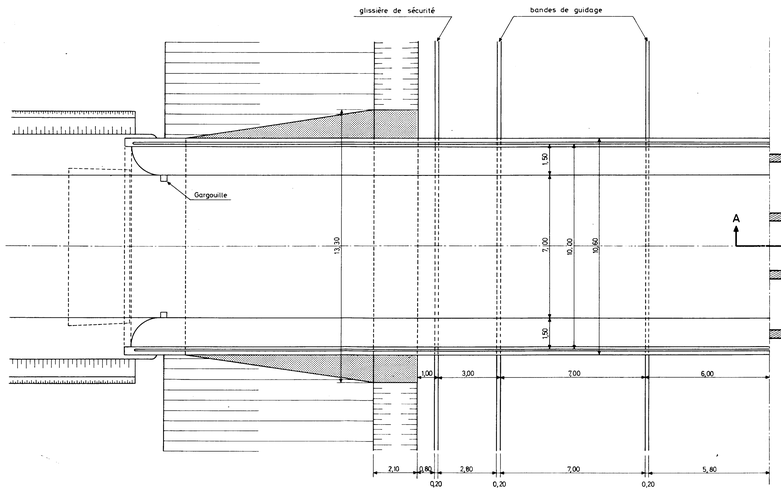
DEMI - ÉLEVATION

DEMI - COUPE LONGITUDINALE
- suivant AA -

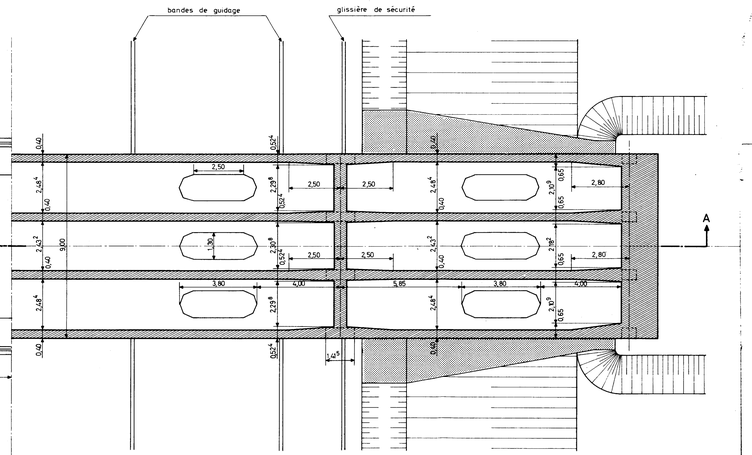


Echelle: 0,01 (1/100)

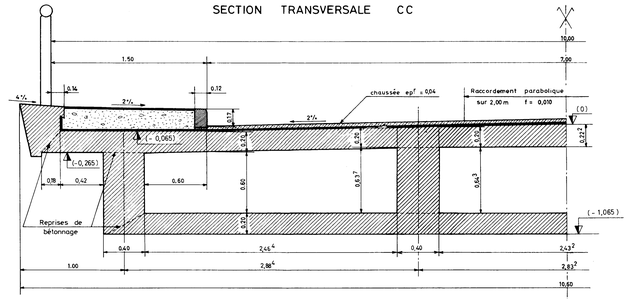
DEMI - PLAN



DEMI - PLAN DE POUTRAISON
- suivant BB -

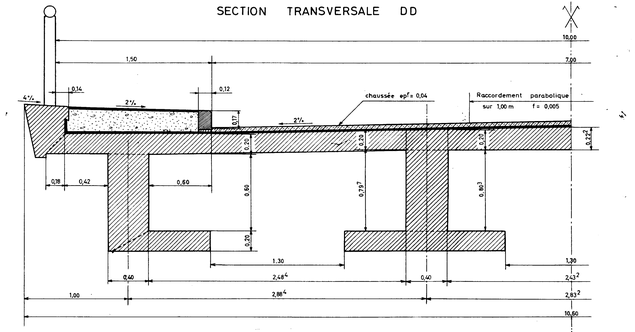


SECTION TRANSVERSALE CC



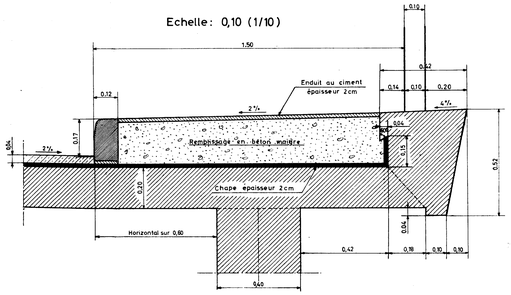
Echelle: 0,05 (1/20)

SECTION TRANSVERSALE DD



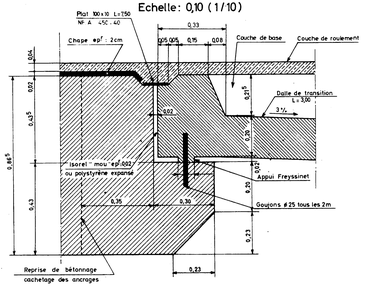
DETAIL DE L'ENCORBELLEMENT

Echelle: 0,10 (1/10)



DETAIL DE L'ABOUT

Echelle: 0,10 (1/10)



MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT

SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES SUPÉRIEURS A BÉQUILLES

A TABLIER DE BÉTON PRÉCONTRAINT

PS.BQ.67

MODÈLE D'APPLICATION PS 6700 / II

Appuis et fondations

2.2.2

Ce document est propriete de l'administration et ne peut être utilise ou reproduit même partiellement sans l'autorisation du Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes ou de son representant autorise.

DIVISION DES OUVRAGES D'ART B

46, Avenue Aristide BRIAND, 46

B.P. 100 92223 – BAGNEUX Tel. 655.42.42

M. RIMBOEUF
Ingenieur T.P.E. Gestionnaire

C. BIDAUD
Ingenieur des P. et Ch.

H. MATHIEU
Ingenieur en Chef
Chef de la Division

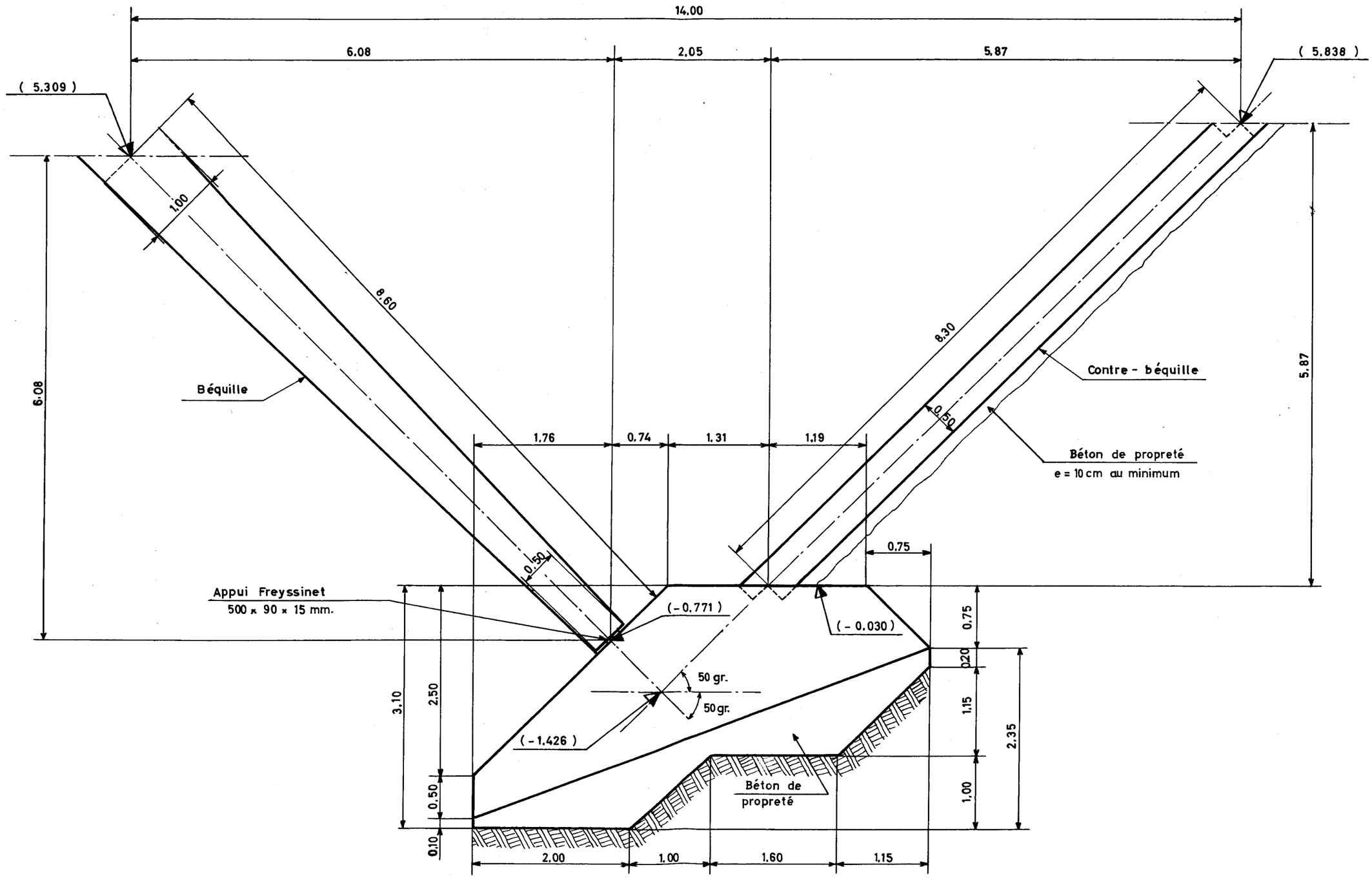
DIRECTEUR DU SERVICE

M. HUET
Ingenieur general

OCTOBRE 1967 / 75

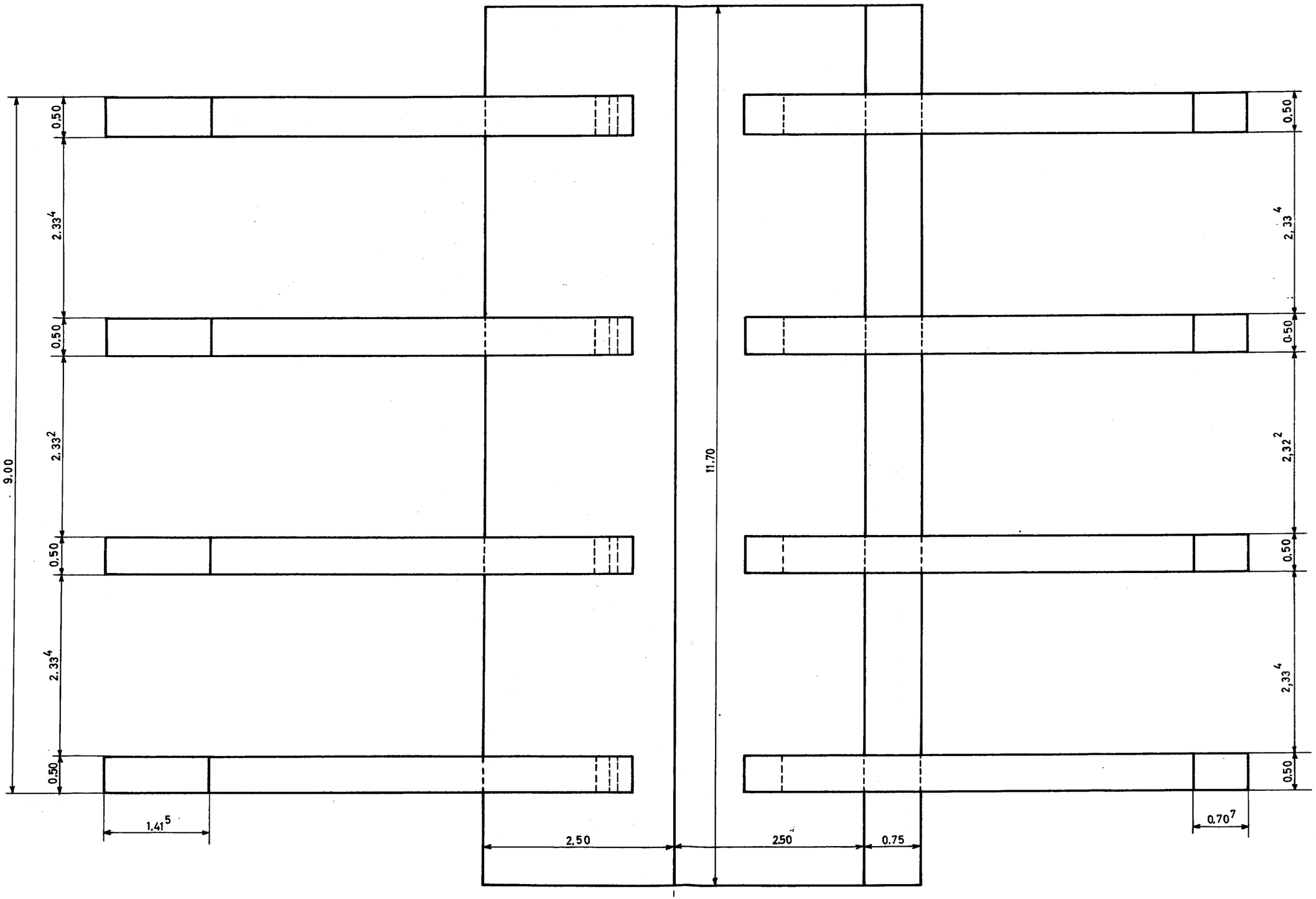
ELEVATION TABLIER ENLEVE

Echelle 1/ 50



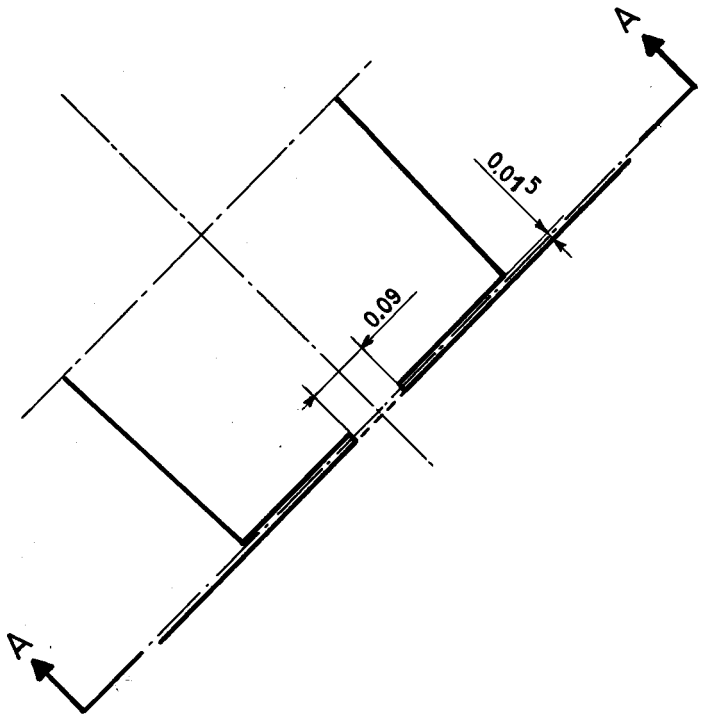
PLAN TABLIER ENLEVE

Echelle 1/50

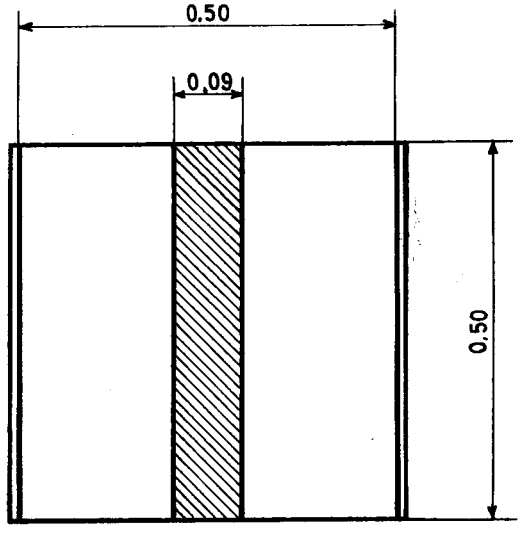


DETAIL DE L'APPUI FREYSSINET

Echelle 1/10



Coupe AA



MINISTERE DE L'ÉQUIPEMENT

SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES SUPÉRIEURS A BÉQUILLES

A TABLIER DE BÉTON PRÉCONTRAINT

PS.BQ.67

MODÈLE D'APPLICATION PS 6700/II

Epure de câblage

2.3.1

Ce document est propriete de l'administration et ne peut être utilise ou reproduit même partiellement sans l autorisation du Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes ou de son representant autorise

DIVISION DES OUVRAGES D'ART B

46, Avenue Aristide BRIAND, 46

B.P. 100 92223 _ BAGNEUX Tel. 655 42 42

M. RIMBOEUF

Ingenieur T.P.E. Gestionnaire

C. BIDAUD

Ingenieur des P et Ch.

H. MATHIEU

Ingenieur en Chef

Chef de la Division

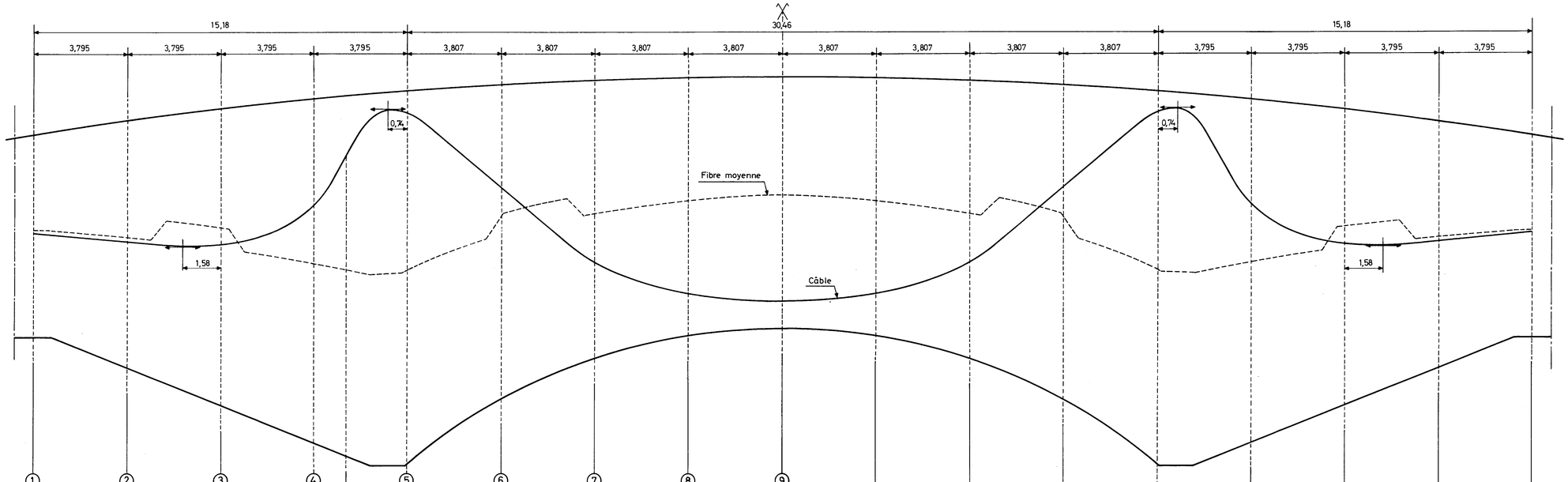
DIRECTEUR DU SERVICE

M. HUET

Ingenieur general

OCTOBRE 1967 / 75

CABLE MOYEN ÉQUIVALENT



	1	2	3	4		5	6	7	8	9								
Distance de la fibre moyenne à l'extrados	0,381	0,466	0,470	0,658		0,722	0,522	0,544	0,493	0,478	0,493	0,544	0,522	0,722	0,658	0,470	0,466	0,381
Excentricité du câble moyen équivalent	-0,010	-0,016	-0,071	0,234		0,642	0,102	-0,196	-0,382	-0,432	-0,382	-0,196	0,102	0,642	0,234	-0,071	-0,016	-0,010
Angle du câble moyen équivalent avec l'horizontale (en gr.)	-0,30	-0,30	0,84	6,01	10,76	-2,68	-5,18	-4,85	-0,92	0	-0,92	-4,85	-5,18	-2,68	6,01	0,84	-0,30	-0,30
Angle de la fibre moyenne avec l'horizontale (en gr.)	-0,50	-0,67	-0,87	-0,91		0	1,71	0,97	0,62	0	0,62	0,97	1,71	0	-0,91	-0,87	-0,67	-0,50
Pourcentage de tension résiduelle	79,4	79,0	78,4	77,1		73,7	73,7	72,7	71,9	71,5	71,9	72,7	73,7	73,7	77,1	78,4	79,0	79,4

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT

SERVICE D'ETUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES SUPÉRIEURS A BQUILLES

A TABLIER DE BETON PRECONTRAINT

PS.BQ. 67

MODÈLE D'APPLICATION PS 67/00 / II

Ferraillage du tablier

2.3.2

DIVISION DES OUVRAGES D'ART B		DIRECTEUR DU SERVICE
M. RIMBOEUF	M. MATHIEU	M. MUET
J. BIDAUD		OCTOBRE 1967 / 71.

NOMENCLATURE ET METRE DES ACIERS DU TABLIER POUR UN DEMI-OUVRAGE

Diamètre	Repère	Longueur d'une barre(m)	Nombre de barres	Longueur totale (m)	Poids (kg)	Observations
Ø 20 HA (2,466 kg/m)	N	5,10	4×4	163		
	Na	4,70	4×4	150		
				313	771	
Ø 12 HA (0,888 kg/m)	1	6,25	154×2	2178		
	1'	6,25	4	25		
	4	8,10	5	101		
	5	5,15	5	51		
	6	6,90	4	55		
	7	5,25	5	52		
	9	0,25	76×4*	1520		
	9a	1,01	152×(4*+2*)	688		
	9b	2,08	152×(4*+2*)	1416		
	9c	0,50	76×8×8	815		
	9d	1,40	4×8×8	78		
	9e	2,80	8×8×8	179		
				6825	6062	
Ø 10 HA (0,617 kg/m)	8	8,10	4×4	162		
	10	10,50	76×76	1729		
	10a	2,80	8×4×8	71		
	10b	4,40	(4×4+4×7)	506		
	10c	3,90	(4×4+4×4)	278		
	10d	8,15	(4×4+4×7)	755		
	10e	10,40	(4×4+4×4)	741		
	10f	8,15	4×(4×7+2)	638		
	10g	9,70	4×(4×4+2)	620		
	11a	1,15	19×4×2	88		
	11b	1,15	19×4×2	175		
	11c	1,15	19×4×2	175		
	11d	2,40	19×4×2	182		
	11e	1,15	4×4×4×2	82		
	11f	2,80	4×4×7×2	314		
	11g	1,75	4×4×8	112		
	11h	4,20	8×4×8	214		
	11i	5,20	8×4×8	340		
	12	9,10	8×4×7	509		
	13	10,50	4×8	210		
	14	3,90	2×4	62		
	15	9,70	7×4	271		
	16	8,80	8×4×7	492		
	17	1,40	2×2×4	25		
	18	1,40	2×4×4	45		
	19	1,15	8×4	37		
	20	1,15	2×2×4	18		
	21	1,15	2×20×4	184		
	22	1,40	4×4	22		
	23	1,70	2×4×4	54		
	24	1,70	2×4×4	54		
	25	1,70	2×4×4	54		
	26	1,70	2×4×4	54		
	27	1,40	2×4×4	45		
	28	1,40	2×4×4	45		
	29	1,70	2×4×4	54		
	30	1,70	2×4×4	54		
	31	1,70	2×4×4	54		
	32	1,70	2×4×4	54		
	33	1,40	2×4×4	45		
	34	1,40	2×4×4	45		
	35	1,70	2×4×4	54		
	36	1,70	2×4×4	54		
	37	1,70	2×4×4	54		
	38	1,70	2×4×4	54		
	39	1,40	2×4×4	45		
	40	1,40	2×4×4	45		
	41	1,70	2×4×4	54		
	42	1,70	2×4×4	54		
	43	1,70	2×4×4	54		
	44	1,70	2×4×4	54		
	45	1,40	2×4×4	45		
	46	1,40	2×4×4	45		
	47	1,70	2×4×4	54		
	48	1,70	2×4×4	54		
	49	1,70	2×4×4	54		
	50	1,70	2×4×4	54		
	51	1,40	2×4×4	45		
	52	1,40	2×4×4	45		
	53	1,70	2×4×4	54		
	54	1,70	2×4×4	54		
	55	1,70	2×4×4	54		
	56	1,70	2×4×4	54		
	57	1,40	2×4×4	45		
	58	1,40	2×4×4	45		
	59	1,70	2×4×4	54		
	60	1,70	2×4×4	54		
	61	1,70	2×4×4	54		
	62	1,70	2×4×4	54		
	63	1,40	2×4×4	45		
	64	1,40	2×4×4	45		
	65	1,70	2×4×4	54		
	66	1,70	2×4×4	54		
	67	1,70	2×4×4	54		
	68	1,70	2×4×4	54		
	69	1,40	2×4×4	45		
	70	1,40	2×4×4	45		
	71	1,70	2×4×4	54		
	72	1,70	2×4×4	54		
	73	1,70	2×4×4	54		
	74	1,70	2×4×4	54		
	75	1,40	2×4×4	45		
	76	1,40	2×4×4	45		
	77	1,70	2×4×4	54		
	78	1,70	2×4×4	54		
	79	1,70	2×4×4	54		
	80	1,70	2×4×4	54		
	81	1,40	2×4×4	45		
	82	1,40	2×4×4	45		
	83	1,70	2×4×4	54		
	84	1,70	2×4×4	54		
	85	1,70	2×4×4	54		
	86	1,70	2×4×4	54		
	87	1,40	2×4×4	45		
	88	1,40	2×4×4	45		
	89	1,70	2×4×4	54		
	90	1,70	2×4×4	54		
	91	1,70	2×4×4	54		
	92	1,70	2×4×4	54		
	93	1,40	2×4×4	45		
	94	1,40	2×4×4	45		
	95	1,70	2×4×4	54		
	96	1,70	2×4×4	54		
	97	1,70	2×4×4	54		
	98	1,70	2×4×4	54		
	99	1,40	2×4×4	45		
	100	1,40	2×4×4	45		
	101	1,70	2×4×4	54		
	102	1,70	2×4×4	54		
	103	1,70	2×4×4	54		
	104	1,70	2×4×4	54		
	105	1,40	2×4×4	45		
	106	1,40	2×4×4	45		
	107	1,70	2×4×4	54		
	108	1,70	2×4×4	54		
	109	1,70	2×4×4	54		
	110	1,70	2×4×4	54		
	111	1,40	2×4×4	45		
	112	1,40	2×4×4	45		
	113	1,70	2×4×4	54		
	114	1,70	2×4×4	54		
	115	1,70	2×4×4	54		
	116	1,70	2×4×4	54		
	117	1,40	2×4×4	45		
	118	1,40	2×4×4	45		
	119	1,70	2×4×4	54		
	120	1,70	2×4×4	54		
	121	1,70	2×4×4	54		
	122	1,70	2×4×4	54		
	123	1,40	2×4×4	45		
	124	1,40	2×4×4	45		
	125	1,70	2×4×4	54		
	126	1,70	2×4×4	54		
	127	1,70	2×4×4	54		
	128	1,70	2×4×4	54		
	129	1,40	2×4×4	45		
	130	1,40	2×4×4	45		
	131	1,70	2×4×4	54		
	132	1,70	2×4×4	54		
	133	1,70	2×4×4	54		
	134	1,70	2×4×4	54		
	135	1,40	2×4×4	45		
	136	1,40	2×4×4	45		
	137	1,70	2×4×4	54		
	138	1,70	2×4×4	54		
	139	1,70	2×4×4	54		
	140	1,70	2×4×4	54		
	141	1,40	2×4×4	45		
	142	1,40	2×4×4	45		
	143	1,70	2×4×4	54		
	144	1,70	2×4×4	54		
	145	1,70	2×4×4	54		
	146	1,70	2×4×4	54		
	147	1,40	2×4×4	45		
	148	1,40	2×4×4	45		
	149	1,70	2×4×4	54		
	150	1,70	2×4×4	54		
	151	1,70	2×4×4	54		
	152	1,70	2×4×4	54		
	153	1,40	2×4×4	45		
	154	1,40	2×4×4	45		
	155	1,70	2×4×4	54		
	156	1,70	2×4×4	54		
	157	1,70	2×4×4	54		
	158	1,70	2×4×4	54		
	159	1,40	2×4×4	45		
	160	1,40	2×4×4	45		
	161	1,70	2×4×4	54		
	162	1,70	2×4×4	54		
	163	1,70	2×4×4	54		
	164	1,70	2×4×4	54		
	165	1,40	2×4×4	45		
	166	1,40	2×4×4	45		
	167	1,70	2×4×4	54		
	168	1,70	2×4×4	54		
	169	1,70	2×4×4	54		
	170	1,70	2×4×4	54		
	171	1,40	2×4×4	45		
	172	1,40	2×4×4	45		
	173	1,70	2×4×4	54		
	174	1,70	2×4×4	54		
	175	1,70	2×4×4	54		
	176	1,70	2×4×4	54		
	177	1,40	2×4×4	45		
	178	1,40	2×4×4	45		
	179	1,70	2×4×4	54		
	180	1,70	2×4×4	54		
	181	1,70	2×4×4	54		
	182	1,70	2×4×4	54		
	183	1,40	2×4×4	45		
	184	1,40	2×4×4	45		
	185	1,70	2×4×4	54		
	186	1,70	2×4×4	54		
	187	1,70	2×4×4	54		
	188	1,70	2×4×4	54		
	189	1,40	2×4×4	45		
	190	1,40	2×4×4	45		
	191	1,70	2×4×4	54		
	192	1,70	2×4×4	54		
	193	1,70	2×4×4	54		
	194	1,70	2×4×4	54		
	195	1,40	2×4×4	45		
	196	1,40	2×4×4	45		
	197	1,70	2×4×4	54		
	198	1,70	2×4×4	54		
	199	1,70	2×4×4	54		
	200	1,70	2×4×4	54		
	201	1,40	2×4×4	45		
	202	1,40	2×4×4	45		
	203	1,70	2×4×4	54		
	204	1,70	2×4×4	54		
	205	1,70	2×4×4	54		
	206	1,70	2×4×4	54		
	207	1,40	2×4×4	45		
	208	1,40	2×4×4	45		
	209	1,70	2×4×4	54		
	210	1,70	2×4×4	54		
	211	1,70	2×4×4	54		
	212	1,70	2×4×4	54		
	213	1,40	2×4×4	45		
	214	1,40	2×4×4	45		
	215	1,70	2×4×4	54		
	216	1,70	2×4×4	54		
	217	1,70	2×4×4	54		
	218	1,70	2×4×4	54		
	219	1,40	2×4×4	45		
	220	1,40	2×4×4	45		
	221	1,70	2×4×4	54		
	222	1,70	2×4×4	54		
	223	1,70	2×4×4	54		
	224	1,70	2×4×4	54		
	225	1,40	2×4×4	45		
	226	1,40	2×4×4	45		
	227	1,70	2×4×4	54		
	228	1,70	2×4×4	54		
	229	1,70	2×4×4	54		
	230	1,70	2×4×4	54		
	231	1,40	2×4×4	45		
	232	1,40	2×4×4	45		
	233	1,70	2×4×4	54		
	234	1,70	2×4×4	54		
	235	1,70	2×4×4	54		
	236	1,70	2×4×4	54		
	237	1,40	2×4×4	45		
	238	1,40	2×4×4	45		
	239	1,70	2×4×4	54		
	240	1,70	2×4×4	54		
	241	1,70	2×4×4	54		
	242	1,70	2×4×4	54		
	243	1,40	2×4×4	45		
	244	1,40	2×4×4	45		
	245	1,70	2×4×4	54		
	246	1,70	2×4×4	54		
	247	1,70	2×4×4	54		
	248	1,70	2×4×4	54		
	249	1,40	2×4×4	45		
	250	1,40	2×4×4	45		
	251	1,70	2×4×4	54		
	252	1,70	2×4×4	54		
	253	1,70	2×4×4	54		
	254	1,70	2×4×4	54		
	255	1,40	2×4×4	45		
	256	1,40	2×4×4	45		
	257	1,70	2×4×4	54		
	258	1,70	2×4×4	54		
	259	1,70	2×4×4	54		
	260	1,70	2×4×4	54		
	261	1,40	2×4×4	45		
	262	1,40	2×4×4	45		
	263	1,70	2×4×4	54		
	264	1,70	2×4×4	54		
	265	1,70	2×4×4	54		
	266	1,70	2×4×4	54		
	267	1,40	2×4×4	45		
	268	1,40	2×4×4	45		
	269	1,70	2×4×4	54		
	270	1,70	2×4×4	54		
	271	1,70	2×4×4	54		
	272	1,70	2×4×4	54		
	273	1,40	2×4×4	45		
	274	1,40	2×4×4	45		
	275	1,70	2×4×4	54		
	276	1,70	2×4×4	54		
	277	1,70	2×4×4	54		
	278	1,70	2×4×4	54		
	279	1,40	2×4×4	45		
	280	1,40	2×4×4	45		
	281	1,70	2×4×4	54		
	282	1,70	2×4×4	54		
	283	1,70	2×4×4	54		
	284	1,70	2×4×4	54		
	285	1,40	2×4×4	45		
	286	1,40	2×4×4	45		
	287	1,70	2×4×4	54		
	288	1,70	2×4×4	54		
	289	1,70	2×4×4	54		
	290	1,70	2×4×4	54		
	291	1,40	2×4×4	45		
	292	1,40	2×4×4	45		
	293	1,70	2×4×4	54		
	294	1,70	2×4×4	54		
	295	1,70	2×4×4	54		
	296	1,70	2×4×4	54		
	297	1,40	2×4×4	45		
	298	1,40	2×4×4	45		
	299	1,70	2×4×4	54		
	300	1,70	2×4×4	54		
	301	1,70	2×4×4	54		
	302	1,70	2×4×4	54		
	303	1,40	2×4×4	45		
	304	1,40	2×4×4	45		
	305	1,70	2×4×4	54		
	306	1,70	2×4×4	54		
	307	1,70	2×4×4	54		
	308	1,70	2×4×4	54		
	309	1,40	2×4×4	45		
	310	1,40	2×4×4	45		
	311	1,70	2×4×4	54		
	312	1,70	2×4×4	54		
	313	1,70	2×4×4	54		
	314	1,70	2×4×4	54		
	315	1,40	2×4×4	45		
	316	1,40	2×4×4	45		
	317	1,70	2×4×4	54		
	318	1,70	2×4×4	54		
	319	1,70	2×4×4	54		
	320	1,70	2×4×4	54		
	321	1,40	2×4×4	45		
	322	1,40	2×4×4	45		
	323	1,70	2×4×4	54		
	324	1,70	2×4×4	54		
	325	1,70	2×4×4	54		
	326	1,70	2×4×4	54		
	327	1,40	2×4×4	45		
	328	1,40	2×4×4	45		
	329	1,70	2×4×4	54		
	330	1,70	2×4×4	54		
	331	1,70	2×4×4	54		
	332	1,70	2×4×4	54		
	333	1,40	2×4×4	45		
	334	1,40	2×4×4	45		
	335	1,70	2×4×4	54		
	336	1,70	2×4×4	54		
	337	1,70	2×4×4	54		
	338	1,70	2×4×4	54		
	339	1,40	2×4×4	45		
	340	1,40	2×4×4	45		
	341	1,70	2×4×4	54		
	342	1,70	2×4×4	54		
	343	1,70	2×4×4	54		
	344	1,70	2×4×4	54		
	345	1,40	2×4×4	45		
	346	1,40	2×4×4	45		
	347	1,70	2×4×4	54		
	348	1,70	2×4×4	54		
	349	1,70	2×4×4	54		
	350	1,70	2×4×4	54		
	351	1,40	2×4×4	45		
	352	1,40	2×4×4	45		
	353	1,70	2×4×4	54		
	354	1,70	2×4×4	54		
	355	1,70	2×4×4	54		
	356	1,70	2×4×4	54		
	357	1,40	2×4×4	45		
	358	1,40	2×4×4	45		
	359	1,70	2×4×4	54		
	360	1,70	2×4×4	54		
	361	1,70	2×4×4	54		
	362	1,70	2×4×4	54		
	363	1,40	2×4×4	45		
	364	1,40	2×4×4	45		
	365	1,70	2×4×4	54		
	366	1,70	2×4×4	54		
	367	1,70	2×4×4	54		
	368	1,70	2×4×4	54		
	369	1,40	2×4×4	45		
	370	1,40	2×4×4	45		
	371	1,70	2×4×4	54		
	372	1,70	2×4×4	54		
	373	1,70	2×4×4	54		
	374	1,70	2×4×4	54		
	375	1,40	2×4×4	45		
	376	1,40	2×4×4	45		
	377	1,70	2×4×4	54		
	378	1,70	2×4×4	54		
	379	1,70	2×4×4	54		
	380	1,70	2×4×4	54		
	381	1,40	2×4×4	45		
	382	1,40	2×4×4	45		
	383	1,70	2×4×4	54		
	384	1,70	2×4×4	54		
	385	1,70	2×4×4	54		
	386	1,70	2×4×4	54		
	387	1,40	2×4×4	45		
	388	1,40	2×4×4	45		
	389	1,70	2×4×4	54		
	390	1,70	2×4×4	54		
	391	1,70	2×4×4	54		
	392	1,70	2×4×4	54		
	393	1,40	2×4×4	45		
	394	1,40	2×4×4	45		
	395	1,70	2×4×4	54		
	396	1,70	2×4×4	54		
	397	1,70	2×4×4	54		
	398	1,70	2×4×4	54		
	399	1,40	2×4×4	45		
	400	1,40	2×4×4	45		
	401	1,70	2×4×4	54		
	402	1,70	2×4×4	54		
	403	1,70	2×4×4	54		
	404	1,70	2×4×4	54		
	405	1,40	2×4×4	45		
	406	1,40	2×4×4	45		
	407	1,70	2×4×4	54		
	408	1,70	2×4×4	54		
	409	1,70	2×4×4	54		
	410	1,70	2×4×4	54		
	411	1,40	2×4×4	45		
	412	1,40	2×4×4	45		
	413	1,70	2×4×4	54		
	414	1,70	2×4×4	54		
	415	1,70	2×4×4	54		
	416	1,70	2×4×4	54		
	417	1,40	2×4×4	45		
	418	1,40	2×4×4	45		
	419	1,70	2×4×4	54		
	420	1,70	2×4×4	54		
	421	1,70	2×4×4	54		
	422	1,70	2×4×4	54		
	423	1,40	2×4×4	45		
	424	1,40	2×4×4	45		
	425	1,70	2×4×4	54		
	426	1,70	2×4×4	54		
	427	1,70	2×4×4	54		
	428	1,70	2×4×4	54		
	429	1,40	2×4×4	45		
	430	1,40	2×4×4	45		
	431	1,70	2×4×4	54		
	432	1,70	2×4×4	54		
	433	1,70	2×4×4	54		
	434	1,70	2×4×4	54		
	435	1,40	2×4×4	45		
	436	1,40	2×4×4	45		
	437	1,70	2×4×4	54		
	438	1,70	2×4×4	54		
	439	1,70	2×4×4	54		
	440	1,70	2×4×4	54		
	441	1,40	2×4×4	45		
	442	1,40	2×4×4	45		
	443	1,70	2×4×4	54		
	444	1,70	2×4×4	54		
	445	1,70	2×4×4	54		
	446	1,70	2×4×4	54		
	447	1,40	2×4×4	45		
	448	1,40	2×4×4	45		
	449	1,70	2×4×4	54		
	450	1,70	2×4×4	54		
	451	1,70	2×4×4	54		
	452	1,70	2×4×4	54		
	453	1,40	2×4×4	45		
	454	1,40	2×4×4	45		
	455	1,70	2×4×4	54		
	456	1,70	2×4×4	54		
	457	1,70	2×4×4	54		
	458	1,70	2×4×4	54		
	459	1,40	2×4×4	45		
	460	1,40	2×4×4	45		
	461	1,70	2×4×4	54		
	462	1,70	2×4×4	54		
	463	1,70	2×4×4	54		
	464	1,70	2×4×4	54		
	465	1,40	2×4×4	45		
	466	1,40	2×4×4	45		
	467	1,70	2×4×4	54		
	468	1,70	2×4×4	54		
	469	1,70	2×4×4	54		
	470	1,70	2×4×4	54		
	471	1,40	2×4×4	45		
	472	1,40	2×4×4	45		
	473	1,70	2×4×4	54		
	474	1,70	2×4×4	54		
	475	1,70	2×4×4	54		
	476	1,70	2×4×4	54		
	477	1,40	2×4×4	45		
	478	1,40	2×4×4	45		
	479	1,70	2×4×4	54		
	480	1,70	2×4×4	54		
	481	1,70	2×4×4	54		
	482	1,70	2×4×4	54		
	483	1,40	2×4×4	45		
	484	1,40	2×4×4	45		
	485	1,70	2×4×4	54		
	486	1,70	2×4×4	54		
	487	1,70	2×4×4	54		
	488	1,70	2×4×4	54		
	489	1,40	2×4×4	45		
	490	1,40	2×4×4	45		
	491	1,70	2×4×4	54		
	492	1,70	2×4×4	54		
	493	1,70	2×4×4	54		
	494	1,70	2×4×4	54		
	495	1,40	2×4×4	45		
	496	1,40	2×4×4	45		
	497	1,70	2×4×4	54		
	498	1,70	2×4×4	54		
	499	1,70	2×4×4	54		
	500	1,70	2×4×4	54		
	501	1,40	2×4×4	45		
	502	1,40	2×4×4	45		
	503	1,70	2×4×4	54		
	504	1,70	2×4×4	54		
	505	1,70	2×4×4	54		
	506	1,70	2×4×4	54		
	507	1,40	2×4×4	45		
	508	1,40	2×4×4	45		
	509	1,70	2×4×4	54		
	510	1,70	2×4×4	54		
	511	1,70	2×4×4	54		
	512	1,70	2×4×4	54		
	513	1,40	2×4×4	45		
	514	1,40	2×4×4	45		
	515	1,70	2×4×4	54		
	516	1,70	2×4×4	54		
	517	1,70	2×4×4	54		
	518	1,70	2×4×4	54		
	519	1,40	2×4×4	45		
	520	1,40	2×4×4	45		
	521	1,70	2×4×4	54		
	522	1,70	2×4×4	54		
	523	1,70	2×4×4	54		
	524	1,70	2×4×4	54		
	525	1,40	2×4×4	45		
	526	1,40	2×4×4	45		
	527	1,70	2×4×4	54		
	528	1,70	2×4×4	54		
	529	1,70	2×4×4	54		
	530	1,70	2×4×4	54		
	531	1,40	2×4×4	45		
	532	1,40	2×4×4	45		
	533	1,70	2×4×4	54		
	534	1,70	2×4×4	54		
	535	1,70	2×4×4	54		
	536	1,70	2×4×4	54		
	537	1,40	2×4×4	45		
	538	1,40	2×4×4	45		
	539	1,70	2×4×4	54		
	540	1,70	2×4×4	54		
	541	1,70	2×4×4	54		
	542	1,70	2×4×4	54		
	543	1,40	2×4×4	45		
	544	1,40	2×4×4	45		
	545	1,70	2×4×4	54		
	546	1,70	2×4×4	54		
	547	1,70	2×4×4	54		
	548	1,70	2×4×4	54		
	549	1,40	2×4×4	45		
	550	1,40	2×4×4	45		
	551	1,70	2×4×4	54		
	552	1,70	2×4×4	54		
	553	1,70	2×4×4	54		
	554

MINISTERE DE L'ÉQUIPEMENT

SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES SUPÉRIEURS A BÉQUILLES

A TABLIER DE BÉTON PRÉCONTRAINT

PS.BQ.67

MODÈLE D'APPLICATION PS 6700 / II

Ferraillage des appuis et fondations

2.3.3

e document est propriete de
administration et ne peut être
tilise ou reproduit même par-
ieilement sans l autorisation
u Service d Etudes Techniques
es Routes et Autoroutes ou
e son representant autorise

DIVISION DES OUVRAGES D'ART B
46, Avenue Aristide BRIAND, 46
B P. 100 92223 _ BAGNEUX Tel. 655 42 42

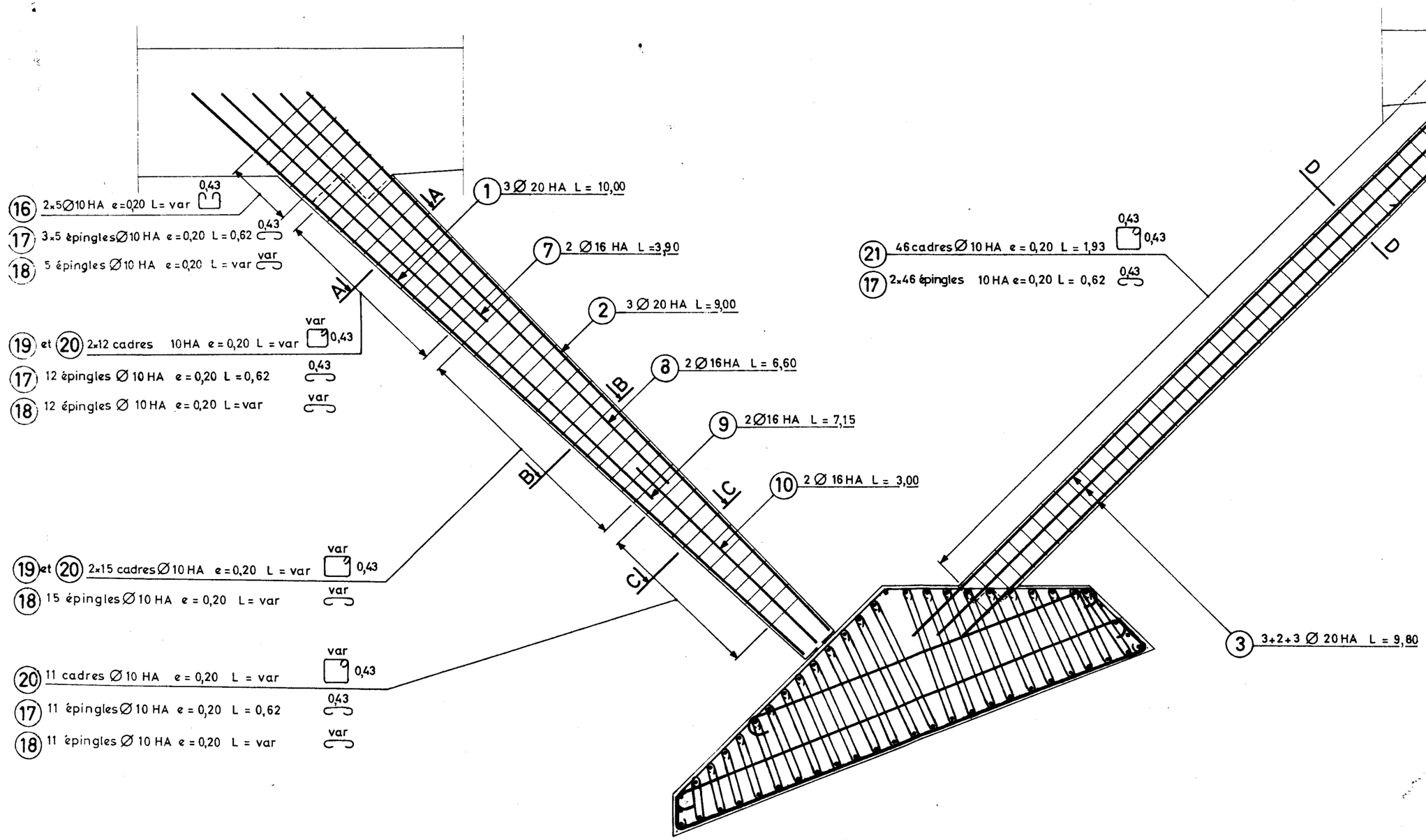
M. RIMBOEUF
Ingenieur T P E Gestionnaire

C. BIDAUD
Ingenieur des P et Ch

H. MATHIEU
Ingenieur en Chef
Chef de la Division

DIRECTEUR DU SERVICE
M. HUET
Ingenieur general

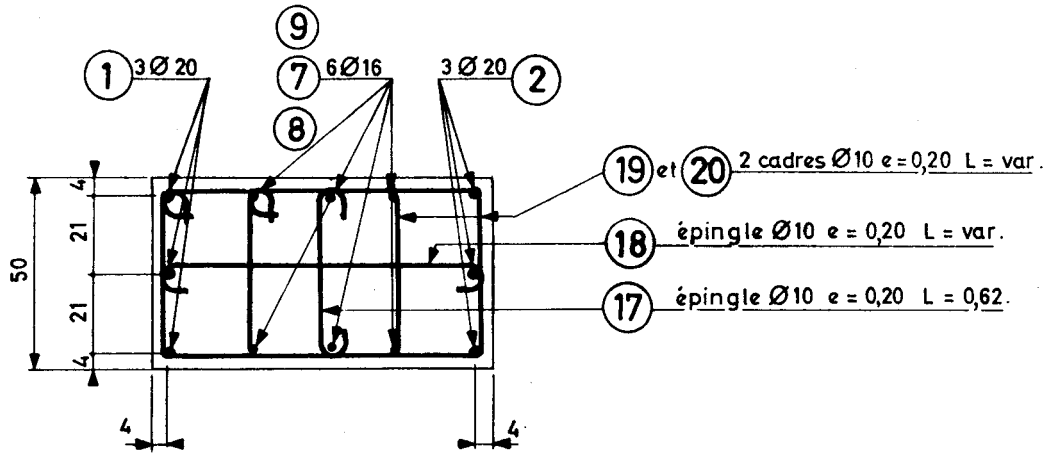
OCTOBRE 1967 / 75


16 2x5∅10 HA e=0,20 L= var 0,43
17 3x5 épingles∅10 HA e=0,20 L=0,62 0,43
18 5 épingles ∅10 HA e=0,20 L = var var
19 et 20 2x12 cadres 10HA e=0,20 L = var var 0,43
17 12 épingles ∅ 10 HA e=0,20 L=0,62 0,43
18 12 épingles ∅ 10 HA e=0,20 L=var var
19 et 20 2x15 cadres∅10 HA e=0,20 L = var var 0,43
18 15 épingles∅10 HA e=0,20 L= var var
20 11 cadres ∅10 HA e=0,20 L = var var 0,43
17 11 épingles∅10 HA e=0,20 L=0,62 0,43
18 11 épingles ∅ 10 HA e=0,20 L = var var
1 3∅20 HA L= 10,00
7 2 ∅16 HA L=3,90
2 3∅20 HA L=9,00
8 2∅16HA L=6,60
9 2∅16 HA L=7,15
10 2∅16HA L=3,00
A
A
B
B
C
C
21 46cadres∅10 HA e=0,20 L=1,93 0,43 0,43
17 2x46 épingles 10HA e=0,20 L=0,62 0,43
D
D
3 3+2+3 ∅20HA L=9,80

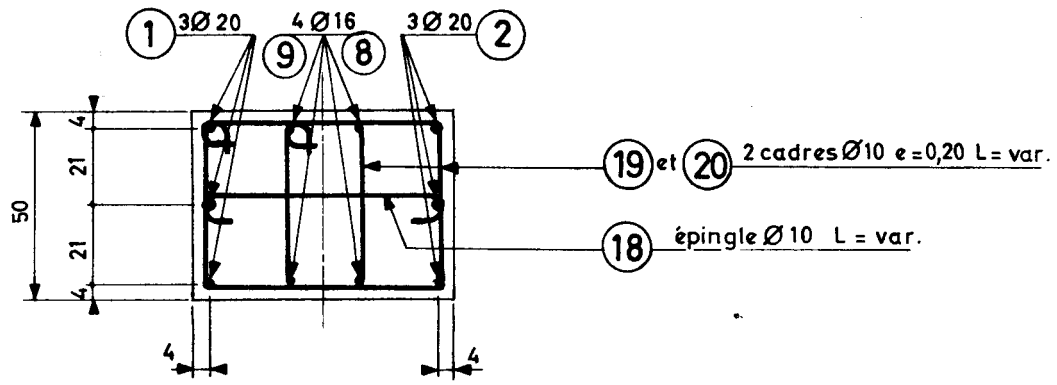
Échelle 1/50

Échelle 1/20

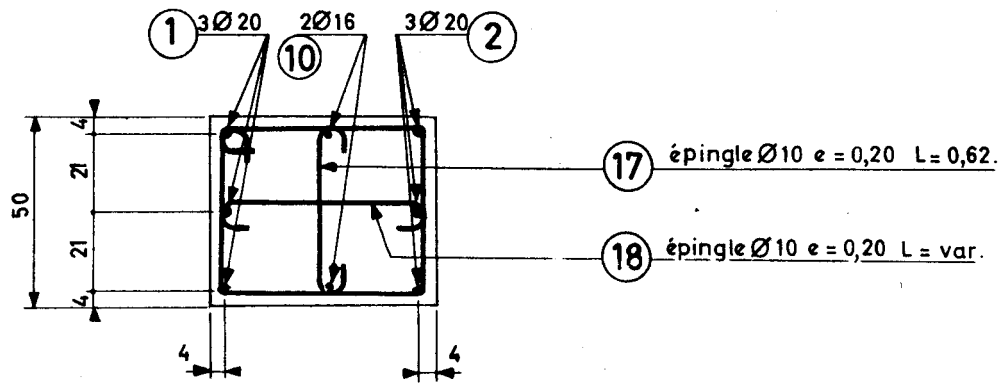
Coupe A-A



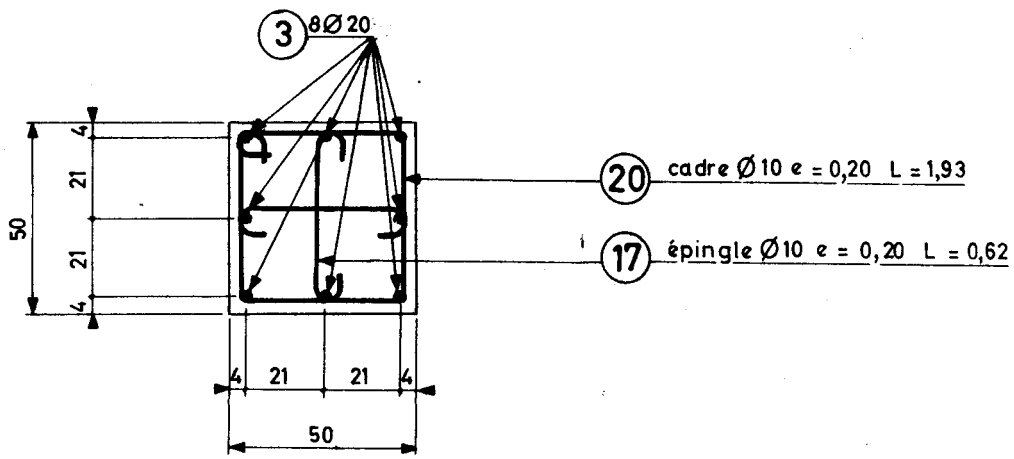
Coupe B-B



Coupe C-C

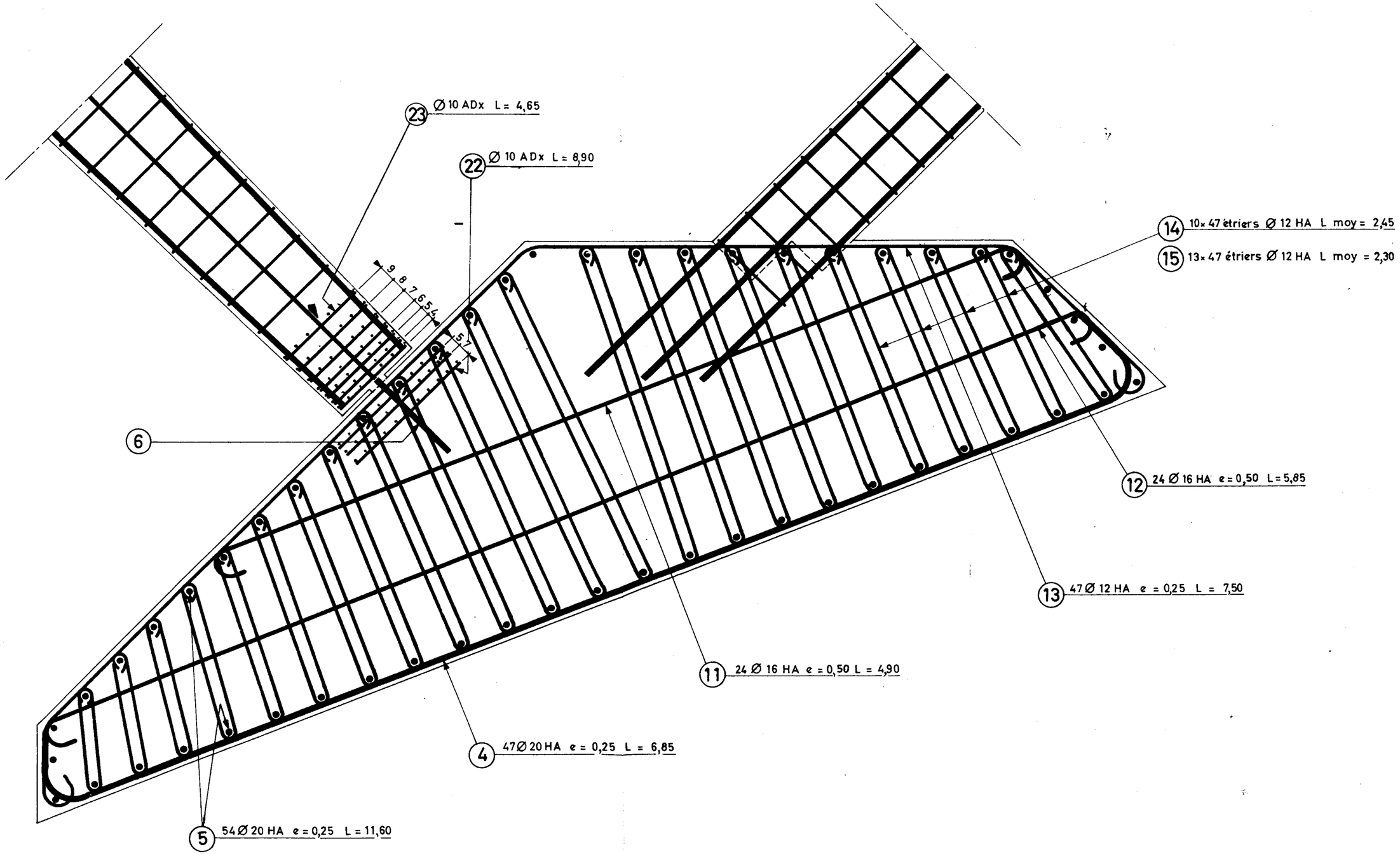


Coupe D-D



DÉTAIL DES FONDATIONS

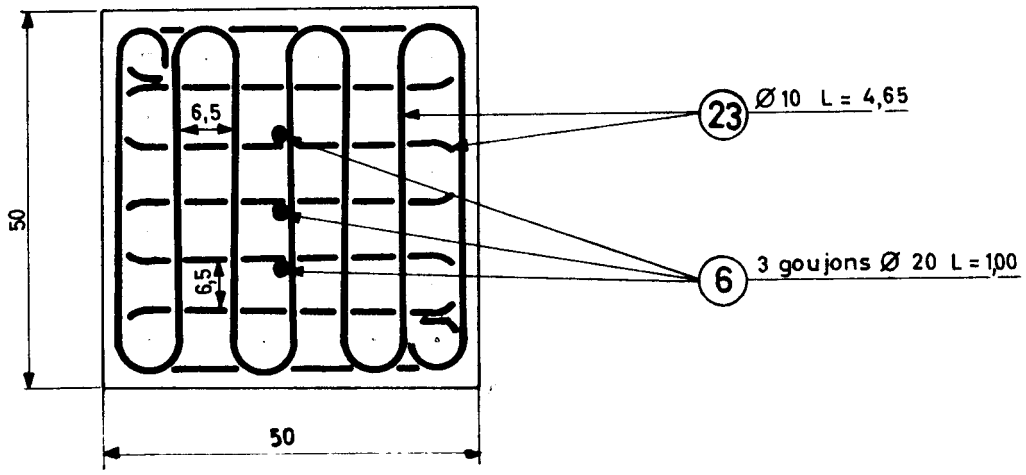
Échelle 1/20



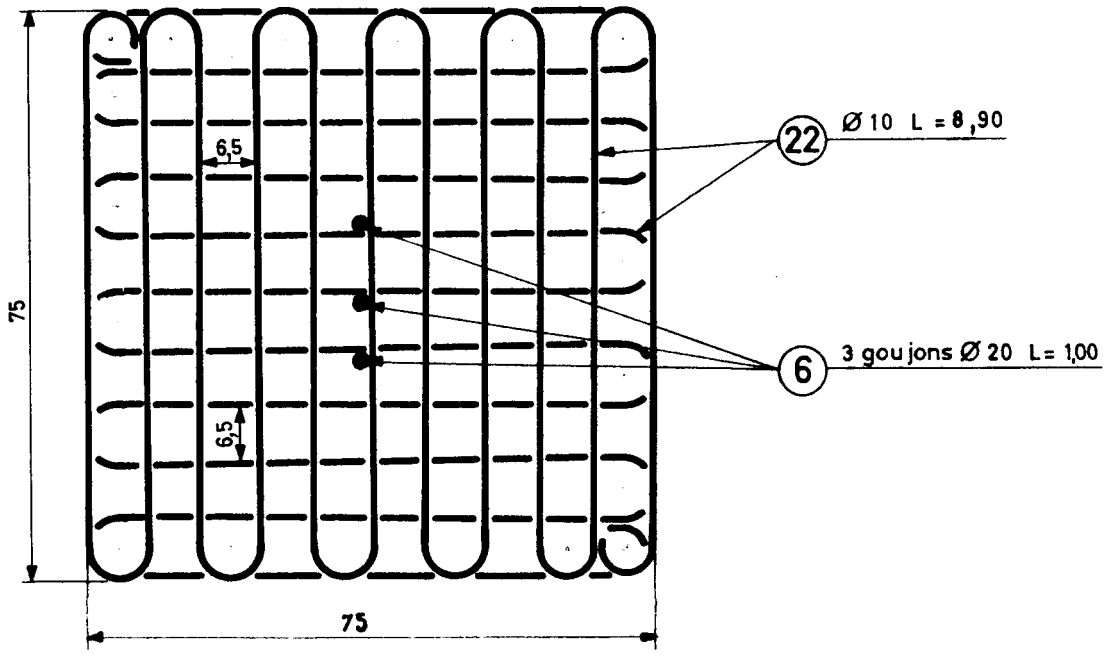
DÉTAIL DES FRETTES

Échelle 1/10

Béquille



Fondation



NOMENCLATURE ET MÉTRÉ DES ACIERS DES APPUIS ET DE LA FONDATION POUR UN DEMI-OUVRAGE

Diamètres	Désignation	Longueur d'une barre (m)	Nombre de barres	Longueur totale (m)	Poids (kg)	Observations
Ø 20 HA 2,466 kg/ml	1	10,00	3×4	120		
	2	9,00	3×4	108		
	3	10,70	(3+2+3)4	343		
	4	6,85	47	322		
	5	11,60	54	627		
	6	1,00	3×4	12		
				1532	3778	
– Ø16 HA 1,578 kg/ml	7	3,90	2×4	32		
	8	6,60	2×4	53		
	9	7,15	2×4	58		
	10	3,00	2×4	24		
	11	4,90	24	118		
	12	5,85	24	141		
				426	673	
Ø12 HA 0,888 kg/ml	13	7,50	47	353		
	14	2,45	10×47	1152		
	15	2,30	13×47	1406		
				2911	2585	
Ø10 HA 0,617 kg/ml	16	moy. 2,05	2×5×4	82		
	17	0,62	(3×5+12+11+2×46)4	323		
	18	moy. 0,88	(5+12+15+11)4	152		var var 0,43 var 0,43 var 0,43
	19	moy. 1,85	(12+15)4	200		
	20	moy. 2,35	(11+12+15)4	358		
	21	1,90	46×4	350		
				1465	904	
POIDS TOTAL D'ACIER HA					7940	

Ø10 ADx 0,617 kg/ml	22	17,80	7×4	261		
	23	9,30	7×4	214		
				475	293	

MINISTERE DE L'ÉQUIPEMENT

SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES SUPÉRIEURS A BÉQUILLES

A TABLIER DE BÉTON PRÉCONTRAINT

PS.BQ.67

MODÈLE D'APPLICATION PS 6700/II

Note de calcul
(Extraits)

2.4

Ce document est propriete de l'administration et ne peut être utilise ou reproduit même partiellement sans l'autorisation du Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes ou de son representant autorise.

DIVISION DES OUVRAGES D'ART B
46, Avenue Aristide BRIAND, 46
B.P. 100 92223 _ BAGNEUX Tel. 655.42.42

M. RIMBOEUF
Ingenieur T.P.E. Gestionnaire

C. BIDAUD
Ingenieur des P. et Ch.

H. MATHIEU
Ingenieur en Chef
Chef de la Division

DIRECTEUR DU SERVICE
M. HUET
Ingenieur general

OCTOBRE 1967 / 75

Extraits de la note de calcul

Cette pièce regroupe des pages des pièces 2.4.2, 2.4.3 et 2.4.4 de l'édition 1967 du dossier PS-BQ :

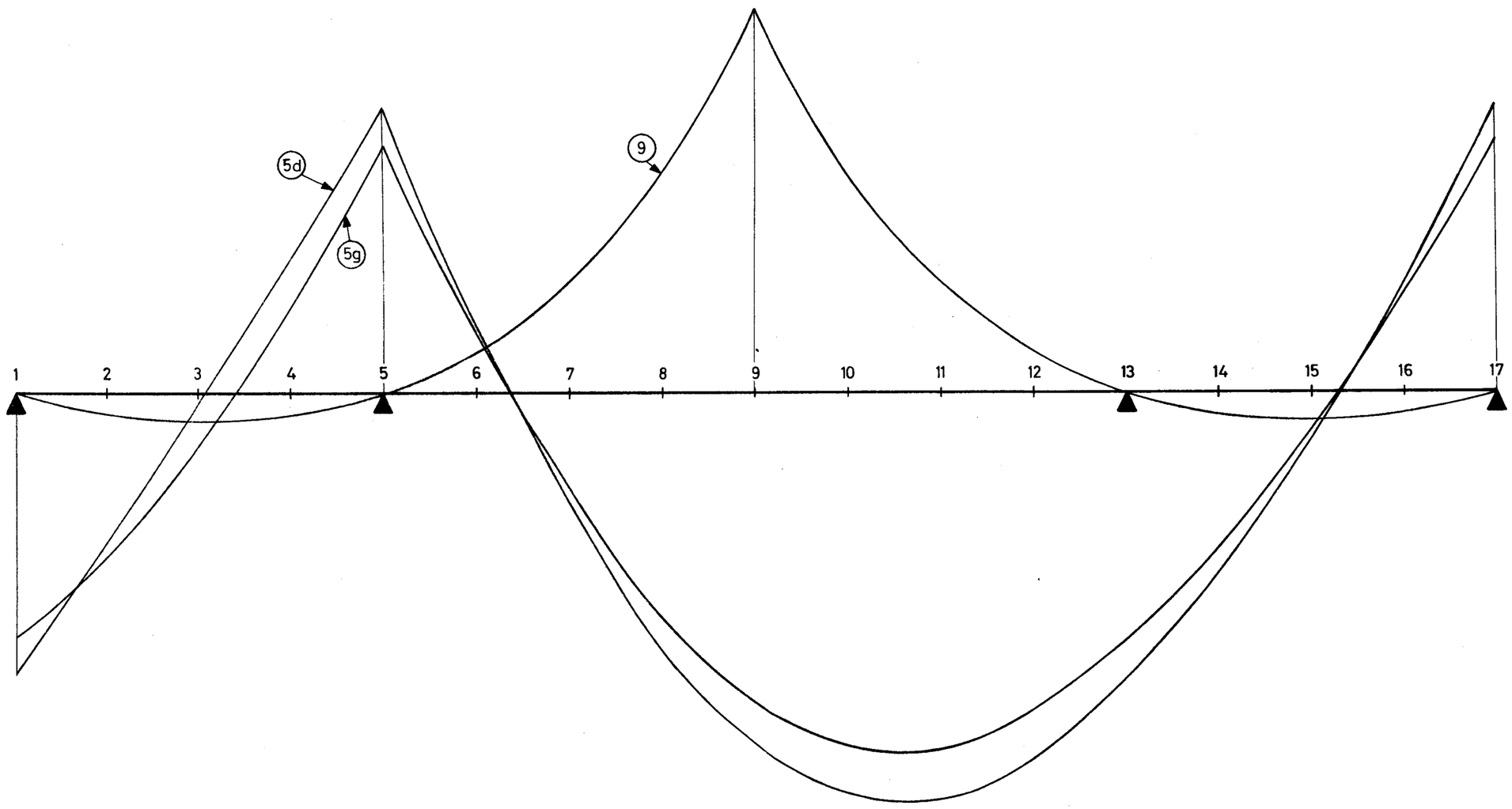
2.4.2. - Lignes d'influence des efforts - Pages 23 à 34.

2.4.3. - Efforts - Pages 8 et 29 à 32.

2.4.4. - Précontrainte et ferraillage - Pages 1 à 7, 17 à 22 et 57 à 69.

LIGNES D'INFLUENCE

Moment dans les sections 5-9



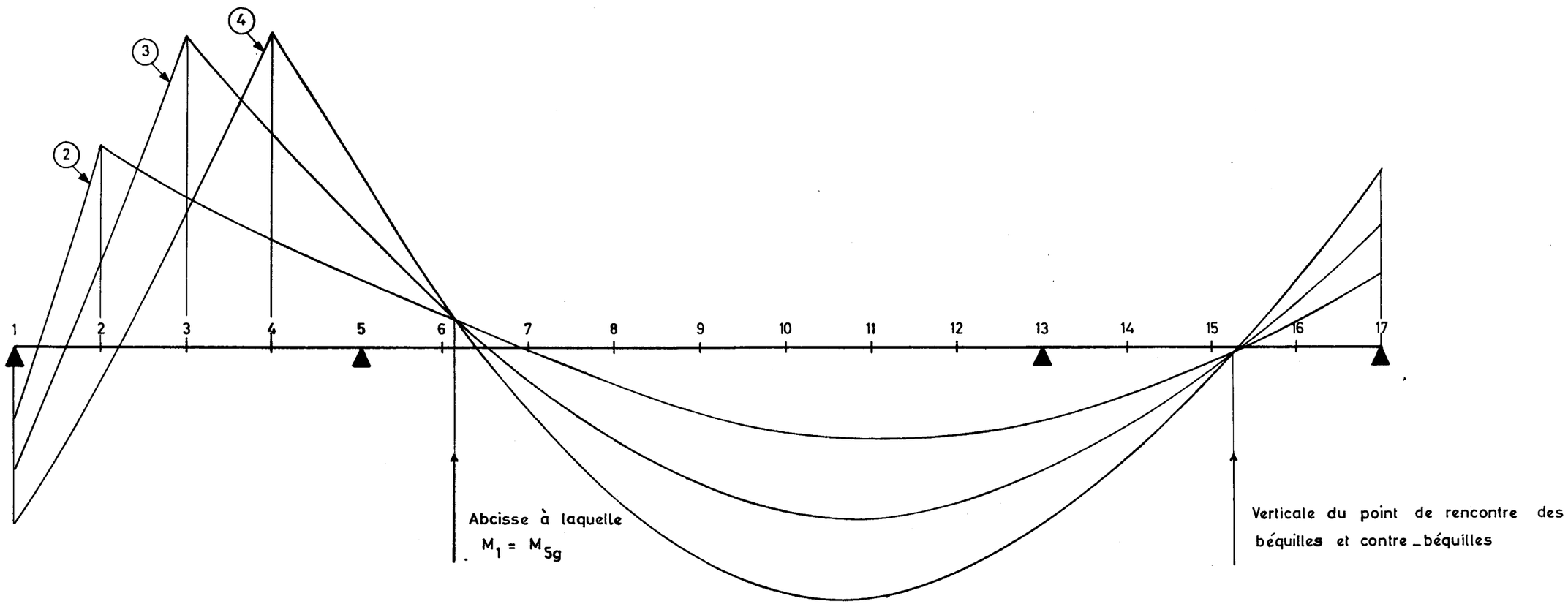
ECHELLE :

Horizontalement : 1 cm = 2 m

Verticalement : 1 cm = 0,50 m

LIGNES D'INFLUENCE

Moment dans les sections 2-3-4



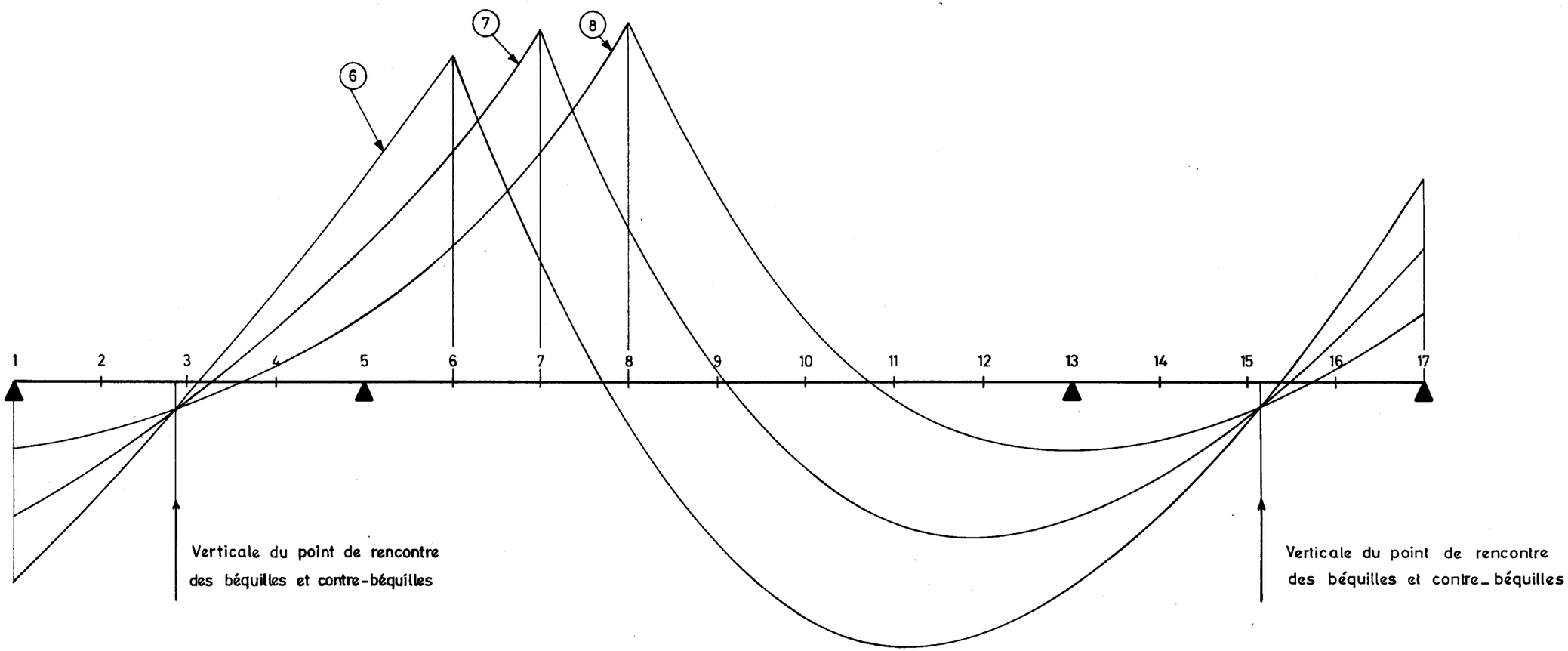
ECHELLE :

Horizontalement = 1 cm = 2 m

Verticalement = 1 cm = 0,50 m

LIGNES D'INFLUENCE

Moment dans les sections 6-7-8



ECHELLE :

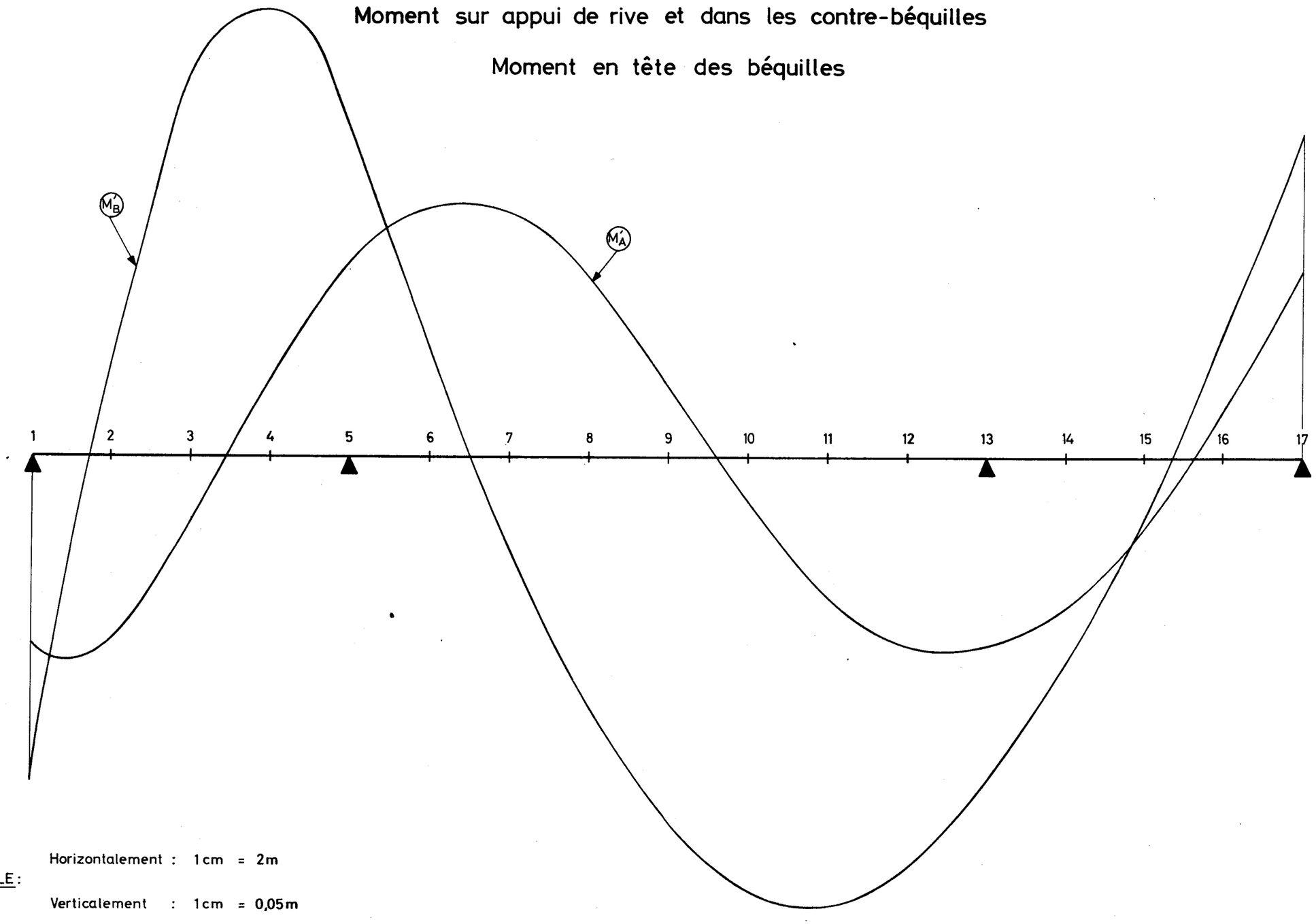
Horizontalement : 1 cm = 2 m

Verticalement : 1 cm = 0,50 m

LIGNES D'INFLUENCE

Moment sur appui de rive et dans les contre-béquilles

Moment en tête des béquilles



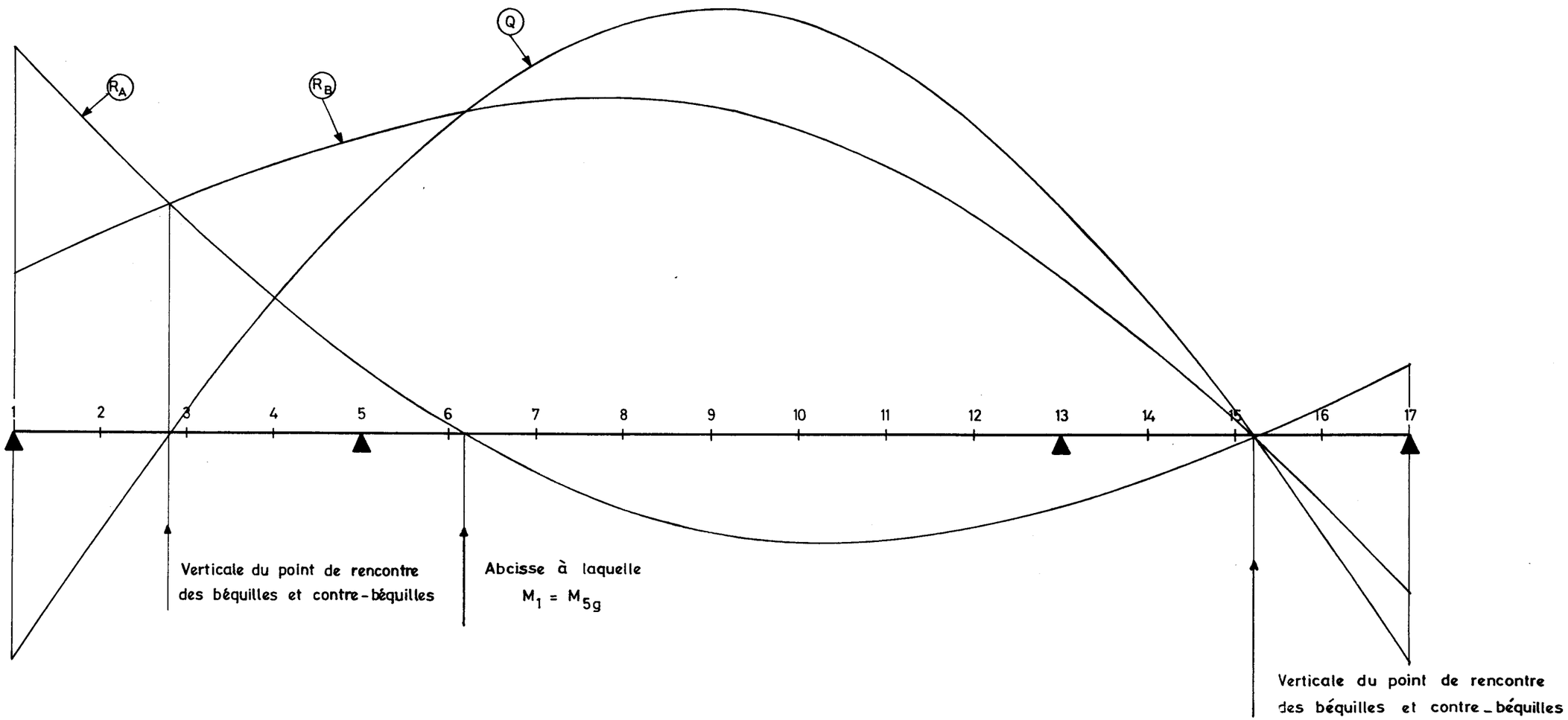
ECHELLE :

Horizontalement : 1 cm = 2 m

Verticalement : 1 cm = 0,05 m

LIGNES D'INFLUENCE

Réactions verticales d'appui - Effort normal



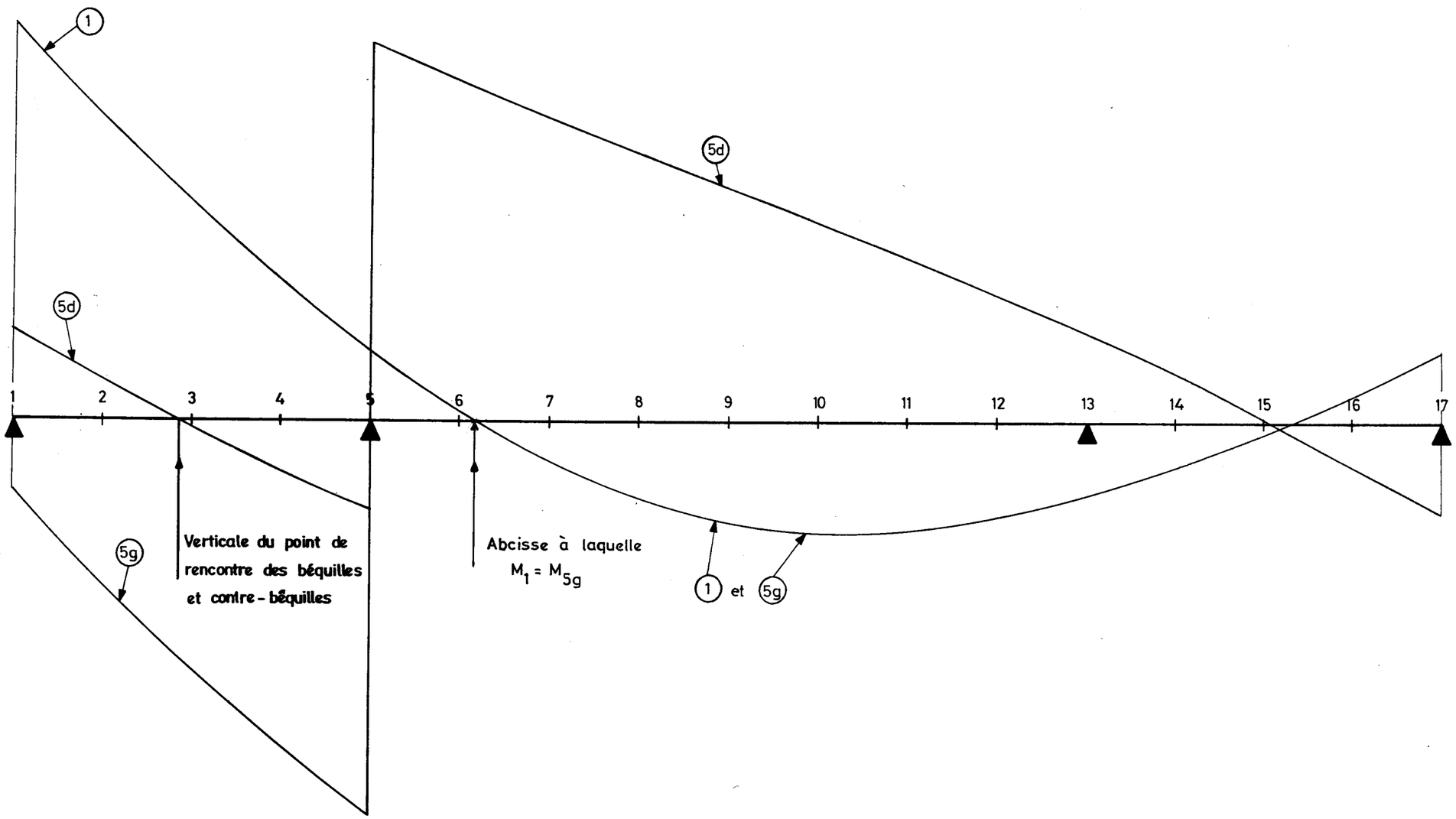
ECHELLE :

Horizontalement : 1 cm = 2 m

Verticalement : 1 cm = 0,10 m

LIGNES D'INFLUENCE

De l'effort tranchant sur appui



ECHELLE :

Horizontalement : 1 cm = 2 m

Verticalement : 1 cm = 0,10 m

1.2.3 - Efforts dans le pont à béquilles

Les efforts sur appuis s'obtiennent en ajoutant aux efforts dus aux charges verticales P_A et P_B les efforts dus au moment extérieur (somme des efforts ayant 1, 2, 3 en exposant).

Efforts \ Sections	1	2	3	4	5g	5d	6	7	8	9
M_1 (t m)	-21,9	-15,1	-8,3	-1,6	5,2	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6
T_2 (t)	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	0	0	0	0	0

R_{A2} = 88,4 t $\qquad$ R_{B2} = 19,0 t

$N_{1.2} = N_{3.2} = -R_{A2}\ tg\,\varphi = -88,4$ t (travée de rive)
$N_{2.2} = (R_{B2} - R_{A2})\ tg\,\varphi = -69,4$ t (travée centrale)

$M'^{2}_{B2} = M'^{2}_{B} + M'^{3}_{B} = -2,6$ tm

$M'_{A2} = M'^{2}_{A} + M'^{3}_{A} = 2,2$ tm

1.3 - Effet de la charge permanente totale :

C'est la somme des efforts calculés aux § 1.1 et 1.2

Efforts \ Sections	1	2	3	4	5g	5d	6	7	8	9
M (t m)	-19,4	37,5	-121,4	-501,4	-1104,6	-1173,2	-413,0	129,3	461,7	572,1
T (t)	44,1	-13,9	-80,2	-128,9	-196,2	233,1	163,6	115,6	58,1	0

Réactions d'appui R_A = 130,8 t $\qquad$ R_B = 450,0 t

Efforts normaux dans le tablier
- Travée de rive $N_1 = N_3 = -130,8$ t
- Travée centrale N_2 = 319,2 t

Moment dans les béquilles $M'_B = -68,6$ tm

Moment dans les contre - béquilles M'_A = 4,7 tm

3.1_Moment_fléchissant_et_effort_normal_correspondant :

		Cas des surcharges civiles										Cas de la surcharge militaire					
		Charge permanente (1)		Surcharges civiles (effort prépondérant) (2)		Effets linéaires (3)		Effet d'arc (4)		Total (5)= (1)+(2)+(3)+(4)		Surcharge militaire (6)		Effet d'arc (7)		Total (8)=(1)+(3)+(6)+(7)	
Sections	Moments	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N
1	MAX	- 19,4	-130,8	54,0	-5,6	4,8	0,1	- 3,3	-5,1	36,1	- 141,4						
	MIN	- 19,4	-130,8	-52,3	-30,0	-4,6	-6,2	- 3,3	-4,4	-72,6	- 171,4						
2	MAX	37,5	-130,8	277,2	-75,4	27,9	-6,2	26,9	-3,8	369,5	- 216,2						
	MIN	37,5	-130,8	-226,7	40,8	-4,9	0,1	26,1	-5,8	-168,0	- 95,7						
3	MAX	- 121,4	-130,8	403,9	-68,9	51,0	-6,2	44,3	-3,7	377,8	-209,6						
	MIN	- 121,4	-130,8	-428,4	32,5	-5,2	0,1	49,6	-5,6	-505,4	-103,8						
4	MAX	- 501,4	-130,8	403,1	-54,0	74,5	-6,2	55,2	-4,0	31,4	-195,0						
	MIN	- 501,4	-130,8	-627,5	50,9	-5,6	0,1	67,4	-5,6	-1067,1	- 85,4						
5g	MAX	-1104,6	-130,8	288,6	-28,6	98,1	-6,2	52,9	-3,8	- 665,0	- 169,4						
	MIN	-1104,6	-130,8	-830,0	50,8	-5,9	0,1	85,8	-5,8	-1854,7	-85,7						
5d	MAX	-1173,2	319,2	355,8	44,0	104,3	-12,3	63,9	-7,6	-649,2	343,3						
	MIN	-1173,2	319,2	-947,1	177,0	6,8	0,2	91,8	-10,9	-2021,7	485,5						
6	MAX	- 413,0	319,2	434,7	87,4	104,3	-12,3	19,4	-8,6	145,4	385,7						
	MIN	- 413,0	319,2	-618,5	153,8	6,8	0,2	24,2	-9,0	-1000,5	464,2						
7	MAX	129,3	319,2	463,3	132,7	104,3	-12,3	-19,3	-9,8	677,6	429,8						
	MIN	129,3	319,2	-350,7	118,4	6,8	0,2	-18,9	-9,3	-233,5	428,5						
8	MAX	461,7	319,2	462,8	207,2	104,3	-12,3	-52,7	-11,5	976,1	502,6						
	MIN	461,7	319,2	-154,7	70,8	6,8	0,2	-39,1	- 8,2	274,7	382,0						
9	MAX	572,1	319,2	436,9	241,0	104,3	-12,3	-64,6	-12,4	1048,7	535,5						
	MIN	572,1	319,2	- 58,6	10,1	6,8	0,2	-40,1	-6,7	480,2	322,8						

3.2_ Effort tranchant et effort normal correspondant :

Sections	Moments	Cas des surcharges civiles								Cas de la surcharge militaire			
		Charge permanente (1)		Surcharges civiles (effort prépondérant) (2)		Effets linéaires (3)		Total (4)=(1)+(2)+(3)		Surcharge militaire (5)		Total (6)=(1)+(3)+(5)	
		T	N	T	N	T	N	T	N	T	N	T	N
1	MAX	44,1	-130,8	100,3	-74,6	6,2	-6,2	150,6	-211,6				
	MIN	44,1	-130,8	-53,3	50,9	-0,1	0,1	-9,3	-79,8				
2	MAX	-13,9	-130,8	69,5	-51,8	6,2	-6,2	61,8	-188,8				
	MIN	-13,9	-130,8	-58,7	22,4	-0,1	0,1	-72,7	-108,3				
3	MAX	-80,2	-130,8	51,7	-38,5	6,2	-6,2	-22,3	-175,5				
	MIN	-80,2	-130,8	-69,5	-3,2	-0,1	0,1	-148,8	-133,9				
4	MAX	-128,9	-130,8	38,4	-27,3	6,2	-6,2	-84,3	-164,3				
	MIN	-128,9	-130,8	-86,6	-8,8	-0,1	0,1	-215,6	-133,5				
5g	MAX	-196,2	-130,8	28,1	-19,0	6,2	-6,2	-161,9	-156,0				
	MIN	-196,2	-130,8	-101,9	-13,5	-0,1	0,1	-298,2	-144,2				
5d	MAX	233,1	319,2	146,5	231,5	0	-12,3	391,0	538,4				
	MIN	233,1	319,2	-40,1	2,3	0	-12,3	193,0	309,2				
6	MAX	169,6	319,2	127,8	225,0	0	-12,3	297,4	531,9				
	MIN	169,6	319,2	-47,7	13,8	0	-12,3	121,9	320,7				
7	MAX	115,6	319,2	108,9	209,8	0	-12,3	224,5	516,7				
	MIN	115,6	319,2	-55,2	23,2	0	-12,3	60,4	330,1				
8	MAX	58,1	319,2	95,0	101,0	0	-12,3	153,1	407,9				
	MIN	58,1	319,2	-66,3	77,7	0	-12,3	-8,2	384,6				
9	MAX	0	319,2	81,2	94,7	0	-12,3	81,2	401,6				
	MIN	0	319,2	-81,2	94,7	0	-12,3	-81,2	401,6				

SOMMAIRE

CHAPITRE I - BASE DES CALCULS 3

1.1. - Règlement 3
1.2. - Matériaux 3
1.3. - Définition de la structure 4
1.4. - Ligne moyenne de la précontrainte 7

CHAPITRE 2 - EFFORTS DUS A LA PRECONTRAINTE - 8

2.1. - Pertes de tension 8
2.2. - Moment isostatique de précontrainte 12
2.3. - Moment hyperstatique de précontrainte 12
2.4. - Effet des variations linéaires dues à l'effort normal de précontrainte 15
2.5. - Effort tranchant de précontrainte 16
2.6. - Efforts créés par la précontrainte dans les appuis 17

CHAPITRE 3 - VERIFICATION DES CONTRAINTES DE FLEXION EN SERVICE - 19

3.1. - Contraintes en service à vide 19
3.2. - Contraintes en service en charge 21

CHAPITRE 4 - SECURITE VIS A VIS DE LA RUPTURE PAR FLEXION - 25

4.1. - Efforts extrêmes avec surcharges multipliées par 1,8 25
4.2. - Vérification à la rupture par flexion 29

CHAPITRE 4 - VERIFICATION DES CONTRAINTES EN PHASE PROVISOIRE - 31

5.1. - Efforts et contraintes dans le tablier sans superstructures 31
5.2. - Efforts et contraintes dus à la précontrainte en phase provisoire 37
5.3. - Tableau des contraintes en phase provisoire 42

CHAPITRE 6 - VERIFICATION DES CONTRAINTES DE FLEXION A 90 JOURS - 43

6.1. - Détermination des efforts de précontrainte à 90 jours 43
6.2. - Contraintes de flexion à 90 jours 48

CHAPITRE 7 - RESISTANCE A L'EFFORT TRANCHANT - 51

7.1. - Contrainte de cisaillement du béton 51
7.2. - Sécurité au cisaillement 51
7.3. - Calcul des étriers sous surcharge normale 54
7.4. - Vérification à la rupture par effort tranchant 55
7.5. - Choix de la répartition des étriers 59

CHAPITRE 8 - APPUIS - 60

8.1. - Efforts dans les appuis 60
8.2. - Ferraillage des appuis 60

CHAPITRE 9 - FONDATIONS - 63

9.1. - Définition de la fondation 63
9.2. - Efforts appliqués sur le sol 63
9.3. - Ferraillage de la fondation 66

CHAPITRE 10 - FERRAILLAGE DU HOURDIS SUPERIEUR - 67

10.1. - Détermination des efforts 67
10.2. - Ferraillage 68

CHAPITRE 1 - BASE DES CALCULS

1.1. - Règlements - (cf. § 1.1. pièce 1.4.1.)

1.2. - Matériaux -

1.2.1. - Béton -

a) Béton précontraint -

Les contraintes de compression admissibles sont :

en service $\overline{\sigma_b} = 0,42 \ \sigma_{28} = 1260 \ t/m^2$

en phase provisoire $\overline{\sigma_b} = 0,55 \ \sigma_{28} = 1650 \ t/m^2$

Lorsque la surcharge militaire est prépondérante les contraintes admissibles en service sont :

- dans le cas de convois types définis au paragraphe 2 de la C.M. n° 27 du 11 Février 1946 $\overline{\sigma_b} = 0,42 \times 1,1 \ \sigma_{28} =$ / t/m^2

- dans le cas exceptionnel où les intervalles vides entre véhicules-types seraient ramenés à 20 m : $\overline{\sigma_b} = 0,42 \times 1,2 \ \sigma_{28} =$ / t/m^2

b) Béton armé -

La contrainte de compression admissible du béton sera telle que la contrainte admissible en compression simple soit : $\overline{\sigma_{bo}} = 900 \ t/m^2$

1.2.2. - Aciers -

a) Armatures actives -

Se reporter à la pièce 1.4.1. du dossier pilote PSI-BP 66 "Agréments, aciers, armatures" en attendant la brochure : "Armatures et Procédés de Précontrainte" que doit publier prochainement le Service Central d'Etudes Techniques.

Les caractéristiques des armatures du système de précontrainte choisi sont :

- Constitution 30 ∅ 7
- Contrainte de rupture garantie $R_G = 142 \ kg/mm^2$
- Contrainte caractéristique de déformation garantie $T_G = 126 \ kg/mm^2$
- Coefficient de frottement en courbe $f = 0,18$
- Coefficient de pertes par déformation parasite $\varphi = 0,0012$
- Relaxation à 120 heures $rel\ 120 = 3,8$
- relaxation à 1000 heures $rel\ 1000 = 5$
- Rentrée d'ancrage $g = 0$

- Diamètre des gaines : 60,8 mm
- Décalage : 7 mm
- Mise en tension par les deux extrémités.

b) Armatures passives -

La contrainte de traction admissible sera obtenue à partir de la valeur de la limite d'élasticité nominale en traction σ'_{en}

Pour l'acier HA σ'_{en} = 42.000 t/m^2
Pour l'acier ADx σ'_{en} = 24.000 t/m^2

1.3. - Définition de la structure -

Le tableau de la page suivante donne le calcul des caractéristiques de chaque section étudiée dans les 3 cas à envisager : section brute, section nette et section rendue homogène (section nette + n fois la section des armatures de précontrainte avec $n = \frac{E_a}{E_i} = 5$).

Hypothèses simplificatrices -

Nous avons admis que l'inertie à prendre en compte pour le calcul des contraintes de toute nature dues à la charge permanente et à la précontrainte, ainsi que des contraintes de cisaillement dues aux surcharges (inertie nette), était égale à l'inertie brute moins l'inertie par rapport au centre de gravité de la section brute d'un trou centré sur le câble moyen de section égale à celle de l'ensemble des gaines de précontrainte pour chaque âme.

Pour le calcul des contraintes normales de flexion dues aux surcharges, nous considérerons les sections rendues homogènes. Nous ferons la même approximation que pour le calcul des caractéristiques nettes de la section.

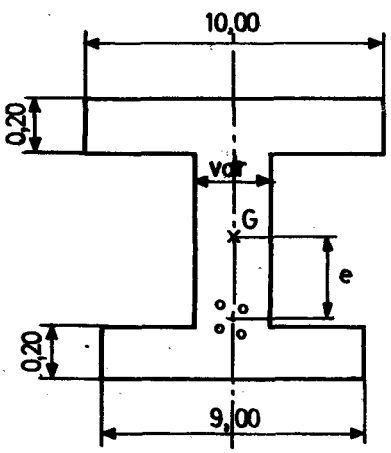
Diffusion de la précontrainte -

La section 1 n'est que partiellement précontrainte. Le calcul de contraintes dues à la précontrainte dans cette section, doit prendre en compte la section nette de la partie précontrainte. Les caractéristiques de cette partie de section 1 sont données en tête du tableau.

Notations employées -

B_b, I_b : Aire brute et inertie brute de la section
B_n, I_n : Aire nette et inertie nette de la section
B_h, I_h : Aire rendue homogène et inertie de la section rendue homogène
R : Rayon du trou ayant même section que l'ensemble des gaines d'une âme.
R' : Rayon du trou ayant même section que l'ensemble des trous d'une âme
e : Excentricité du câble moyen
h_t : Hauteur de la section
b : Somme des largeurs des âmes.

	B_b	B_n	B_h	v	v'	I_b	e	$p(\frac{\pi R^4}{4}+\pi R^2 e^2)$
partie de 1 sous précon-trainte	2,065	2,020	2,112	0,397	0,397	0,108	-0,010	0
1	4,824	4,779	4,871	0,381	0,413	0,353	-0,010	0
2	4,718	4,673	4,765	0,466	0,508	0,594	-0,016	0
3	4,266	4,221	4,313	0,470	0,709	0,720	0,071	0,0002
4	5,355	5,310	5,042	0,658	0,714	1,415	0,234	0,0025
5	6,000	5,955	6,047	0,722	0,778	1,810	0,642	0,0204
6	4,490	4,444	4,536	0,522	0,759	0,920	0,102	0,0005
7	4,960	4,915	5,007	0,544	0,581	0,860	-0,196	0,0018
8	4,810	4,765	4,857	0,493	0,538	0,688	-0,382	0,0066
9	4,760	4,715	4,807	0,478	0,522	0,636	-0,432	0,0086



Notations :

r = rayon extérieur d'une gaine

q = nombre de gaines par âme

p = nombre d'âmes

$R = r\sqrt{q}$

I_n	$np(\pi R'^2 e^2)$	I_h	$\frac{1}{B_n}$	$\frac{1}{B_h}$	$\frac{v}{I_n}$	$\frac{v'}{I_n}$	$\frac{v}{I_h}$	$\frac{v'}{I_h}$
0,108	0	0,108	0,495	0,474	3,659	3,659	3,659	3,659
0,353	0	0,353	0,209	0,205	1,079	1,170	1,079	1,170
0,594	0	0,594	0,214	0,210	0,785	0,855	0,785	0,855
0,720	0,0004	0,720	0,237	0,232	0,653	0,984	0,653	0,985
1,412	0,0051	1,417	0,188	0,185	0,466	0,506	0,464	0,504
1,790	0,0380	1,828	0,168	0,165	0,403	0,435	0,395	0,426
0,919	0,00096	0,920	0,225	0,221	0,568	0,826	0,567	0,825
0,858	0,0034	0,861	0,203	0,200	0,634	0,677	0,632	0,675
0,681	0,0134	0,694	0,210	0,206	0,724	0,790	0,710	0,775
0,628	0,0172	0,645	0,212	0,208	0,761	0,831	0,741	0,809

- La note de calcul automatique T.I.V. fournit les valeurs de B_b, v, v', et I_b

Nous avons :

$$I_n = I_b - p\left[\frac{\pi R^4}{4} + \pi R^2 e^2\right]$$

$$I_h = I_n + np\left[\pi R'^2 e^2\right]$$

1.4. - Ligne moyenne de précontrainte -

Cette pièce "précontrainte" est essentiellement une note de calcul de vérification. Une méthode de détermination approchée de la précontrainte (force de précontrainte F et excentricité du câble moyen e) à été exposée dans la pièce 1.3. "Implantation et dimensionnement". La force de précontrainte initiale nécessaire aux ancrages et l'excentricité du câble moyen sont donc fixées.

L'excentricité e du câble moyen est reportée dans le tableau de la page précédente.

Force de précontrainte initiale : Fo = 2.328 t

Tension initiale : To = 126 kg/mm2

Nombre total de câbles : 16

Section unitaire des câbles : 1.154,5 mm2

Caractéristiques du tracé moyen :

Section	1	2	3	4	5	6	7	8	9
e (m) excentricité	- 0,010	- 0,016	- 0,071	0,234	0,642	0,102	- 0,196	- 0,382	- 0,432
α_1 (gr)	- 0,30	- 0,30	0,84	6,01	- 2,68	- 5,18	- 4,85	- 0,92	0
α_2 (gr)	- 0,50	- 0,67	- 0,87	- 0,91	0	1,71	0,97	0,62	0
α_3 (gr)	0,20	0,35	1,71	6,92	2,68	6,89	5,82	1,54	0

Inflexion $\alpha_1 = 10,78$

α_1 est l'angle que fait le câble moyen équivalent avec l'horizontale.

α_2 est l'angle que fait la fibre moyenne avec l'horizontale.

α_3 est l'angle que fait le câble moyen équivalent avec la fibre moyenne.

2.7_ Tableau récapitulatif des efforts de précontrainte dans le tablier :

Sections	MOMENT FLECHISSANT ET EFFORT NORMAL CORRESPONDANT								EFFORT TRANCHANT DE PRECONTRAINTE		
	Terme isostatique		Terme hyperstatique		Effets linéaires		Total		Terme isostatique	Terme hyperstatique	Total T_p
	M	N	$\mathcal{M}$	$\mathcal{N}$	m	n	M_p	N_p			
1	- 18,5	1847,2	- 1,2	- 7,7	8,5	- 2,8	- 11,2	1836,7	- 5,8	7,7	1,9
2	- 29,4	1838,0	27,9	- 7,7	14,8	- 2,8	13,3	1827,5	- 10,1	7,7	- 2,4
3	- 129,6	1825,0	57,0	- 7,7	21,1	- 2,8	- 51,5	1814,5	49,0	7,7	56,7
4	420,1	1795,5	86,1	- 7,7	35,8	- 2,8	542,0	1785,0	194,8	7,7	202,5
5g	1100,5	1714,2	115,2	- 7,7	50,6	- 2,8	1196,3	1703,7	- 72,1	7,7	- 64,4
5d	1100,5	1714,2	191,0	- 15,4	45,0	- 5,6	1336,5	1693,2	- 72,1	0	- 72,1
6	174,8	1714,2	191,0	- 15,4	45,0	- 5,6	410,8	1693,2	- 185,2	0	- 185,2
7	- 331,6	1692,0	191,0	- 15,4	45,0	- 5,6	- 95,6	1671,0	- 154,5	0	- 154,5
8	- 639,3	1673,6	191,0	- 15,4	45,0	- 5,6	- 403,3	1652,6	- 40,5	0	- 40,5
9	- 719,0	1664,3	191,0	- 15,4	45,0	- 5,6	- 483,0	1643,3	0	0	0

CHAPITRE 3 - VERIFICATION DES CONTRAINTES DE FLEXION EN SERVICE (en t/m2)

3.1 - Contraintes en service à vide

Nous n'avons pas jugé utile de majorer la charge permanente, d'une somme à valoir, car cela conduirait à des calculs extrêmement longs (variation du moment fléchissant et de l'effort normal dus à la charge permanente, influence sur l'effet linéaire, et sur l'effet d'arc), qui rendraient cette note de calcul extrêmement fastidieuse à remplir pour une augmentation non déterminante de la marge de sécurité.

La totalité des effets linéaires et effets d'arcs est prise en compte avec les surcharges dans un but de simplification ; il n'en résulte pas de diminution de la sécurité.

Le calcul des contraintes dues à la charge permanente et à la précontrainte est effectué avec l'aire nette B_n .

Les contraintes sont vérifiées au droit des sections de calcul. Une vérification complémentaire sera faite à l'exécution aux extrémités des vides prévus dans le hourdis inférieur pour décoffrage.

Sections	CHARGE PERMANENTE							PRECONTRAINTE EN SERVICE							CONTRAINTES EN SERVICE A VIDE	
	Efforts (se reporter au § 3.1 pièce 1.4.3)		Calculs intermédiaires			Contraintes σ_b		Efforts		Calculs intermédiaires			Contraintes		Fibre supérieure	Fibre inférieure
	M	N	$\frac{M_v}{I_n}$	$-\frac{M_{v'}}{I_n}$	$\frac{N}{B_n}$	Fibre supérieure σ_s	Fibre inférieure σ_i	Mp	Np	$\frac{M_v}{I_n}$	$-\frac{M_{v'}}{I_n}$	$\frac{N}{B_n}$	Fibre supérieure σ_s	Fibre inférieure σ_i	σ_s	σ_i
1	-19,4	-130,8	-71,0	70,1	-64,8	-135,8	5,3	-11,2	1836,7	-41,0	41,0	909,3	868,3	950,3	732,5	955,6
2	37,5	-130,8	29,4	-32,1	-28,0	1,4	-60,1	13,3	1827,5	10,4	-11,4	391,1	401,5	379,7	402,9	319,6
3	-121,4	-130,8	-79,3	119,4	-31,0	-110,3	88,4	-51,5	1814,5	-33,6	50,7	429,9	396,3	480,6	286,0	569,0
4	-501,4	-130,8	-233,6	253,7	-24,6	-258,2	229,1	542,0	1785,0	252,6	-274,3	336,2	588,8	61,9	330,6	291,0
5g	-1104,6	-130,8	-445,2	480,5	-22,0	-467,2	458,5	1196,3	1703,7	482,1	-520,4	286,1	768,2	-234,3	301,0	224,2
5d	-1173,2	319,2	-472,8	510,3	53,6	-419,2	563,9	1336,5	1693,2	538,6	-581,4	284,3	822,9	-297,1	403,7	266,8
6	-413,0	319,2	-234,6	341,1	71,8	-162,8	412,9	410,8	1693,2	233,3	-339,3	381,0	614,3	41,7	451,5	454,7
7	129,3	319,2	82,0	-87,5	64,9	146,9	-22,6	-95,6	1671,0	-60,6	64,7	340,0	279,4	404,7	426,3	382,1
8	461,7	319,2	334,3	-364,7	67,0	401,3	-297,7	-403,3	1652,6	-292,0	318,6	346,8	54,8	665,4	456,1	367,7
9	572,1	319,2	435,4	-475,4	67,7	503,1	-407,7	-483,0	1643,3	-367,6	401,4	348,5	-19,1	749,9	484,0	342,2

3.2 - Contraintes en service en charge

Le calcul des contraintes dues aux surcharges est fait en utilisant l'aire des sections rendue homogène (calcul effectué au § 1.3)

3.2.1 - Cas des surcharges civiles

Le tableau ci-contre permet le calcul des contraintes en service sous surcharges civiles.

Sections	Efforts	EFFORTS EXTREMES DE SURCHARGE							CONTRAINTES A VIDE		CONTRAINTES EN SERVICE EN CHARGE	
		Efforts* (cf. pièce 1.4.3 § 3.1)		Calculs intermédiaires			Contraintes					
		M	N	$\frac{M_y}{I_h}$	$-\frac{M_y'}{I_h}$	$\frac{N}{B_h}$	Fibre supérieure	Fibre inférieure	Fibre supérieure σ_s	Fibre inférieure σ_i	Fibre supérieure σ_s	Fibre inférieure σ_i
1	MAX	55,5	-10,6	203,1	-203,1	-5,0	198,1	-208,1	732,5	955,6	930,6	747,5
	MIN	-60,2	-40,6	-220,3	220,1	-19,2	-239,5	201,1			493,0	1156,7
2	MAX	332,0	-85,4	260,6	-283,9	-17,9	242,7	-301,8	402,9	319,6	645,6	17,8
	MIN	-205,5	35,1	-161,3	175,7	7,4	-153,9	183,1			249,0	502,7
3	MAX	499,2	-78,8	326,0	-491,7	-18,3	307,7	-500,0	286,0	569,0	593,7	69,0
	MIN	-384,0	27,0	-250,8	378,2	6,3	-244,5	384,5			41,5	953,5
4	MAX	532,8	-64,2	247,2	-268,5	-11,9	235,3	-280,4	330,6	291,0	565,9	10,6
	MIN	-565,7	45,4	-262,5	285,1	8,4	-254,1	293,5			76,5	584,5
5g	MAX	439,6	-38,6	173,6	-187,3	-6,4	167,2	-193,7	301,0	224,2	468,2	30,5
	MIN	-750,1	45,1	-296,3	319,5	7,4	-288,9	326,9			12,1	551,1
5d	MAX	524,0	24,1	207,0	-223,2	4,0	211,0	-219,2	403,7	266,8	614,7	47,6
	MIN	-848,5	156,3	-335,2	361,5	27,4	-307,8	388,9			101,9	655,7
6	MAX	558,4	66,5	316,6	-460,7	14,7	331,3	-446,0	451,5	454,7	782,8	8,7
	MIN	-587,5	145,0	-333,1	484,7	32,0	-301,1	516,7			150,4	971,4
7	MAX	548,3	110,6	346,5	-370,1	22,1	368,6	-348,0	426,3	382,1	794,9	34,1
	MIN	-362,8	109,3	-229,3	244,9	21,9	-207,4	266,8			218,9	648,9
8	MAX	514,4	183,4	365,2	-398,7	37,8	403,0	-360,9	456,1	367,7	859,1	6,8
	MIN	-187,0	62,8	-132,8	144,9	12,9	-119,1	157,8			337,0	525,5
9	MAX	476,6	216,3	353,2	-385,6	45,0	398,2	-340,6	484,0	342,2	882,2	1,6
	MIN	-91,9	3,6	-68,1	74,3	0,7	-67,4	73,6			416,6	415,8

* Surcharge proprement dite + effets linéaires + effet d'arc

VÉRIFICATION A LA RUPTURE PAR CISAILLEMENT

Sections	Effort tranchant réduit (tableau page 28)	Effort normal : N correspondant à T (tableau page 28)	Sg	b_n	I_n	$\sigma_b = \frac{N}{B_n}$	τ_b (t/m²)	$\sqrt{\frac{\sigma'_{28}}{\sigma_{28}}(\sigma'_{28}-\sigma_b)(\sigma'_{28}+\sigma_b)}$	tg 2 γ (gr)	2 γ	tg γ	$0{,}25\,\sigma_{28}\sin 2\gamma$	$\frac{A'_3}{t}$ (cm² / m)
1	232,7	1565,4	0,205	2,12	0,1085	775,0	207,4	435,9	0,53523	31,29	0,25082		5,68
2	122,1	1737,1	0,798	1,12	0,594	371,7	146,5	367,6	0,98827	42,50	0,34677		2,93
3	148,7	1678,0	0,814	1,12	0,720	397,5	150,1	374,7	0,75522	41,18	0,33520		2,90
4	148,9	1598,9	1,284	1,12	1,412	301,1	120,9	352,0	0,80307	43,08	0,35188		2,46
5g	444,1	1548,7	1,516	2,00	1,790	260,1	188,1	341,5	1,44637	61,49	0,52435		10,17
5d	424,7	2416,8	1,516	2,00	1,790	405,8	179,8	376,5	0,88615	46,16	0,37931		7,03
6	214,4	2405,1	0,927	1,12	0,919	541,2	193,1	402,7	0,71360	39,46	0,32024		3,57
7	157,1	2355,5	0,983	1,12	0,858	479,2	155,2	391,4	0,64733	36,57	0,29538		2,65
8	188,6	2141,3	0,855	1,12	0,681	449,4	211,4	385,6	0,94081	48,06	0,39647		4,84
9	146,2	2141,1	0,818	1,12	0,628	454,1	170,0	386,5	0,74873	40,92	0,33292		3,26

7.5 - Choix de la répartition des étriers :

Les premières colonnes rappellent les différentes valeurs trouvées pour les sections et les espacements, les deux dernières colonnes indiquent les dispositions adoptées.

Sections	$\frac{A'_1}{t}$ cm²/m	$\frac{A'_2}{t}$ cm²/m	$\frac{A'_3}{t}$ cm²/m	t_1 cm	t_2 cm	Section adoptée cm²/m	Consistance et répartition des étriers Ø 10 HA
1	4,17	9,75	5.68	44	229	15.7	2 cadres t = 20
2	2,09	6	2,93	77	161	7.85	1 cadre t = 20
3	2,06	6	2,90	92	160	7.85	1 cadre t = 20
4	2,77	7,5	2.46	102	157	7.85	1 cadre t = 20
5g	12,65	7.5	10,17	62	129	15.7	2 cadres t = 20
5d	7,78	6	7.03	85	142	12.23	1 cadre + 1 épingle t = 20
6	1,96	6	3.57	97	158	7.85	1 cadre t = 20
7	2.16	6	2.65	86	159	6,28	1 cadre t = 25
8	3.41	6	4.84	64	147	6,28	1 cadre t = 25
9	1.97	6	3.26	73	156	6,28	1 cadre t = 25

CHAPITRE 8 - APPUIS

8.1 - Efforts dans les appuis :

En superposant les effets de la charge permanente, des surcharges, des variations linéaires, de l'effet d'arc et de la précontrainte, nous obtenons le moment fléchissant et l'effort normal pondérés dans les appuis à leur encastrement dans le tablier.

Le tableau suivant donne les efforts extrêmes dans les appuis au temps $t\infty$

		EFFORTS EXTREMES DANS LES CONTRE-BÉQUILLES				EFFORTS EXTREMES DANS LES BÉQUILLES			
		Moment extrême et effort normal correspondant		Effort normal extrême N'_A et effort normal correspondant dans les béquilles N'_B		Moment extrême et effort normal correspondant		Effort normal extrême N'_B et effort normal correspondant dans les contre-béquilles N'_A	
		M'_A	N'_A	N'_A	N'_B	M'_B	N'_B	N'_B	N'_A
Sollicitation totale pondérée prépondérante (cf.ch.4 pièce143)	MAX	70,9	210,3	349,9	830,7	37,3	782,5	968,9	215,1
	MIN	-66,0	241,9	57,0	655,0	-188,1	909,1	392,3	142,4
Précontrainte (cf. § 2.6)		7,3	14,8	14,8	-14,8	70,2	-14,8	-14,8	14,8
TOTAL	MAX	78,2	225,1	364,7	815,9	107,5	767,7	954,1	229,9
	MIN	-58,7	256,7	71,8	640,2	-117,9	894,3	377,5	157,2

8.2 - Ferraillage des appuis :

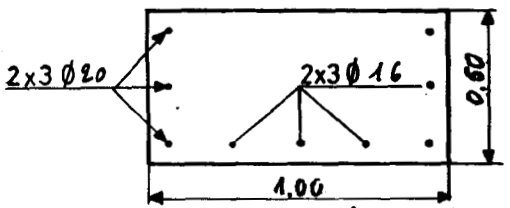
8.2.1 - Ferraillage des béquilles :

Nous déterminerons le ferraillage des béquilles en 3 points :

à l'encastrement avec le tablier, à mi-longueur et au niveau de l'articulation. Le ferraillage maximal des béquilles, soumises à une flexion composée est obtenu à l'encastrement avec le tablier. La détermination peut être réalisée en utilisant la pièce 1.5.5 du dossier pilote P P 64.

a) - Etude à l'encastrement

Une rangée de béquilles subit à son encastrement dans le tablier les moments extrêmes et efforts normaux correspondants suivants :



Mmax = 407,5 tm N = 767,7 t

Mmin = - 147,9 tm N = 894,5 t

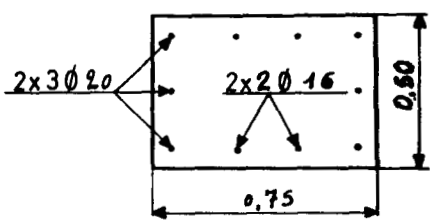
Le ferraillage d'une béquille indiqué ci-dessus (dans le cas le plus défavorable) donne les contraintes maximales suivantes :

σ'_a = 0 Kg/mm²

σ_b = 73.1 Kg/cm²

b) - Etude à mi-longueur

Les moments extrêmes et efforts normaux correspondants pour une rangée de béquilles sont :



M max = 53,8 tm N = 780,7 t

M min = - 59,0 tm N = 907,3 t

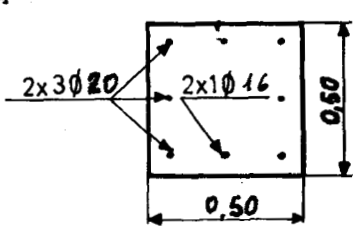
Dans le cas le plus défavorable, le ferraillage pour une béquille étant indiqué sur le dessin ci-dessus, les contraintes maximales sont :

σ'_a = 0 Kg/mm²

σ_b = 89.0 Kg/cm²

e) - Etude à l'articulation

Le cas le plus défavorable se produit lorsque la compression des béquilles est maximale : N = 954,1 + 22,8 = 976,9 t.



Le ferraillage calculé donne les contraintes suivantes :

σ'_a = 13.1 Kg/mm²

σ_b = 87.1 Kg/cm²

8.2.2 - Etude des contre-béquilles

Une file de contre-béquilles subit à l'encastrement dans le tablier les moments extrêmes et efforts normaux correspondants suivants :

Mmax = 78,2 tm N= 225,1 t.

Mmin = -58,7 tm N= 256,7 t.

Chaque contre-béquille supporte au mètre linéaire la charge P due au poids des terres situées au-dessus d'elle (cf. § 1.2.1 d + pièce 1.4.3) et à son poids propre.

$p = 2,5 \times 0,7 \times 0,5 + 1,9 \times 1,4 \times (0,50 + \frac{0,80}{2})$

$p = 3,27$ t/ml

Le moment au milieu de la contre-béquille est donc :

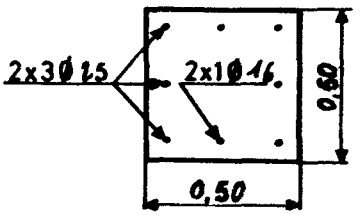
$$M = p\frac{\lambda'^2}{24} = \frac{3,27 \times \overline{5,87}^2}{24} = 4,7 \text{ tm}$$

Le moment aux extrémités est : M' = - 9,4 tm

La contre-béquille a de ferraillage uniforme indiqué sur le dessin ci-dessous. Nous vérifierons ce ferraillage à l'encastrement sur le tablier et à mi-longueur de la contre-béquille.

a) - Vérification à l'encastrement sur le tablier

Les moments fléchissants extrêmes et efforts normaux correspondants pour une contre-béquille sont :



M max = 40,2 tm N= 56,2 t

M min = -24,1 tm N= 64,2 t

Dans le cas le plus défavorable les contraintes maximales sont les suivantes :

$\sigma'_a = 20,2$ Kg/mm²

$\sigma_b = 134,9$ Kg/cm²

b) - Vérification au milieu de la contre-béquille

Pour une contre-béquille les cas de charge extrêmes sont :

M max = 24,3 tm N= 58,1 t

M min = 40,0 tm N= 66,1 t

Dans le cas le plus défavorable les contraintes maximales sont :

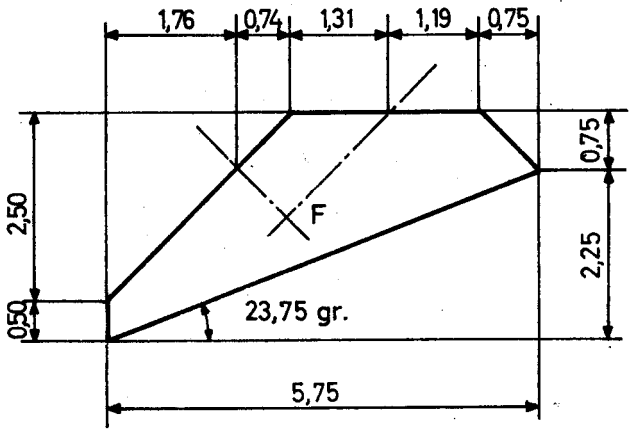
$\sigma'_a = 19,6$ Kg/mm²

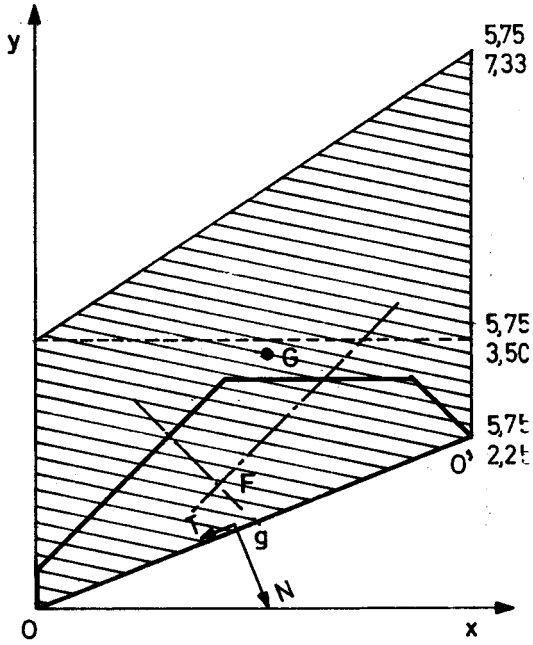
$\sigma_b = 131,3$ Kg/cm²

Nota: L'effort normal pris en compte dans les calculs est un effort normal moyen ne tenant pas compte de la variation d'une extrémité à l'autre de la contre-béquille due au poids propre et au poids des terres.

CHAPITRE 9 - FONDATION -

9.1. - Définition de la fondation -





La longueur de la fondation est L = 11,70 m

Le point O extrémité inférieure de la fondation sera pris pour origine des axes.

L'abscisse de F, point de concours des axes des béquilles et des contre-béquilles est : 2,415 m.

L'abscisse de G, centre de gravité de l'aire hachurée est 3,11 m.

La distance de O à l'axe des contre-béquilles est : 0,573 m.

La distance de O à l'axe des béquilles est : 2,843 m.

Og = 3,0874 (g milieu de OO')

9.2. - Efforts appliqués sur le sol -

9.2.1. - Charges constantes -

Le poids de la fondation et des terres sur la fondation est calculé en prenant l'aire hachurée avec une densité moyenne de 2,2 t/m3. Il a pour valeur q_1 = 588,4 t.

Le poids des béquilles et des contre-béquilles est :

$$q_2 = q_2' + q_2'' = 32,25 + 20,75 = 53 \text{ t}$$

La poussée des terres dont le calcul approché est complexe a des effets limités en pratique par la butée des terres. C'est pourquoi nous ne l'avons pas prise en compte.

Les charges constantes V définies précédemment produisent à la base de la fondation un effort normal N_1 perpendiculaire à OO′ et un effort tangentiel T_1 sur OO′ qui sont calculés dans le tableau ci-dessous :

Parties	V	Moment par rapport à O (orienté de Oy vers Ox)	N_1	T_1
Fondations+terre au-dessus	635,3	1937,7		
Béquilles et contre-béquilles	53,0	128,0		
Total	688,3	2065,7	640,9	-250,9

9.2.2. - Charges variables -

Les réactions du tablier sur les appuis créent dans les béquilles et contre-béquilles des efforts normaux qui se transmettent aux semelles de fondation.

Les réactions du tablier produisant l'effet maximal au niveau des fondations n'ont pas été déterminées. Nous simplifions valablement l'étude en considérant les 5 cas suivant : les 4 premiers sont les cas extrêmes définis au § 8.1. le dernier cas correspond à : charge permanente + retrait + température + précontrainte.

Les efforts normaux N'_B dans les béquilles et N'_A dans les contre-béquilles pour les 5 cas envisagés sont donnés dans le tableau ci-dessous :

9.2.3. - Effort normal N et effort tangentiel T appliqué à la base de la fondation -

	N'_A	N'_B	Effet de N'_A		Effet de N'_B		Effet de V total		Total		$\frac{N}{T}$ *
			N_2	T_2	N_3	T_3	N_1	T_1	N	T	
Cas 1	229,9	954,1	92,1	-210,6	874,1	382,4	640,9	-250,9	1607,1	-79,1	-0,0492
Cas 2	157,2	377,5	63,0	-144,0	345,9	151,3	640,9	-250,9	1049,8	-243,6	-0,2320
Cas 3	364,7	815,9	146,2	-334,1	747,5	327,0	640,9	-250,9	1534,6	-257,0	-0,1681
Cas 4	71,8	640,2	28,8	- 65,8	586,5	256,6	640,9	-250,9	1256,2	-60,1	-0,0478
Cas 5	205,8	615,5	82,5	-188,6	563,9	246,4	640,9	-250,9	1287,3	-192,8	-0,1498

* La valeur maximale du rapport $\frac{N}{T}$ est très acceptable sur un sol de fondation simplement convenable. On s'est assuré d'autre part qu'une pondération du 2ème genre n'atteint pas l'angle de glissement.

9.2.4. - Pression exercée sur le sol -

La pression moyenne est $p = \frac{N}{u.w}$

Les pression extrêmes sont données par $p = \frac{N}{u.w} \pm \frac{6\,Mg}{u^2.w}$

Mg : moment par rapport au centre de gravité de l'aire de la base de la fondation

u : largeur de la fondation (distance OO') $u = 6{,}175$ m

w : longueur de lafondation $w = 11{,}70$ m

Le tableau suivant permet le calcul des pressions exercées sur le sol de fondation en t/m2.

Les moments apportés par les contre-béquilles sont négligeables.

	Moment par rapport à O (orienté de Oy vers Ox)				Moment de N par rapport à G	Mg	$\frac{N}{u.w}$	$\frac{6\,Mg}{u.w}$	Pression en O	Pression en O'
	M dû à N'_A	M dû à N'_B	M dû à V	Total						
Cas 1	131,7	2712,50	2065,7	4909,9	-4961,8	-51,9	22,24	-0,70	22,94	21,54
Cas 2	90,1	1073,2	2065,7	3229,0	-3241,2	-12,2	14,53	-0,16	14,69	14,37
Cas 3	209,0	2319,6	2065,7	4594,3	-4737,9	-143,6	21,24	-1,93	23,17	19,31
Cas 4	41,1	1880,0	2065,7	3997,8	-3878,4	49,4	17,39	0,66	16,73	17,99
Cas 5	117,9	1749,9	2065,7	3933,5	-3974,4	-40,9	17,82	-0,55	18,37	17,27

9.3 - Ferraillage de la fondation :

9.3.1 - Ferraillage dans le sens de la longueur de la semelle :

La densité de charge uniforme q qui s'applique sur la fondation considérée comme une poutre continue dont les appuis sont les béquilles et les contre-béquilles est égale à la différence entre la pression maximale moyenne p_1 = 22.24 t/m2 exercée sur le sol de fondation et la somme des valeurs des pressions dues à la fondation et au poids des terres

p_2 = 8,19 t/m²

$p = p_1 - p_2$ = 14.05 t/m2

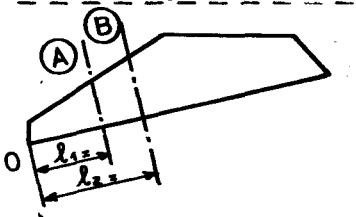
Si la distance entre appuis est ℓ , nous ferons en sorte que la fondation puisse résister à un moment $M = p \frac{\ell^2}{10}$ $\ell = 2,88$ m

soit M = 11,65 tm/m

Pour une épaisseur moyenne e' = 1,10 m, le ferraillage choisi : 4 ϕ20HA au mètre , conduit aux contraintes suivantes :

σ'_a = 10,3 kg/mm2
σ_b = 13,8 kg/cm2

9.3.2 - Ferraillage dans le sens de la largeur de la semelle :



Nous considérerons 2 sections A et B travaillant en encorbellement sous la pression q = 14.05 t/m2

a) - Section A

Choisissons la section A à ℓ_1 = 2,00 m du point O. Son épaisseur est : 1,28 m

Le moment appliqué est : $m = q \frac{\ell_1^2}{2} = \frac{14.05 \times 2^2}{2} = 28,1$ tm/m

Avec un ferraillage de 4 ϕ20H.A. au mètre les contraintes sont :

σ'_a = 19,8 kg/mm2
σ_b = 23.9 kg/cm2

b) - Section B

Choisissons la section B sensiblement au droit de l'articulation des béquilles, soit à la distance ℓ_2 = 2,40 m de O. Son épaisseur est : 1,46 m

Le moment appliqué est $m = q \frac{\ell_2^2}{2} = \frac{14.05 \times 2.40^2}{2} = 40,5$ tm/m

Le même ferraillage que dans la section A conduit aux contraintes suivantes :

σ'_a = 24,2 kg/mm2
σ_b = 26,9 kg/cm2

CHAPITRE 10 - FERRAILLAGE DU HOURDIS SUPERIEUR

10.1 - Détermination des efforts de flexion locale

Les efforts prépondérants sont ceux créés dans la dalle centrale de la travée centrale. Nous utiliserons pour leur calcul les abaques de PUCHER en considérant la dalle comme une bande de longueur infinie et de largeur a = 2,43 m, parfaitement encastrée sur les nervures.

10.1.1 - Coefficient de majoration dynamique -

La distance entre plans moyens des nervures de rive est : L = 8,60m.

Le poids total P d'une section de couverture de longueur L et de largeur 8.60 m est :

dalle	: 0,211 x 8.6 x 2.5	= 4,537
chape	: 0,02 x 8,6 x 2,2	= 0,378
chaussée	: 0,04 x 7.0 x 2,2	= 0,616
trottoirs	: 2 x 0,235 x 0.80 x 2,5	= 0,940
		P = 6.471 x 8,60 = 55.7 t.

Le coefficient de majoration dynamique a pour valeur :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 8,60} \qquad \frac{0,6}{1 + 4 \cdot \frac{55,7}{60}} = 1,27$$

10.1.2 - Coefficient de pondération des surcharges -

La sollicitation totale pondérée du premier genre donne les efforts prépondérants au centre de la dalle et aux encastrements. Les surcharges seront donc multipliées par 1,2.

10.1.3 - Efforts dus à la charge permanente -

La charge permanente est P = 0,660 t/m2. Elle crée les efforts suivants :

Moments au centre de la dalle :

sens transversal $M_a^1 = 0,0385 \times 0.660 \times \overline{2.43}^2 = 0,150$ tm/m

sens longitudinal $M_b^1 = 0.0052 \times 0,660 \times \overline{2.43}^2 = 0.020$ tm/m

- Moments au milieu des encastrements :

- grand côté $M_a'^1 = -0,0836 \times 0,660 \times \overline{2.43}^2 = -0,326$ tm/m
- petit côté $M_b'^1 = -0,0530 \times 0.660 \times \overline{2,33}^2 = -0,189$ tm/m
- Effort tranchant $T_1 = 0,384 \times 0,660 = 0,253$ t/m

10.1.4 - Efforts dus aux surcharges pondérées -

Les efforts créés par la surcharge Bc sont prépondérants. Nous appliquerons aux champs d'influence des efforts la surcharge de 24 tonnes constituées par 4 roues arrièresde camion Bc.

Nous obtenons les efforts suivants :

Moments au centre de la dalle :

sens transversal $M_a^2 = 1,2 \times 1,27 \times 0,0089 \times 24 \times \overline{2,45}^2 = 1,927$ tm/m

sens longitudinal $M_b^2 = 1,2 \times 1,27 \times 0,0045 \times 24 \times \overline{2,45}^2 = 0,976$ tm/m

Moments au milieu des encastrements :

grand côté $M_a'^2 = -1,2 \times 1,27 \times 0,0187 \times 24 \times \overline{2,45}^2 = -4,039$ tm/m

petit côté $M_b'^2 = -1,2 \times 1,27 \times 0,0157 \times 24 \times \overline{2,55}^2 = -3,118$ tm/m

Effort tranchant $T_2 = 1,2 \times 1,27 \times 0,1987 \times 24 = 7,268$ t/m

10.1.5 - Efforts totaux -

Moments au centre de la dalle :

Ma = 0,150 + 1,927 = 2,077 tm/m

Mb = 0,020 + 0,976 = 0,996 tm/m

Moments au milieu des encastrements

M'a = - 0,326 - 4,039 = -4,365 tm/m

M'b = - 0,189 - 3,118 = -3,307 tm/m

Effort tranchant T = 0,253 + 7,268 = 7,521 t/m

10.2 - Ferraillage -

En utilisant les efforts extérieurs calculés ci-dessus, nous déduisons un ferraillage uniforme pour l'ensemble du hourdis.

10.2.1 - Rappel des contraintes admissibles pondérées -

Béton : La contrainte admissible en compression simple étant $\overline{\sigma_{bo}} = 90$ kg/cm², nous avons $\overline{\sigma_b} = 180$ kg/cm²

Acier : La contrainte admissible de traction des aciers est : $\overline{\sigma_a'} = 28$ kg/mm²

10.2.2 - Ferraillage transversal -

a) Aciers inférieurs : 10 Ø 12 HA.

Les contraintes sont les suivantes :

Compression du béton $\sigma_b = 45,5$ kg/cm²

Traction des aciers $\sigma_a' = 11,9$ kg/mm²

b) Aciers supérieurs : 10 Ø 12 HA.

Les contraintes sont les suivantes :

Compression du béton $\sigma_b = 91,3$ kg/cm²

Traction des aciers $\sigma_a' = 24,9$ kg/mm²

Cisaillement $\tau = 4,9$ kg/cm²

Adhérence $\tau_d = 12,9$ kg/cm²

10.2.3 - Ferraillage longitudinal -

a) Aciers inférieurs : 8 Ø 10 HA.

Les contraintes sont les suivantes :

Compression du béton $\sigma_b = 27,0$ kg/cm²

Traction des aciers $\sigma_a' = 11,3$ kg/mm²

b) Aciers supérieurs : 8 Ø 12 HA.

Les contraintes sont les suivantes :

Compression du béton $\sigma_b = 82,3$ kg/cm²

Traction des aciers $\sigma_a' = 24,1$ kg/mm²

NOTA : En raison du rôle répartiteur par le hourdis des efforts généraux entre les différentes âmes, le pourcentage des armatures transversales doit être assez élevé, et les contraintes sous les seuls efforts de flexion locale doivent rester assez basses.

MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT

SERVICE SPÉCIAL DES AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES SUPÉRIEURS A BÉQUILLES

A TABLIER DE BÉTON PRÉCONTRAINT

PS.BQ.67

Avant métré

Ce document est propriété de l'Administration et ne peut être utilisé ou reproduit, même partiellement, sans l'autorisation du Service Spécial des Autoroutes.

2.5

DIVISION DES OUVRAGES D'ART B.P. 235 – Orly – Aérogare (Seine) Tél : 587. 51. 41.		CHEF DU SERVICE 38, rue Liancourt PARIS 14e – Tél : 734.37.74
J.C. JACOB Ingénieur T.P.E	**G. MONNERET** Ingénieur en Chef	**A. THIEBAULT** Ingénieur en Chef
J.C. ALBOUY Ingénieur des Ponts et Chaussées	**H. MATHIEU** Ingénieur en Chef Adjoint au Chef du Service	**OCTOBRE 1967**

Avant métré

n°des chapitres	INDICATION DE L'OUVRAGE	UNITÉS	QUANTITÉS	OBSERVATIONS
1	CHAUSSÉE a) Chape en asphalte de 0,02 d'épr b) Chaussée de 0,04 d'épr	 m^2 m^2	 616 435	
2	BÉTON SOUS FONDATION.	m^3	74	
3	BÉTON DE FONDATION.	m^3	173	Dosage 350 kg de ciment.
4	BÉTON DES APPUIS ET DU TABLIER.	m^3	402	Dosage 400 kg de ciment.
5	COFFRAGES POUR PAREMENTS FINS.	m^2	964	
6	COFFRAGES POUR PAREMENTS ORDINAIRES.	m^2	740	
7	COFFRAGES POUR PAREMENTS ORDINAIRES SPÉCIAUX.	m^2	424	Coffrage intr au caisson.
8	ARMATURES PASSIVES. a) Ø 20 HA. b) Ø 16 HA. c) Ø 12 HA. d) Ø 10 HA. e) Ø 8 HA. f) Ø 10 FeE.22 g) Ø 16 FeE.22		 9046 1926 17956 14682 530 840 426	Total d'acier HA : 44140 kg 80 kg / m³ béton
9	ARMATURES DE PRÉCONTRAINTE.	kg	9 230	25 à 30 kg/m³ tab.
10	ANCRAGES de 145 t initiales	u	32	
11	GARDE-CORPS	m.l.	124,4	
12	GARGOUILLES	u	4	
13	PERRÉS	m^2	260	

MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT

SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES

OUVRAGES TYPES POUR AUTOROUTES

PASSAGES SUPÉRIEURS A BÉQUILLES

A TABLIER DE BÉTON PRÉCONTRAINT

PS.BQ.67

MODÈLE D'APPLICATION PS 6700 / II

Programme d'exécution des travaux

2.6

Ce document est propriété de l'administration et ne peut être utilisé ou reproduit même partiellement sans l'autorisation du Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes ou de son représentant habilité.

DIVISION DES OUVRAGES D'ART B

16 Avenue Aristide BRIAND, 16

B.P. 100 92223 BAGNEUX Tél. 655 42 42

M. RIMBOEUF

Ingénieur T.P.E. Gestionnaire

C. BIDAUD

Ingénieur des P. et Ch.

H. MATHIEU

Ingénieur en Chef

Chef de la Division

DIRECTEUR DU SERVICE

M. HUET

Ingénieur général

OCTOBRE 1967 / 75

PROGRAMME D'EXECUTION DES TRAVAUX

I - GENERALITES -

Pour cette étude, nous avons choisi d'appliquer la méthode d'ordonnancement PERT.

La mise au point du graphe de synthèse, limité à la construction de l'ouvrage, permet pour l'entrepreneur la préparation du travail par la prévision : des moyens à mettre en oeuvre, de la durée des travaux et de la place du chantier dans le planning général de l'entreprise.

Pour le maître d'oeuvre, le programme d'exécution des travaux constitue un outil de contrôle efficace.

Le graphe matérialise les tâches correspondantes aux phases essentielles de la construction de l'ouvrage. Son découpage peut être plus ou moins fin suivant le degré de précision recherché. Il montre la succesion ou la simultanéité possible des tâches. Chaque flèche représente une tâche élémentaire dont la durée en jours est précisée par le nombre entre parenthèses. Il met en évidence par le tracé du chemin critique, les tâches pour lesquelles le délai d'exécution peut influencer la durée totale du chantier.

2 - APPLICATION AU PS-BQ 6700/II -

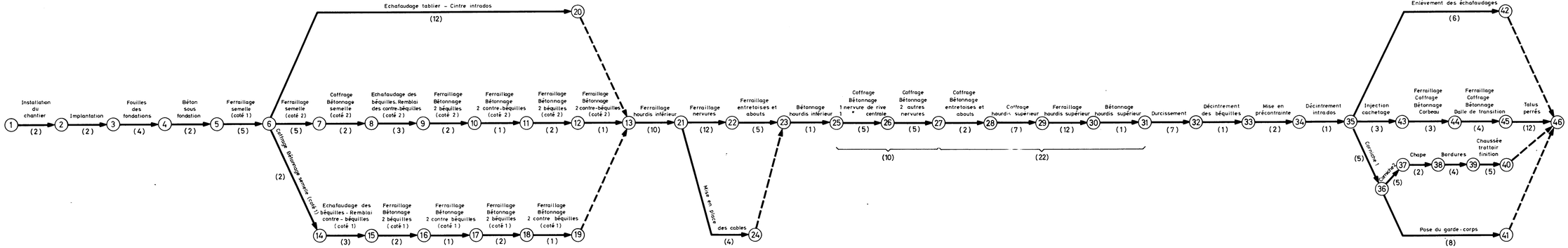
Le graphe que nous avons dessiné est peu détaillé mais fait ressortir néanmoins les enclenchements principaux de l'opération ; ses indications ne sont valables que pour un chantier comportant les moyens suivants :

- une équipe de 10 hommes (1 chef d'équipe, 7 ouvriers qualifiés, 2 manoeuvres). Le personnel spécialisé (coffreurs ferrailleurs) étant employé alternativement suivant les besoins, sur le chantier du PS-BQ et sur d'autres chantiers d'ouvrages d'art voisins.

- des engins de levage.

- un approvisionnement en béton à partir d'une centrale à béton desservant plusieurs chantiers d'ouvrages d'art, comme c'est généralement le cas dans la construction d'un tronçon d'autoroute.

La durée prévisible de la construction de l'ouvrage est de 124 jours ouvrables soit environ 5 mois et demi.


1 Installation du chantier (2)
2 Implantation (2)
3 Fouilles des fondations (4)
4 Béton sous fondation (2)
5 Ferraillage semelle (coté 1) (5)
6 Coffrage Bétonnage semelle (coté 1) (2)
Echafaudage tablier - Cintre intrados (12) 20
7 Ferraillage semelle (coté 2) (5)
7 Coffrage Bétonnage semelle (coté 2) (2)
8 Echafaudage des béquilles. Remblai des contre-béquilles (coté 2) (3)
9 Ferraillage Bétonnage 2 béquilles (coté 2) (2)
10 Ferraillage Bétonnage 2 contre-béquilles (coté 2) (1)
11 Ferraillage Bétonnage 2 béquilles (coté 2) (2)
12 Ferraillage Bétonnage 2 contre-béquilles (coté 2) (1)
14 Echafaudage des béquilles - Remblai contre - béquilles (coté 1) (3)
15 Ferraillage Bétonnage 2 béquilles (coté 1) (2)
16 Ferraillage Bétonnage 2 contre béquilles (coté 1) (1)
17 Ferraillage Bétonnage 2 béquilles (coté 1) (2)
18 Ferraillage Bétonnage 2 contre béquilles (coté 1) (1)
19
13 Ferraillage hourdis inférieur (10)
21 Ferraillage nervures (12)
Mise en place des cables (4) 24
22 Ferraillage entretoises et abouts (5)
23 Bétonnage hourdis inférieur (1)
25 Coffrage Bétonnage 1 nervure de rive (5)
26 Coffrage Bétonnage 2 autres nervures (5)
27 Coffrage Bétonnage entretoises et abouts (2)
28 Coffrage hourdis supérieur (7)
29 Ferraillage hourdis supérieur (12)
30 Bétonnage hourdis supérieur (1)
(10)
(22)
31 Durcissement (7)
32 Décintrement des béquilles (1)
33 Mise en précontrainte (2)
34 Décintrement intrados (1)
35 Injection cachetage (3)
Décoffrage - Décintrement Enlèvement des échafaudages (6) 42
43 Ferraillage Coffrage Bétonnage Corbeau (3)
44 Ferraillage Coffrage Bétonnage Dalle de transition (4)
45 Talus perrés (12)
46
(5)
Corniche 1
36
Corniche 2
37 Chape (2)
38 Bordures (4)
39 Chaussée trottoir finition (5)
40
Pose du garde-corps (8) 41

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT

SERVICE D'ETUDES TECHNIQUES DES
ROUTES ET AUTOROUTES
S.E.T.R.A.

B.P. 100 - 92223 BAGNEUX

Division des Ouvrages d'Art B
7ème Arrondissement

Bagneux, Juin 1975

MISE A JOUR N° 1

PS-BQ 67

La présente mise à jour est destinée d'une part à présenter les exemplaires du dossier PS-BQ 67 réimprimés en 1975, d'autre part à introduire quelques modifications dans les dossiers d'origine . Elle devra donc être insérée dans le dossier PS-BQ 67 par les personnes qui le possèdent.

La réimpression 1975 du dossier-pilote PS-BQ 67 ne contient pas la totalité des pièces de l'édition 1967 car un certain nombre de pièces qui ont perdu de leur intérêt depuis 1967 n'ont pas été reproduites. Mais aucune pièce nouvelle n'y figure. Les anciens dossiers existant dans les services sont donc à conserver et alléger, et non à remplacer par de nouveaux exemplaires.

Les suppressions affectent surtout les pièces relatives au calcul; en effet, celui-ci peut désormais être effectué en très grande partie automatiquement par le système EUGENE, qui est géré par le Centre de Calcul des Divisions d'Ouvrages d'Art du S.E.T.R.A. (voir dossier Eugène B, sous-dossier 5).

La méthode de calcul partiellement automatisée par le programme T.I.V. est donc périmée, mais la pièce 1.4.1 "Note de calcul théorique" a été maintenue car elle garde sa validité et peut servir pour d'éventuels recoupements avec la note de calculs EUGENE.

La pièce 2.4 "Note de calculs" du Modèle d'application n'est plus représentée que par quelques tableaux et graphiques qui permettent de comprendre le fonctionnement de la structure. Ces pages ont été regroupées en une pièce unique "Note de calcul - (Extraits)".

La pièce 1.2.3. "Coupes transversales types" a également été supprimée. Cette pièce présentait les tabliers en caissons comme le seul type possible. D'autres types de coupes transversales se sont maintenant avérés préférables dans bien des cas : tablier à poutres, ou dalle élégie. La structure en caisson perd donc son caractère obligatoire et peut être souvent remplacée avantageusement par d'autres types. Toutes les pièces du présent dossier où apparaît la forme caisson ne présentent donc qu'un exemple de type de tablier possible parmi d'autres.

Une autre possibilité de variante qui n'est pas évoquée dans le présent dossier concerne la suppression de la contre-béquille. Des exemples de ce type ont déjà été réalisés : dans ce cas, les appuis extrêmes sont constitués par des culées fondées en tête de talus. Cette solution peut être choisie lorsque pour des raisons d'implantation, le rapport des longueurs des travées de rive et centrale est voisin de 0,6. La contre-béquille reste par contre obligatoire si le rapport est voisin de 0,5, car des soulèvements d'appui sont alors à craindre, ou si une fondation dans le talus n'est pas possible.

Ces deux variantes possibles : suppression de la contre-béquille et changement de la coupe transversale ne modifient que légèrement la physionomie de ce pont, qui garde donc toute sa valeur esthétique.

MINISTERE DES TRANSPORTS

DIRECTION GENERALE
DES TRANSPORTS INTERIEURS

DIRECTION DES ROUTES
ET DE LA CIRCULATION ROUTIERE

SERVICE D'ETUDES TECHNIQUES
DES ROUTES ET AUTOROUTES
S.E.T.R.A.

DEPARTEMENT DES OUVRAGES D'ART
DIVISION E.T.G.O.T.
Arrondissement T3

BAGNEUX, Juillet 1981

NOTE D'INFORMATION

MISE A JOUR N° 2 DU DOSSIER P.S.B.Q.

Le dossier-pilote P.S.B.Q. a été édité en 1967 et réimprimé en 1975. Lors de cette réimpression, certaines pièces relatives au calcul manuel ont été supprimées et remplacées par le sous-dossier 5 d'EUGENE b 76.

Depuis cette date, l'accroissement des demandes de calcul a été sensible mais il s'avère que le pont à béquilles est encore trop souvent oublié par le projeteur d'ouvrages d'art, bien que sa valeur esthétique soit reconnue.

Aussi a t-il été ressenti le besoin de remanier le dossier P.S.B.Q. qui prendra en compte les éléments suivants dégagés par les études qui ont été faites :

- le domaine d'emploi de ce type de structure a été élargi,
- les contre-béquilles dans le cas général ne sont plus nécessaires,
- le choix du type de tablier est plus étendu.

De la possiblité d'un calcul automatique et d'un dimensionnement moins contraignant de l'ouvrage, il résulte une réduction sensible du coût final de ce type de structure par rapport à ce qui existait avant. On peut déjà faire les remarques suivantes :

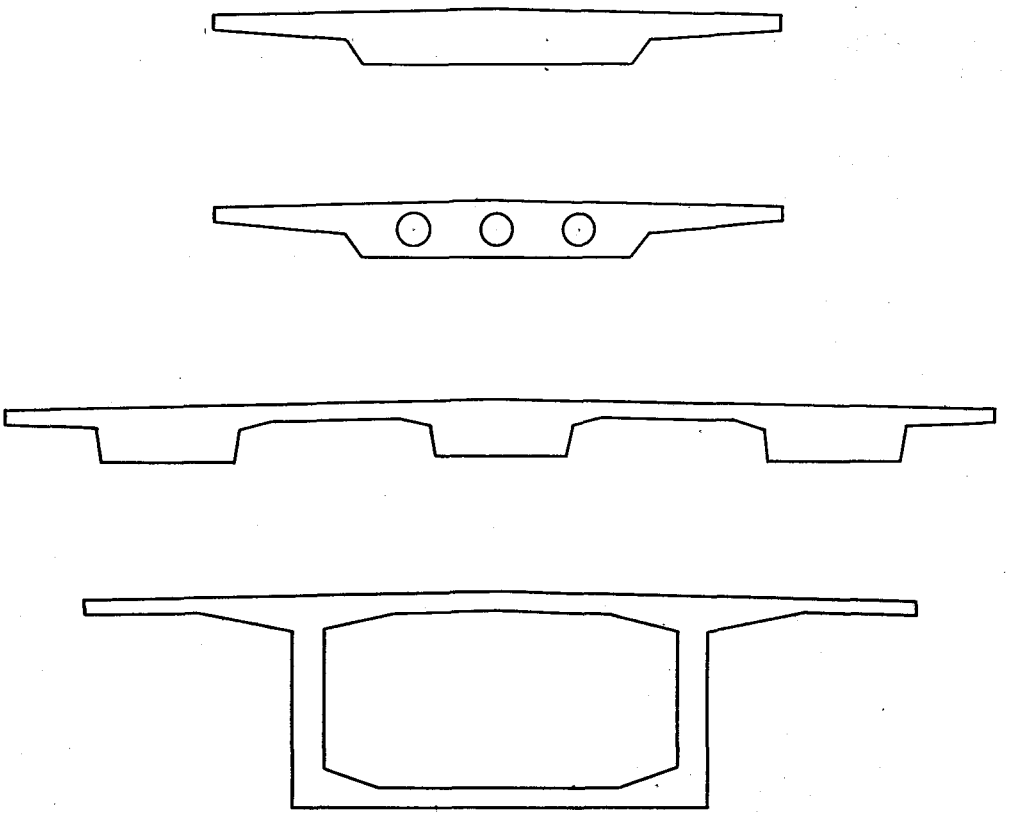
SUR LA CONCEPTION

. Le pont à béquilles est une structure très adaptée à de nombreux cas de figures, notamment dans le cas de voie en fort déblai, de vallée encaissée ou de gabarit important à dégager sous l'ouvrage.

. En fonction de la longueur totale de l'ouvrage, tous les types de structure de tablier peuvent être retenus. Elle peut varier de 30 m à 100-200 m et plus.

Le domaine d'emploi de chaque type dépend de la longueur de la travée centrale et reste sensiblement le même que celui des ponts sur appuis simples verticaux.

	Travée centrale
Dalle à larges encorbellements	20 - 35 m
Dalle élégie	30 - 45 m
Tablier à nervures multiples	30 - 50 m
Caisson à deux ou plusieurs âmes	50 - 150 m



.. Longitudinalement, la variation d'inertie est quelconque. L'intrados peut être une succession de droites et de courbes.

En raison de l'effet d'arc de la structure, les élancements peuvent encore être diminués par rapport à ceux observés dans les ponts sur appuis simples verticaux, par exemple pour une dalle à larges encorbellements :

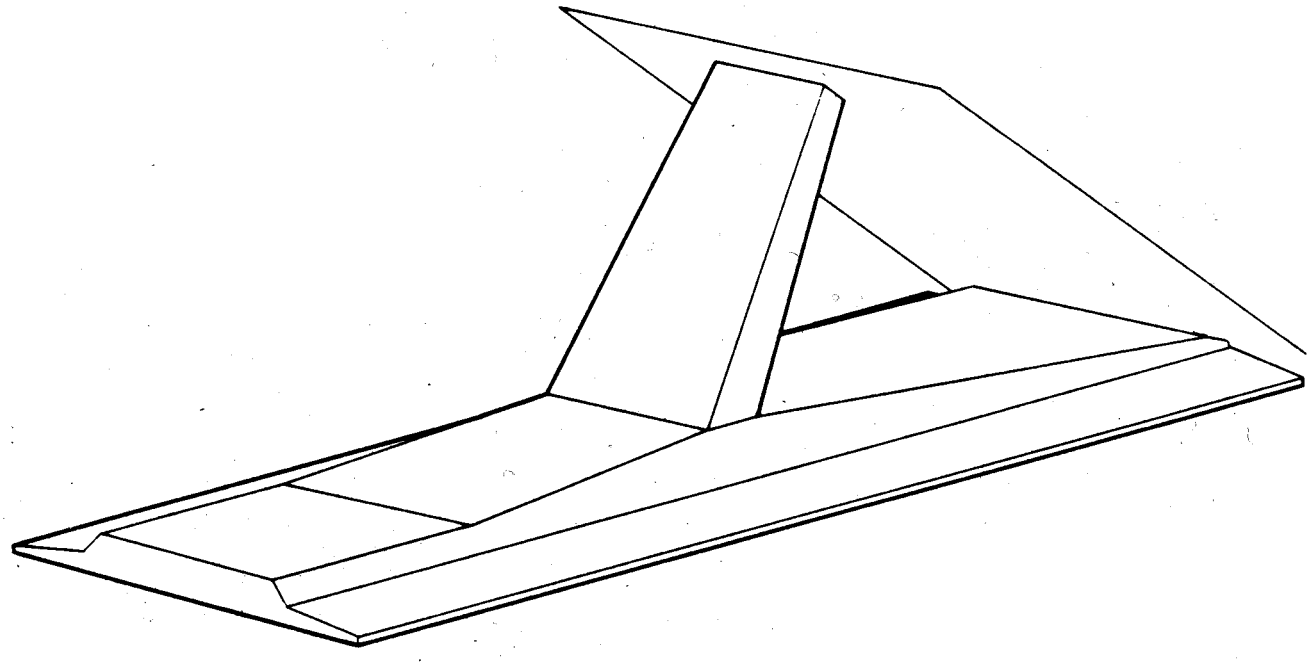
Sur appuis simples verticaux : en travée $\frac{1}{35}$ sur appui $\frac{1}{25}$

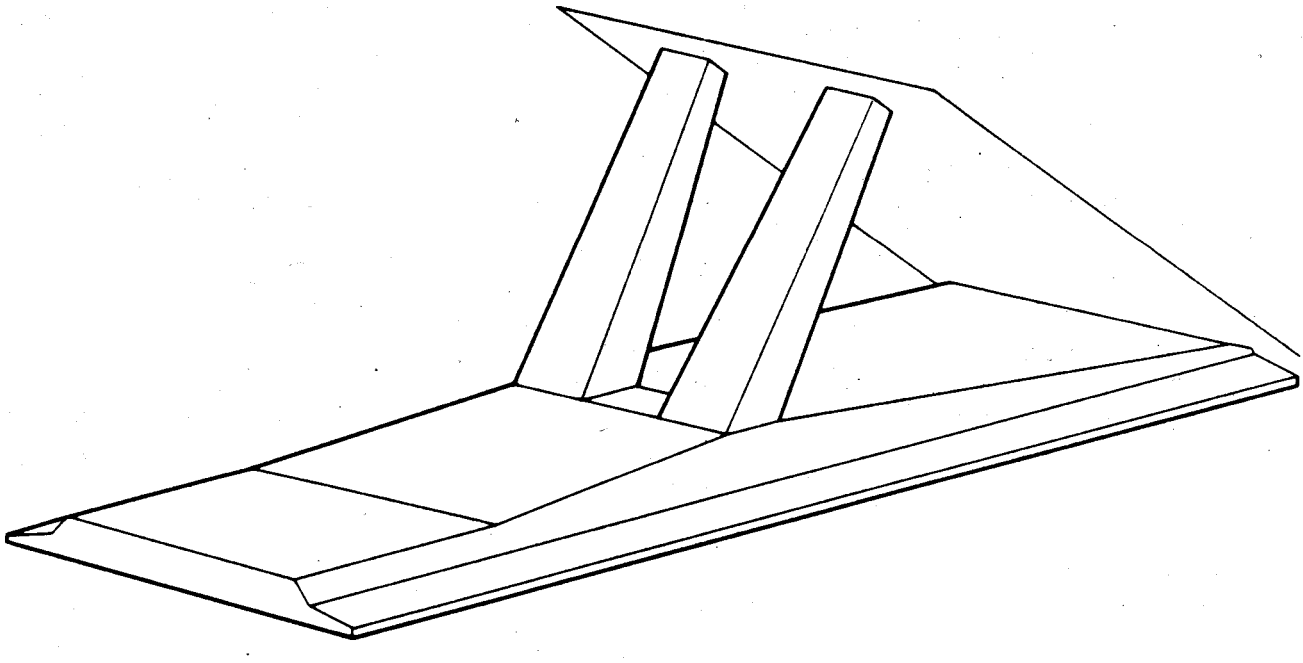
Pont à béquilles : en travée $\frac{1}{35}$ à $\frac{1}{40}$ sur béquilles $\frac{1}{25}$ à $\frac{1}{30}$

. Il a été constaté qu'en général les contre-béquilles ne sont pas nécessaires dans le cas d'un ouvrage en béton précontraint ayant un rapport de la travée de rive sur la travée centrale supérieure à 0,50.

Pour des rapports compris entre 0,45 et 0,50, le soulèvement ou non des culées dépend de la souplesse des béquilles, étant entendu que plus la souplesse des béquilles augmente plus le risque de soulèvement est grand pour un même rapport.

. Pour les ouvrages de portées courantes (travée centrale de 20 à 40 m) et de largeur moyenne de 8 à 11 m, il est préférable de remplacer des béquilles poteaux par des béquilles plus massives et plus raides dont voici deux exemples :





En plus de l'amélioration esthétique, l'augmentation de la raideur de la béquille est mécaniquement plus favorable : elle diminue les moments positifs en travée et accentue l'effet d'arc.

Nous recommandons aux projeteurs d'adopter autant que possible des profils en long symétriques, ceci pour une meilleure optimisation de la précontrainte et une plus grande rapidité de calcul.

SUR LE CALCUL

La mise à jour n° 1 de juin 1975 signalait déjà la possibilité d'effectuer le calcul d'un pont à béquilles par le système EUGENE du S.E.T.R.A.

Le calcul s'effectue en trois étapes :

- détermination des lignes d'influence des efforts internes,
- calcul des enveloppes des efforts dus aux charges d'exploitation,
- dimensionnement de la précontrainte.

Pour obtenir un calcul, le projeteur devra prendre contact avec le gestionnaire du dossier PSBQ à l'Arrondissement T3, qui lui donnera toutes les indications nécessaires à la définition des données, suivant le niveau de prestations souhaité.

Il se reportera utilement au dossier EUGENE b 76, notamment au sous-dossier 2 "Présentation générale" et au sous- dossier 5 spécifique aux ponts à béquilles.

CONCLUSION

En attendant la refonte du dossier PSBQ, on continuera à se référer à l'édition allégée de 1975 et au dossier EUGENE b 76 en prenant en compte les indications données dans la présente note.

MINISTERE DES TRANSPORTS

DIRECTION GENERALE
DES TRANSPORTS INTERIEURS

DIRECTION DES ROUTES
ET DE LA CIRCULATION ROUTIERE

SERVICE D'ETUDES TECHNIQUES
DES ROUTES ET AUTOROUTES
S.E.T.R.A.

DEPARTEMENT DES OUVRAGES D'ART
DIVISION E.T.G.O.T.
Arrondissement T3

BAGNEUX, Juillet 1981

NOTE D'INFORMATION

MISE A JOUR N° 2 DU DOSSIER P.S.B.Q.

Le dossier-pilote P.S.B.Q. a été édité en 1967 et réimprimé en 1975. Lors de cette réimpression, certaines pièces relatives au calcul manuel ont été supprimées et remplacées par le sous-dossier 5 d'EUGENE b 76.

Depuis cette date, l'accroissement des demandes de calcul a été sensible mais il s'avère que le pont à béquilles est encore trop souvent oublié par le projeteur d'ouvrages d'art, bien que sa valeur esthétique soit reconnue.

Aussi a t-il été ressenti le besoin de remanier le dossier P.S.B.Q. qui prendra en compte les éléments suivants dégagés par les études qui ont été faites :

- le domaine d'emploi de ce type de structure a été élargi,
- les contre-béquilles dans le cas général ne sont plus nécessaires,
- le choix du type de tablier est plus étendu.

De la possiblité d'un calcul automatique et d'un dimensionnement moins contraignant de l'ouvrage, il résulte une réduction sensible du coût final de ce type de structure par rapport à ce qui existait avant. On peut déjà faire les remarques suivantes :

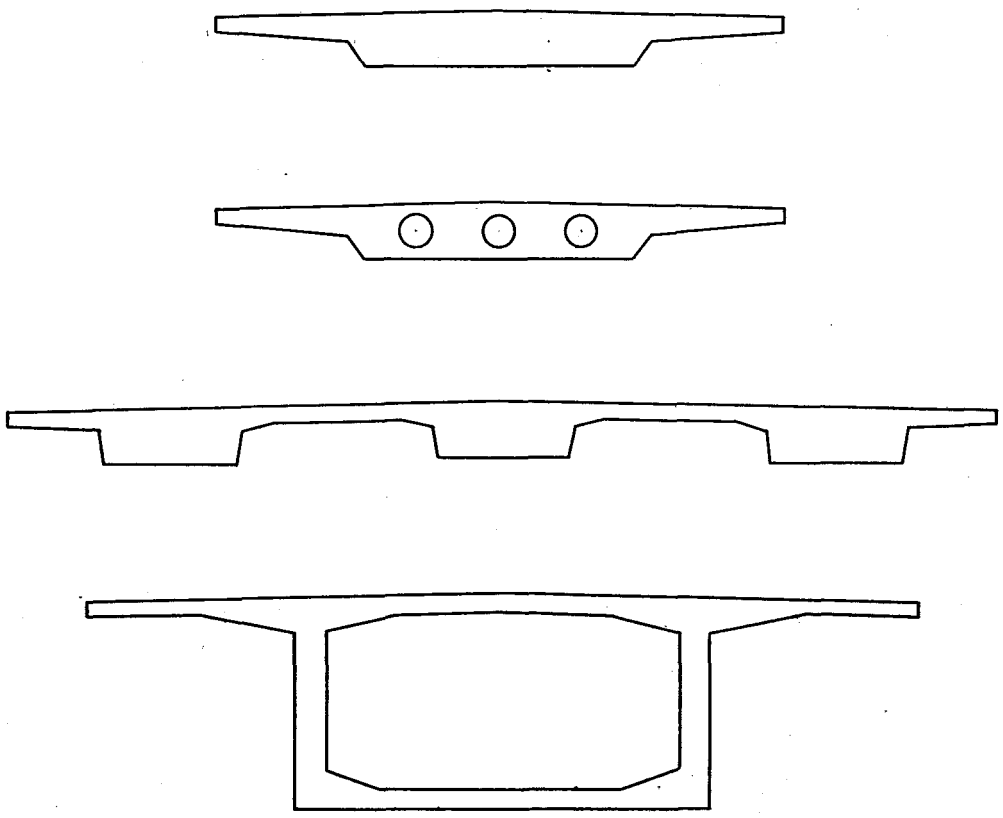
SUR LA CONCEPTION

. Le pont à béquilles est une structure très adaptée à de nombreux cas de figures, notamment dans le cas de voie en fort déblai, de vallée encaissée ou de gabarit important à dégager sous l'ouvrage.

. En fonction de la longueur totale de l'ouvrage, tous les types de structure de tablier peuvent être retenus. Elle peut varier de 30 m à 100-200 m et plus.

Le domaine d'emploi de chaque type dépend de la longueur de la travée centrale et reste sensiblement le même que celui des ponts sur appuis simples verticaux.

	Travée centrale
Dalle à larges encorbellements	20 - 35 m
Dalle élégie	30 - 45 m
Tablier à nervures multiples	30 - 50 m
Caisson à deux ou plusieurs âmes	50 - 150 m



.. Longitudinalement, la variation d'inertie est quelconque. L'intrados peut être une succession de droites et de courbes.

En raison de l'effet d'arc de la structure, les élancements peuvent encore être diminués par rapport à ceux observés dans les ponts sur appuis simples verticaux, par exemple pour une dalle à larges encorbellements :

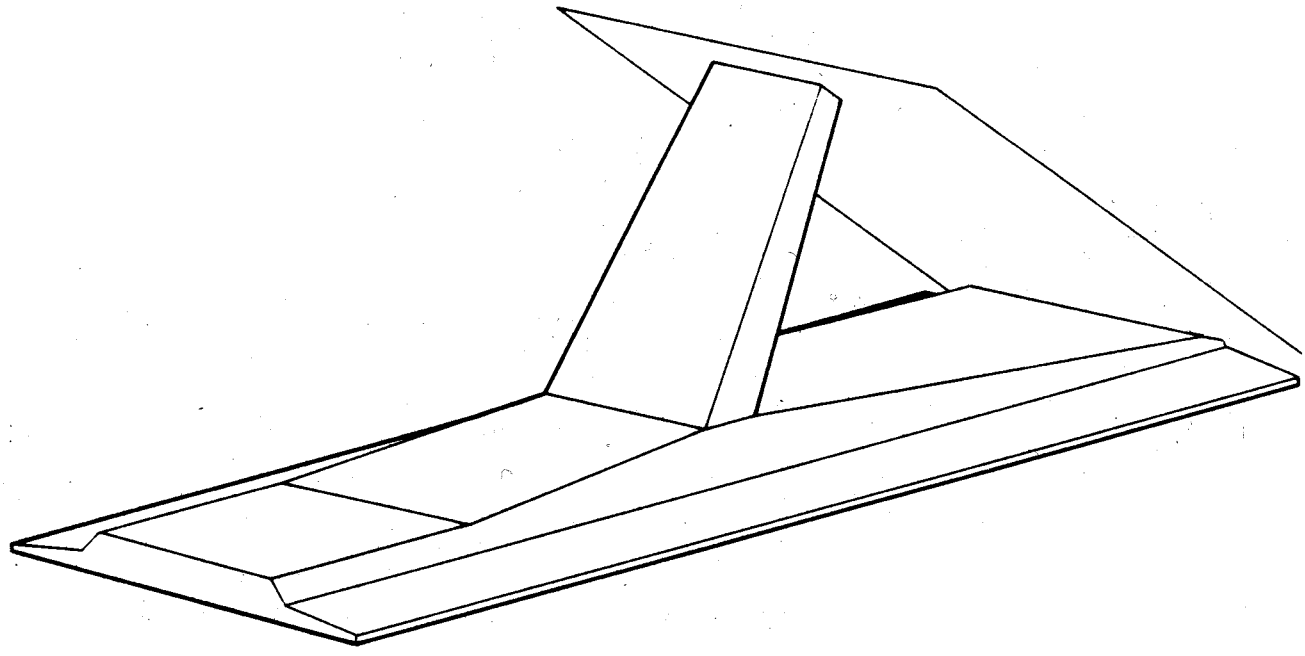
Sur appuis simples verticaux : en travée $\frac{1}{35}$ sur appui $\frac{1}{25}$

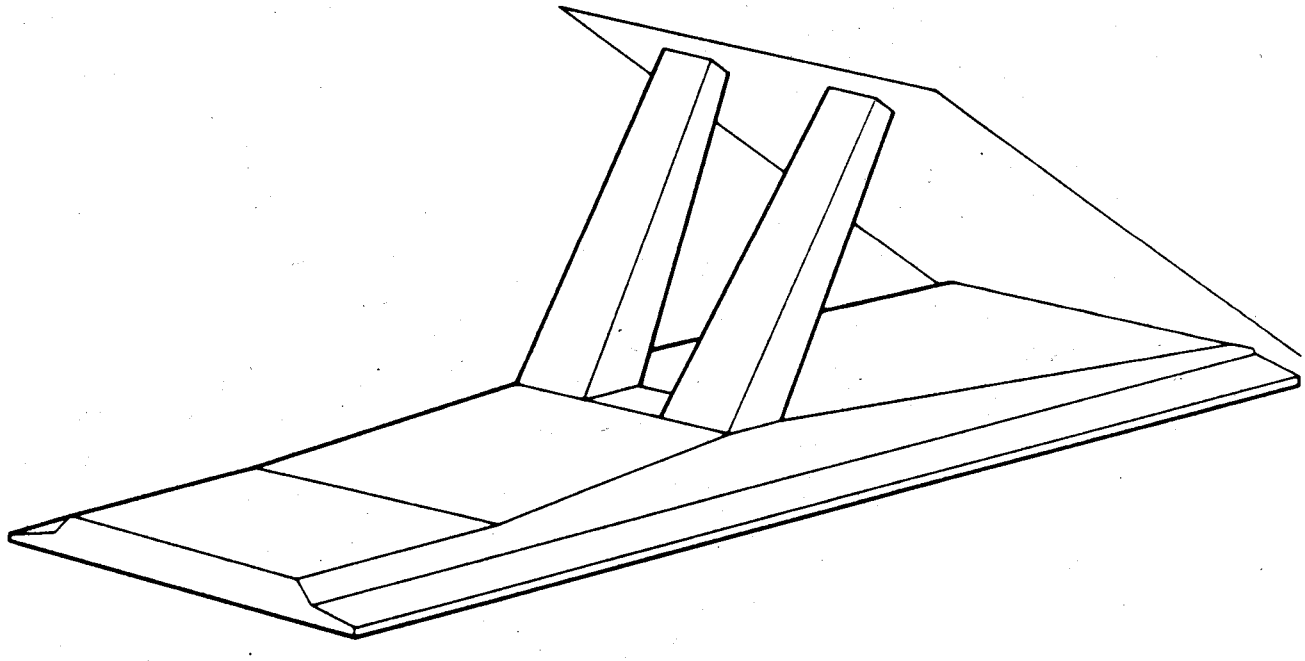
Pont à béquilles : en travée $\frac{1}{35}$ à $\frac{1}{40}$ sur béquilles $\frac{1}{25}$ à $\frac{1}{30}$

. Il a été constaté qu'en général les contre-béquilles ne sont pas nécessaires dans le cas d'un ouvrage en béton précontraint ayant un rapport de la travée de rive sur la travée centrale supérieure à 0,50.

Pour des rapports compris entre 0,45 et 0,50, le soulèvement ou non des culées dépend de la souplesse des béquilles, étant entendu que plus la souplesse des béquilles augmente plus le risque de soulèvement est grand pour un même rapport.

. Pour les ouvrages de portées courantes (travée centrale de 20 à 40 m) et de largeur moyenne de 8 à 11 m, il est préférable de remplacer des béquilles poteaux par des béquilles plus massives et plus raides dont voici deux exemples :





En plus de l'amélioration esthétique, l'augmentation de la raideur de la béquille est mécaniquement plus favorable : elle diminue les moments positifs en travée et accentue l'effet d'arc.

Nous recommandons aux projeteurs d'adopter autant que possible des profils en long symétriques, ceci pour une meilleure optimisation de la précontrainte et une plus grande rapidité de calcul.

SUR LE CALCUL

La mise à jour n° 1 de juin 1975 signalait déjà la possibilité d'effectuer le calcul d'un pont à béquilles par le système EUGENE du S.E.T.R.A.

Le calcul s'effectue en trois étapes :

- détermination des lignes d'influence des efforts internes,
- calcul des enveloppes des efforts dus aux charges d'exploitation,
- dimensionnement de la précontrainte.

Pour obtenir un calcul, le projeteur devra prendre contact avec le gestionnaire du dossier PSBQ à l'Arrondissement T3, qui lui donnera toutes les indications nécessaires à la définition des données, suivant le niveau de prestations souhaité.

Il se reportera utilement au dossier EUGENE b 76, notamment au sous-dossier 2 "Présentation générale" et au sous- dossier 5 spécifique aux ponts à béquilles.

CONCLUSION

En attendant la refonte du dossier PSBQ, on continuera à se référer à l'édition allégée de 1975 et au dossier EUGENE b 76 en prenant en compte les indications données dans la présente note.