



MINISTÈRE DE L'URBANISME DU LOGEMENT ET DES TRANSPORTS

Direction des Routes

PONTS DALLES A POUTRELLES AJOURES PRECONTRAINTS

PSI~PAP

Guide de conception

DECEMBRE 85



SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES
DES ROUTES ET AUTOROUTES



PONTS DALLES A POUTRELLES AJOUREES PRECONTRAINTS

PSI~PAP

Guide de conception



SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES
DES ROUTES ET AUTOROUTES



Jean-Claude JEHAN

a assuré la conception et la réalisation de ce document.

Elisabeth FAURE et Bruno CECCON en ont assuré la présentation.

PHOTOS : ANDRÉ PHOTO - VERSAILLES

Ce document est propriété de l'Administration et ne peut être reproduit ou traduit, même partiellement, sans l'autorisation du SETRA ou de son représentant autorisé.

SOMMAIRE

--§--

PREAMBULE	5
CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT	7
1 - Principe	9
2 - Domaine d'emploi	9
3 - Morphologie d'un pont à poutrelles ajourées précontraint	11
4 - Prédimensionnement d'un PSIPAP	37
CALCUL ET JUSTIFICATIONS DU TABLIER	55
1 - Principes généraux et notations	57
2 - Justifications vis-à-vis de la flexion longitudinale	61
3 - Justifications vis-à-vis de la flexion transversale	69
4 - Justifications vis-à-vis des sollicitations tangentes	77
5 - Calculs complémentaires	79
ELEMENTS DU DOSSIER DE CONSULTATION DES ENTREPRISES	83
1 - Eléments à inclure dans le CCTP	84
2 - Eléments du bordereau des prix	86
ANNEXES	
Annexe 1 : Caractéristiques des poutrelles.....	93
Annexe 2 : Assemblages types sur appui	95
Annexe 3 : Calcul des moments hyperstatiques de retrait	101
Annexe 4 : Calcul du moment ultime résistant avec recyclage éventuel des aciers passifs	103
Annexe 5 : Calcul du moment transversal en un point quelconque d'une dalle sous l'action d'une précontrainte transversale	109

--§--

Page laissée blanche intentionnellement

PREAMBULE

La construction de ponts au-dessus de voies en service est susceptible de causer une gêne sérieuse au trafic notamment lorsque l'emploi d'un cintre engageant le gabarit routier impose soit une déviation plus ou moins complète de la circulation soit un ralentissement localisé des véhicules avec, dans ce cas, des risques certains d'accidents.

Des procédés de construction qui évitent ces difficultés existent. Parmi ceux-ci, les ponts en poutrelles enrobées, largement utilisés par la SNCF, répondent parfaitement au souci d'éviter la présence d'échafaudage au-dessus de voies en circulation. Un tablier en poutrelles enrobées est constitué par des profilés laminés, de dimensions transversales relativement modestes, espacés au plus de deux fois leur hauteur, et qui, outre leur rôle de support du béton frais, assurent celui d'armatures longitudinales. Ce type d'ouvrage, bien adapté au domaine des ponts étroits de petites et moyennes portées, fait l'objet d'un dossier mis au point par la division Ouvrages d'Art du CETE de l'Est et par le SETRA.

A partir du même principe, le SETRA a recherché, par l'introduction de la précontrainte comme dispositif de liaison entre le béton et le métal, le moyen de diminuer le nombre de poutrelles à mettre en oeuvre et de s'affranchir de l'opération délicate consistant à enfiler, au travers des trous prévus à cet effet dans la partie basse des âmes, les barres qui assurent le ferrailage transversal inférieur d'un tablier de pont à poutrelles enrobées.

L'idée n'est pas nouvelle car, dès 1966, Monsieur H. GRELU faisait construire quatre tabliers au-dessus de voies ferrées en utilisant des poutrelles alvéolaires (réalisées par découpage de l'âme d'un profilé suivant un tracé en dents de scie, suivi d'une reconstitution dent à dent des deux demi profils obtenus) liées au béton par des câbles de précontrainte transversaux.

Cependant la stagnation relative du coût de l'acier et la hausse de celui de la main-d'oeuvre ont conduit à abandonner les poutrelles ajourées reconstituées au profit de laminés du commerce, préparés selon un procédé breveté par L'OTUA (*) et le SETRA sous le n° 82.07357. Cette préparation permet d'obtenir une précontrainte toujours perpendiculaire aux poutres, quels que soient le biais et les dimensions du pont.

Deux ouvrages de ce type ont été construits en Région Parisienne et expérimentés in situ grâce au concours financier du Comité Conseil à l'Innovation Routière. Ces deux ouvrages sont exceptionnels, l'un par sa portée et son élancement, l'autre par sa largeur et le biais variable des appuis :

- L'ouvrage de LÉSIGNY (Seine et Marne) est une travée indépendante de 27,35 m de portée, d'un biais de 87 grades. La largeur droite du tablier est de 14,50 m et son épaisseur de 0,75 m hors de chaussée.

* Office Technique pour l'utilisation de l'acier - 5 bis Rue de Madrid -
75008 - PARIS

- L'ouvrage n° 10 de la voie rapide G12 (Yvelines) est un pont à quatre travées de portées respectives : 13 m - 18,11 m - 18,51 m et 15,08 m. Le biais géométrique des appuis varie de 82 grades à 94 grades. La largeur droite du tablier est de 28,04 m, mesurée entre axes des poutrelles latérales, et son épaisseur de 0,72 m. L'ouvrage fut mis en concurrence avec un tablier double en dalle de béton précontraint. A l'issue de l'appel d'offres, la solution PSIPAP fut retenue malgré une faible plus-value sur le coût de la solution PSIDP en raison des avantages, liés à l'absence d'échafaudages, qu'elle apportait à la fluidité et à la sécurité de la circulation de la RN 10 franchie, dont le trafic en cet endroit atteint 40 000 véhicules par jour. De plus le tirant d'air laissé par la ligne rouge du projet autorisait une construction sur cintre sans surgabarit ni vérinage ultérieur des tabliers, ce qui aurait pu gréver d'autant le coût de la variante PSIDP.

L'expérience acquise lors du déroulement des travaux et le bon comportement en service du premier ouvrage construit (le second n'est pas à ce jour livré à la circulation) ont permis la rédaction du présent dossier.

Le présent document s'articule en trois parties. La première traite des problèmes de conception et indique une méthode de prédimensionnement. La seconde partie est consacrée à l'exposé des justifications à apporter à ce type de structure, à l'aval d'un calcul automatique des efforts dans la dalle par le programme PSIDA. Ce programme, bien que destiné au calcul d'une dalle supposée homogène et isotrope, donne des efforts comparables et semble-t-il légèrement supérieurs à ceux existant effectivement dans un tablier PSIPAP de biais modéré. Enfin dans une troisième partie, nous avons indiqué quelques éléments susceptibles d'aider à la rédaction des pièces écrites d'un dossier d'appel d'offres.

CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT

Page laissée blanche intentionnellement

1 - PRINCIPE

Le PSI.PAP, passage supérieur ou inférieur à poutrelles ajourées précontraint, est un pont dalle à cintre incorporé. La coupe transversale de principe ci-dessous en illustre les différents constituants (cette coupe représente le tablier après bétonnage de la section résistante, avant confection des corniches et contre corniches) :

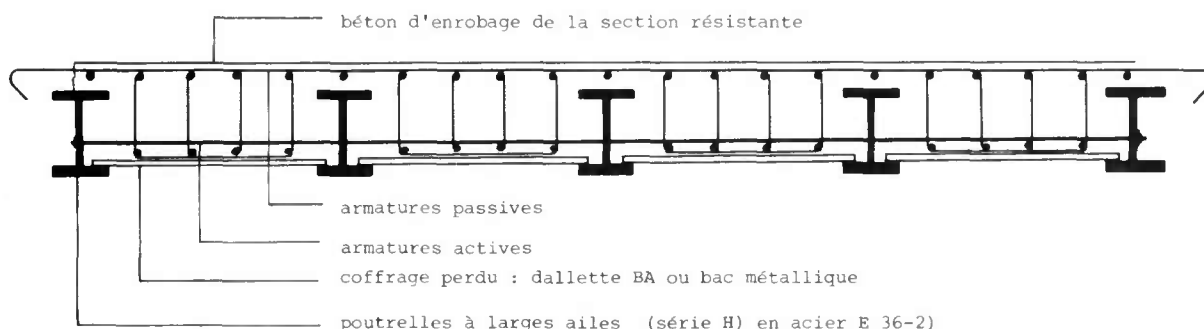


Figure 1 : Coupe transversale de principe.

Le cintre destiné à supporter le poids du béton frais est constitué par des poutrelles métalliques, reposant sur leurs appuis définitifs et recevant un coffrage perdu sur leurs ailes inférieures. En outre, ces profilés laminés assurent, associés au béton durci, la résistance du tablier vis-à-vis des charges d'exploitation : le comportement du complexe acier-béton est alors assimilé, sous réserve de l'efficacité de la liaison entre ces deux matériaux, à celui d'une dalle dont les poutrelles sont les armatures principales.

Le simple contact, réalisé lors du coulage entre le béton et la poutrelle, ne suffit pas à assurer l'adhérence ou le frottement mutuel entre le métal et le béton. L'adhérence dépend, entre autres, de l'état de surface de la poutrelle et ne semble pas résister à la fatigue. De plus, le retrait transversal du béton tend à décoller ce dernier des faces verticales de la poutrelle. Une fois décollés, ces deux matériaux n'adhéreront plus jamais l'un à l'autre. Il est donc nécessaire de prévoir des connecteurs assurant la couture du béton à l'acier. Dans un tablier à poutrelles enrobées, les armatures transversales inférieures, qui traversent les âmes des poutres, assument ce rôle. Dans un PSIPAP, la précontrainte transversale assure la résistance de la dalle vis-à-vis de la flexion transversale, s'oppose à l'effet du retrait et mobilise le frottement du béton sur les poutrelles.

2 - DOMAINE D'EMPLOI

Ce type d'ouvrage a été conçu pour apporter une réponse au problème du franchissement d'une voie en service ou d'une brèche escarpée, où l'édification d'un cintre traditionnel s'avère difficile ou très contraignante pour le trafic.

2.1 PORTÉES

Les portées limites absolues sont de 28 m pour un ouvrage isostatique et de 36 m pour une travée d'un ouvrage continu, compte tenu des dimensions maximales des profilés disponibles sur le marché français (HEM 600).

D'autre part, la longueur maximale des profilés, autorisée par les capacités de laminage des producteurs nationaux, est actuellement de 28 m. Des modifications dans la structure des laminoirs devraient à moyen terme porter cette longueur à 35 m.

Toutefois, le problème du transport de poutrelles de grande longueur peut se poser. Si la SNCF peut en assurer l'acheminement sans problème particulier jusqu'à une gare proche du chantier, les conditions locales de voirie peuvent en compromettre le transfert sur le lieu de montage. Il est donc recommandé de s'assurer de la faisabilité du projet avant toute étude plus poussée.

2.2. **LARGEUR**

La largeur maximale droite de ce type d'ouvrage est de l'ordre de 30 m.

Il n'y a pas dans l'absolu de limite inférieure. Remarquons toutefois que les seules pertes de précontrainte dues au blocage des clavettes lors de la mise en tension (recul d'ancrage) sont, exprimées en pourcentage de la tension appliquée au vérin, de l'ordre de :

- . 4% pour un câble de 20 m.
- . 8% pour un câble de 10 m.
- . 15% pour un câble de 5 m.

Il semble judicieux de limiter cette fraction des pertes à 10%, ce qui correspond à une longueur de câbles de 8 m. De plus, les ouvrages de largeur droite inférieure à 10 m appartiennent plutôt au domaine d'emploi des ponts à poutrelles enrobées armés transversalement.

2.3. **BIAIS**

Il n'y a pas de limitations au biais de l'ouvrage. Toutefois lorsque l'ouvrage projeté présente un biais géométrique accentué (inférieur à 70 grades), la modélisation de l'ouvrage et son intérêt technique par rapport à d'autres solutions sont susceptibles d'évoluer et il est conseillé de prendre contact avec la Division Ouvrages types du SETRA.

2.4. **AVANTAGES SUR LES OUVRAGES ALTERNATIFS DE COUT COMPARABLE**

2.4.1. **Ponts dalles en béton armé ou précontraint**

L'avantage principal de cette structure sur un pont dalle en béton armé ou précontraint est l'absence de cintre prenant appui sur le sol ; cintre engageant souvent la voie franchie et cause fréquente d'incidents sinon d'accidents. De plus, on peut obtenir sur l'exécution du tablier un gain de temps sensiblement égal au temps de confection et de dépose des échafaudages.

Les coûts des appuis et fondations étant identiques pour les deux types d'ouvrages, la différence de prix entre ceux-ci provient des conditions particulières d'exécution du tablier. Ainsi les coûts comparés sont à l'avantage du PSIPAP lorsque les conditions de gabarit du cintre de la dalle obligent à une exécution en surgabarit et à une mise en place ultérieure de celle-ci par vérinage. Encore faut-il remarquer que cette comparaison n'intègre pas le bilan financier, collectif et individuel, des restrictions apportées au trafic : ralentissement, sécurité, consommation des véhicules (*).

* "Instruction sur les méthodes d'évaluation des effets économiques des investissements routiers en rase campagne". SETRA - Mars 1980.

2.4.2. Ponts à poutres en béton préfabriquées

L'avantage principal du PSIPAP sur ce type de ponts est l'élanacement du tablier qui peut être important et qui entraîne une économie certaine sur les remblais d'accès à l'ouvrage. Ainsi un tablier à travée indépendante, de 28 m de portée, a une épaisseur hors chaussée de 0,74 m, soit un élanacement de 1/38.

De plus, le tablier d'un PSIPAP, monolithique, est beaucoup moins sensible aux chocs latéraux qu'un tablier de pont à poutres.

2.5. INCONVÉNIENTS

En contrepartie, la partie non enrobée des semelles inférieures nécessite un entretien identique à celui des ouvrages métalliques. A ce propos, rappelons que la durée de la garantie d'aspect du système de protection est de 5 ans, et que celle de la garantie anti-corrosion est de 7 ans (*).

D'autre part, les producteurs nationaux ne disposent pas en stock de profilés laminés en acier de nuance E 36. La périodicité de montage des trains de laminage nécessaires à l'obtention de ces poutrelles étant de deux mois et la durée du parachèvement de celles-ci d'environ un mois, le délai de livraison de l'ossature sur le chantier peut atteindre trois mois. Il est donc bon d'alerter l'entreprise sur l'intérêt de commander en temps utile et directement aux forges les poutrelles avec leur percement et leur cintrage.

3 - MORPHOLOGIE D'UN PONT A POUTRELLES AJOUREES PRECONTRAIINT

3.1. CONSTITUTION DU TABLIER

3.1.1. Matériaux

a) Poutrelles

Les poutrelles constituant l'ossature du tablier sont des laminés du commerce, de la série HE (poutrelles à larges ailes) conformes à la norme NF. A45201. L'acier est de nuance E 36 qualité 2. La qualité 3 sera cependant exigée dans le cas exceptionnel de raccordement bout à bout des poutrelles par soudure.

Les poutrelles sont entièrement préparées en atelier : mise à longueur, cintrage suivant les contreflèches de calcul, perçage des âmes selon des espacements déterminés en fonction du biais de l'ouvrage, de l'espacement des poutrelles et de l'écartement des unités de précontrainte, grenailage au degré CSA3 de l'échelle suédoise de façon à obtenir une rugosité de surface équivalente à la présentation "N18 grossier" du rugotest LCA.CEA n° 3, et enfin, application d'un système de protection agréé (*) sur les parties non ultérieurement enrobées de béton.

Dans le cas d'un ouvrage à plusieurs travées, la continuité des poutrelles est assurée sur appui intermédiaire par des joints assemblés par boulons hr. Ce mode de réalisation implique au niveau des joints des tolérances très réduites sur la hauteur des poutrelles et l'épaisseur des âmes et des semelles, plus sévères que celles découlant de la norme NF. A35.501. En pratique, les différents tronçons d'une poutrelle continue devront être issus du même coupon de laminage.

* Circulaire n° 81.84 du 19 Septembre 1981. Fascicule spécial 81.42 bis.

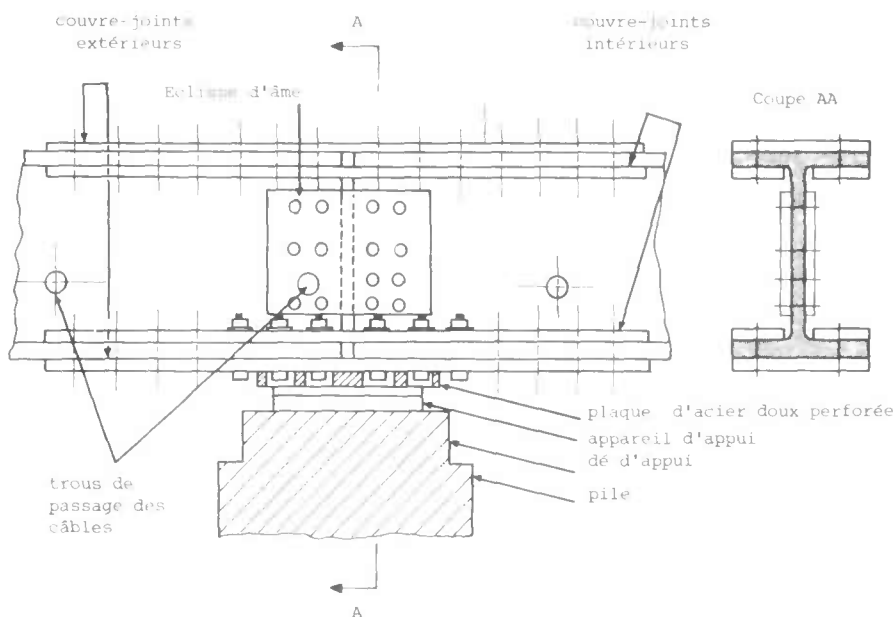


Figure 2 : Détail d'un joint sur pile

Sur appui intermédiaire, une plaque d'acier doux, percée de façon à recevoir les têtes de boulons, est intercalée entre le couvre-joint extérieur de l'aile inférieure et l'appareil d'appui en néoprène. La longueur de la plaque vissée sur le couvre-joint inférieur est légèrement supérieure à celle de l'appareil de façon à compenser les erreurs possibles d'implantation de la pile (figure 2).

Le diamètre des trous permettant le passage des câbles de précontrainte est de 50 mm pour les poutrelles courantes afin de permettre une mise en oeuvre relativement aisée de ces câbles. Toutefois, ce diamètre est ramené à 25 mm sur les poutrelles latérales de façon à permettre l'appui direct des corps d'ancrage sur l'âme sans interposition de plaques intermédiaires.

b) Coffrages perdus.

Les poutres reçoivent sur leurs ailes inférieures des fonds de coffrage qui peuvent être, soit des dalles préfabriquées en béton armé, soit des coffrages métalliques collaborants (type COFRASTRA, HI-BOND, TOITESCO, etc...), en acier galvanisé, voire prélaqué en sous face. Les dalles en béton, du fait de leur poids élevé, doivent être mises en place à la grue, et peuvent limiter l'espacement des poutrelles sous peine de présenter une épaisseur trop importante. Par contre l'étanchéité lors du bétonnage peut être facilement réalisée par interposition d'un joint élastomère préformé entre la dalle et l'aile de la poutrelle, comme indiqué sur la figure 3 ci-dessous :

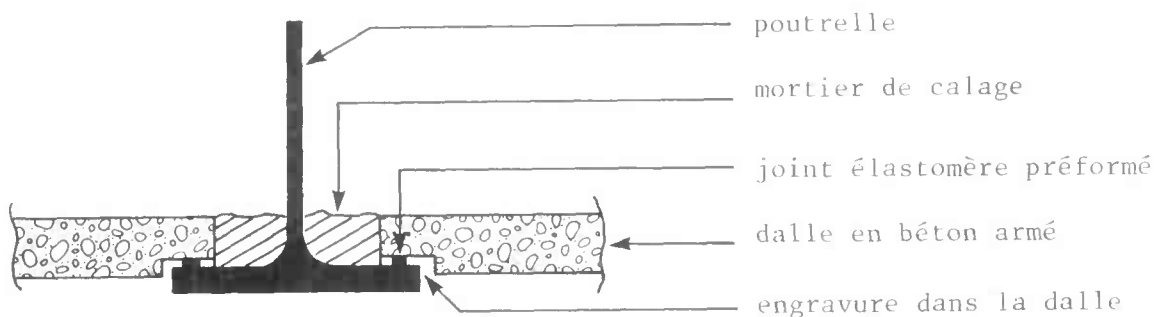


Figure 3 : Coffrage réalisé par dallettes en B.A.

Le faible poids des bacs métalliques en tôle nervurée (environ 10 kg/m²) autorise une manutention plus aisée, mais nécessite une fixation par clouage au pistolet sur les poutrelles au fur et à mesure de leur pose pour une double raison : sécurité sous circulation du personnel de chantier et prévention du risque de soulèvement dû au déplacement d'air occasionné par le passage d'un véhicule lourd sous le tablier en construction.

D'autre part cette solution oblige à un bétonnage en deux phases, la première phase ayant pour objet de réaliser la dalle qui supportera par la suite le reste du poids du béton frais. Cette première phase n'est pas en elle-même un inconvénient, car, sous réserve que cette prédalle ait une épaisseur hors tout suffisante, elle contribue à parer au risque de déversement des poutrelles lors du bétonnage. Enfin, pour empêcher toute coulure de béton en sous face de dalle, il est nécessaire d'obturer les extrémités des nervures soit par des closoirs métalliques, soit par des bouchons en mousse alvéolaire prédécoupés.

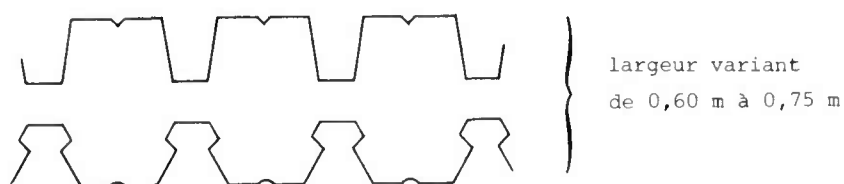


Figure 4 : Sections types de bacs nervurés.

c) Précontrainte transversale

La précontrainte transversale est assurée par des monotorons qui traversent les profilés dans les trous prévus à cet effet. Les câbles sont disposés perpendiculairement aux poutres quels que soient le biais et l'écartement des poutrelles. Cette disposition permet de s'affranchir de l'emploi de cales biaises entre corps d'ancrage et âme des poutrelles, cales qui seraient nécessaires si la direction des câbles était parallèle aux lignes d'appui.

L'emploi de monotorons, T13 ou T15, graissés sous gaine plastique présente trois avantages :

- La souplesse de ces unités facilite la mise en oeuvre. En particulier, il n'est pas besoin de prévoir le dispositif latéral de circulation du personnel qui s'avère nécessaire pour l'enfilage d'une barre rigide dans des conditions normales de sécurité lorsque cette opération a lieu sur voie circulée.

- La suppression de l'opération d'injection des gaines au coulis de mortier.

- L'absence d'adhérence entre le câble et sa gaine liée à la présence de la graisse, et donc de surtension localisée du câble au droit du "joint" que constitue l'interface béton-poutrelle.

Les câbles sont rectilignes et présentent les mêmes écartements et excentrement sur toute la longueur de l'ouvrage. Cette disposition peut amener à prévoir des trous de passage dans les éclisses d'âme sur appui intermédiaire dans le cas d'un ouvrage continu (cf. figure 2). Le câblage des angles aigus des extrémités de la dalle se fait sans difficulté particulière : l'extrémité du câble, munie d'un ancrage filé, prend alors appui

sur une poutrelle courante par l'intermédiaire d'une plaque intercalaire et est noyée dans le béton lors du bétonnage.

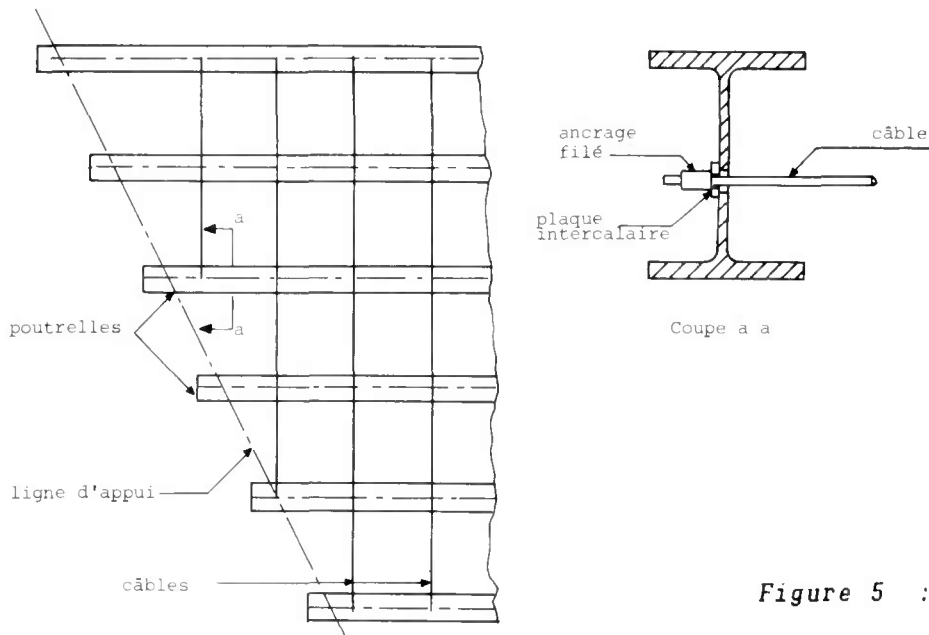


Figure 5 :

Précontrainte des angles aigus

Toutefois, le câble devra avoir une longueur suffisante pour que la tension appliquée par le vérin ne soit pas annulée par le recul des clavettes d'ancrage. Ce qui amène à remplacer les tous derniers câbles par des armatures passives.

d) Béton d'enrobage

Le béton, n'ayant pas à supporter son propre poids, est soumis à des sollicitations relativement modérées. Un béton de qualité courante, dosé à 350 kg de ciment est en général suffisant. Ce dosage est par ailleurs nécessaire à une bonne compacité du béton.

Ce peut être avantageusement un béton de granulats légers (argiles ou schistes expansés) de masse volumique sèche $\rho_{bs} = 1,7 \text{ t/m}^3$ (*), béton qui offre une résistance caractéristique à la compression à 28 jours voisine de 30 MPa, surabondante vis-à-vis des contraintes effectivement atteintes, mais dont la mise en oeuvre peut se faire à la pompe. Un béton plus léger, de masse volumique sèche $\rho_{bs} = 1,5 \text{ t/m}^3$ et de résistance escomptée $f_{c28} = 20 \text{ MPa}$, pourrait convenir dans la plupart des cas, mais ce béton présente l'inconvénient de ne pouvoir être pompé et doit être mis en oeuvre à la benne.

Le béton d'enrobage recouvre l'aile supérieure des poutrelles sur une épaisseur moyenne de 12 cm, de façon à respecter les règles d'enrobage des armatures passives supérieures, compte tenu de la présence des barres de contreventement.

* Recommandations provisoires pour l'emploi du béton léger. Décembre 1976 Document SETRA.

e) Armatures passives

Ce sont de préférence des armatures à haute adhérence. Selon leurs attributions, elles sont réparties entre :

- Armatures répondant à des dispositions constructives ou destinées à reprendre des effets secondaires tels que le retrait ou la température.

- Armatures participant à la résistance de la dalle aux sollicitations appliquées. C'est le cas du ferrailage transversal supérieur, du ferrailage disposé en chapeau sur un appui intermédiaire et du ferrailage éventuel venant en renfort aux poutrelles en travée.

Enfin, en cas d'utilisation de coffrage collaborant en tôle nervurée, il est disposé sur ce dernier un treillis soudé PS 106 qui assure, entre autres, le ferrailage longitudinal de la prédalle.

3.1.2. Mode d'exécution

Les poutrelles arrivent sur le chantier entièrement parachevées avec les pièces annexes de contreventement et les couvre-joints éventuels, ainsi que la boulonnerie nécessaire. Si leur mise en oeuvre n'est pas immédiate, elles sont stockées sur une aire propre, isolées du sol par des mardriers.

a) Montage de l'ossature

Les poutrelles sont mises en place sur leurs appuis définitifs à l'occasion de coupures de la circulation sur la voie franchie soit par basculement du trafic d'une chaussée sur l'autre, soit par déviations temporaires de préférence nocturnes.

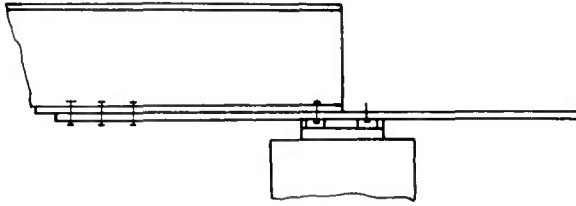
Pour un tablier à travée unique, chaque poutrelle est solidarisée avec celles déjà mises en place par les barres de contreventement prévues à cet effet avant d'être détachée du palonnier de l'engin de levage. Une attention particulière doit être accordée au calage provisoire de la première poutrelle posée afin d'éviter tout basculement ou chute accidentels.

Dans le cas d'un ouvrage continu, les opérations de montage sont résumées sur les schémas de la figure 6. En préalable à la pose, les plans de frottement des joints boulonnés seront débarrassés à la brosse douce de la fleur de rouille éventuelle et, si de besoin, séchés avec beaucoup de précaution à la flamme de chalumeau pour enlever toute trace d'humidité.

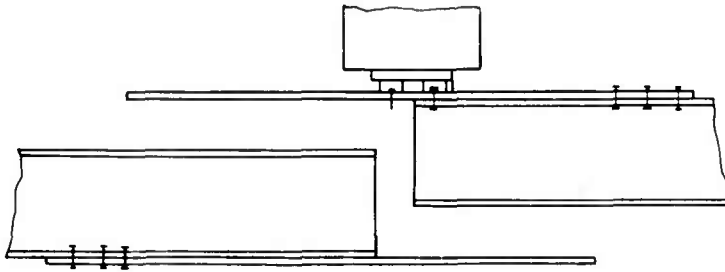
La mise en place commence par une travée de rive, suivant le processus décrit précédemment. De plus, chaque poutrelle est munie à son extrémité du couvre-joint de la semelle inférieure fixée provisoirement.

Les poutrelles de la travée contiguë sont ensuite amenées, munies du couvre-joint de la semelle supérieure maintenu par des boulons non bloqués. Après brochage, quelques boulons sont mis en place et serrés manuellement. Ensuite, la poutrelle est reliée par les contrevents à celles déjà posées, puis détachée du palonnier.

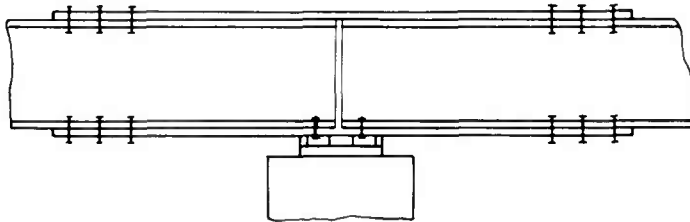
La réalisation définitive des joints peut être légèrement différée. On procède alors à la fixation des éclisses d'âme, à la dépose des boulons assurant la fixation provisoire des couvre-joints extérieurs, à la mise en place des couvre-joints intérieurs puis au boulonnage complet.



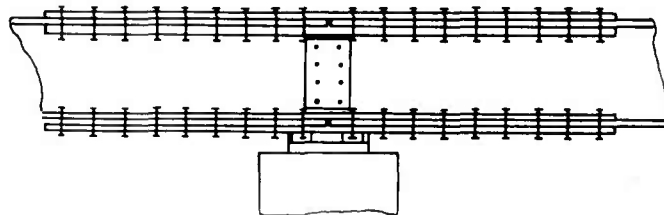
1°) Mise en place des poutrelles d'une travée de rive munie des couvre-joints inférieurs (boulons HR non bloqués).



2°) Présentation d'une poutrelle de la travée adjacente munie de son couvre-joint supérieur (boulons HR non bloqués).



3°) Brochage et mise en place de quelques boulons.



4°) Eclissage définitif des âmes puis mise en place des couvre-joints intérieurs et serrage.

Figure 6 : Phases de montage de l'ossature.

• L'opération de serrage se fait en deux temps :

- un premier serrage à 70% de la valeur du couple de serrage réalisé avec un matériel pneumatique préalablement étalonné ;

- un serrage définitif réalisé à la clé dynamométrique moins de 3 heures après le premier serrage (*).

Le serrage commence par les boulons centraux et est exécuté dans le sens des aiguilles d'une montre.

b) Mise en oeuvre de la prédalle

Les dalles préfabriquées en béton armé sont mises en place au moyen d'une grue de levage puis calées avec un mortier sec contre les âmes de poutrelles. Cette opération peut nécessiter une intervention sur la chaussée et donc une interruption du trafic.

Les bacs métalliques sont cloués sur les ailes inférieures des poutrelles au fur et à mesure de leur pose. Les clous utilisés sont du type HILTI ENPH3 ou similaires. Un treillis soudé PS 106 est ensuite disposé sur ces bacs et on procède au bétonnage de la prédalle. L'épaisseur hors tout de cette dernière est comprise entre 8 et 13 cm.

c) Ferrailage et mise en oeuvre de la précontrainte

On dispose d'abord entre les poutrelles les cages d'armatures passives préfabriquées. Les câbles de précontrainte sont ensuite enfilés dans les trous prévus à cet effet puis le ferrailage transversal supérieur est mis en place. Parallèlement, on procède au coffrage des abouts du tablier.

Avant ces opérations, un dispositif de sécurité est installé sur les poutrelles latérales.

On peut tendre légèrement les câbles transversaux avant le bétonnage du tablier (environ 50 kg par câble). Cette disposition permet d'espérer un tracé rectiligne et de se dispenser de dispositifs supports.

d) Bétonnage

Si la surface du tablier est trop importante, il peut s'avérer nécessaire de prévoir un bétonnage en plusieurs phases. Les arrêts de bétonnage sont alors réalisés par un grillage à mailles fines, dans les zones les moins sollicitées.

La mise en oeuvre du béton se fait à l'avancement sur toute la largeur du tablier afin d'éviter des flèches différentielles entre poutrelles d'une même travée.

e) Mise en tension des câbles

Les câbles sont tendus par une extrémité, les clavettes de l'ancrage passif ayant été préalablement bloquées.

* Circulaire n° 57 du 14 Septembre 1967. Fascicule spécial n° 67.17 ter "Exécution des ponts et autres ossatures métalliques de technique analogue"

Un câble sur deux est tendu depuis chaque bord du tablier de façon à répartir au mieux les pertes sur toute la largeur.

Les opérations de mise en tension se déroulent dans un délai assez court après la fin du bétonnage, de 48 à 72 heures, sous réserve que le béton ait atteint la résistance requise, afin de pallier aux effets défavorables du retrait transversal.

f) Pose des équipements

La confection des supports de dispositifs de retenue et la pose ou fabrication des corniches peut commencer dès la fin de la mise en tension.

3.1.3. Dispositions constructives

a) Contreventement

Il convient de se prémunir contre tout risque de basculement accidentel d'une poutrelle lors du montage et de déversement sous le poids du béton frais. On est ainsi amené à prévoir un dispositif de contreventement assuré par des cornières ou des fers U boulonnés sur les ailes supérieures des poutrelles.

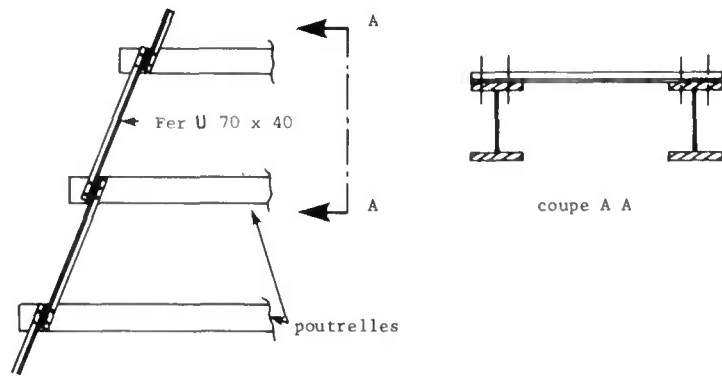


Figure 7 : Dispositif anti-déversement.

Le nombre de lignes de contreventement est déterminé par le calcul. En tout état de cause, il est nécessaire de prévoir une file de contrevents sur chaque culée et au moins deux files dans chaque travée.

b) Stabilisation de la poutrelle latérale

La poussée, non équilibrée, du béton sur une poutrelle latérale est répartie entre cette dernière et la poutrelle voisine par l'intermédiaire de tiges filetées reliant ces poutrelles (figure 8).

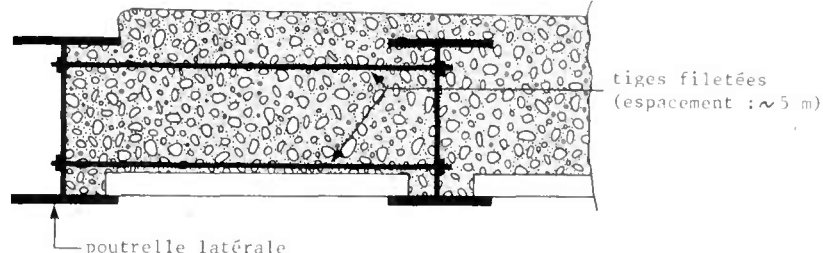


Figure 8 : Stabilité des poutres latérales

Ces tiges peuvent par ailleurs aider à la fixation des corniches lorsque celles-ci sont préfabriquées.

c) Coffrages sur appuis intermédiaires

Dans un ouvrage continu, la présence des couvre-joints sur les ailes inférieures des poutrelles constitue un obstacle à la pose des coffrages perdus.

Lorsque la prédalle est constituée par des dalles en béton armé, on supprime localement ces dernières au profit d'un coffrage traditionnel entre poutrelles, appliqué sur la sous face des dalles et reposant sur la tête de pile.

Lorsque le coffrage perdu est constitué par des bacs métalliques en tôle nervurée, la solution précédente peut également s'appliquer, aux dépens il est vrai, de l'esthétique de l'intrados de l'ouvrage. Une solution consiste à conserver le coffrage métallique, coupé au ras des semelles et maintenu par un étalement provisoire reposant sur la tête de pile lors du bétonnage. De plus, la tôle nervurée est solidarisée par quelques points de soudure au treillis soudé la recouvrant.

3.2. EQUIPEMENTS DU TABLIER

En règle générale, les équipements sont ceux d'une dalle en béton armé ou précontraint. Cependant des aménagements doivent être apportés à certains d'entre eux pour tenir compte des contraintes spécifiques à ce type d'ouvrage.

3.2.1. Longrines supports de glissière

On a recours, dans la mesure du possible, à des longrines non ancrées (*) qui autorisent une étanchéité sans discontinuité sur toute la largeur de l'ouvrage.

3.2.2. Appareils d'appuis

Des plaques d'appui en élastomère fretté sont disposées sous chaque poutrelle. Ces appuis sont réglés avant la pose des poutrelles. Toutefois, pour un ouvrage à travée unique de grande portée, la contre-flèche de fabrication est telle que la pose directe sur appuis définitifs entraînerait dans ces derniers, après bétonnage, des distorsions peu compatibles avec un fonctionnement normal. Dans ce cas, il est conseillé de placer derrière chaque appareil une cale en bois dur, de même épaisseur, qui sera chassée après bétonnage du tablier.

3.2.3. Corniches

Rappelons la nécessité de laisser temporairement libre le parement extérieur des poutrelles latérales, afin de procéder à l'opération de mise en tension des câbles.

* GC77 : Equipements latéraux des tabliers - SETRA

Le bord du tablier, avant la confection des corniches, a généralement l'aspect suivant :

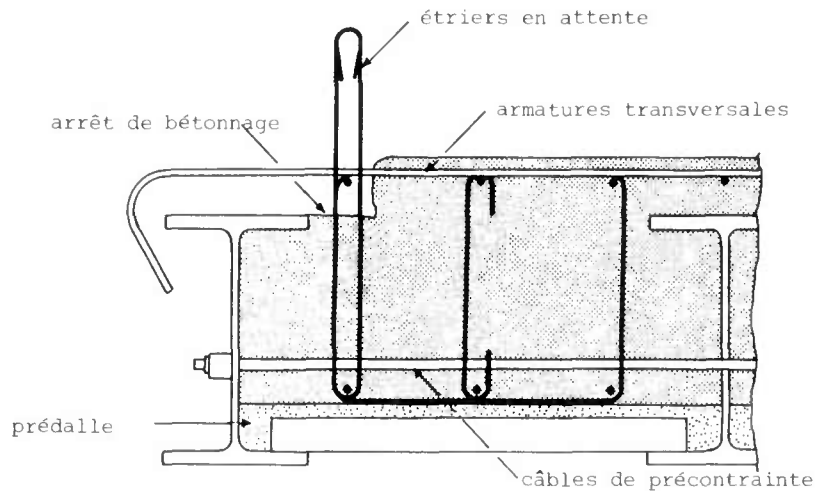


Figure 9 : Bord du tablier avant confection des corniches.

Nous proposons dans ce qui suit trois types différents de corniches susceptibles de s'adapter à la configuration particulière du bord.

a) Corniches coulées en place

Ce type de corniche présente l'inconvénient de nécessiter un coffrage engageant temporairement le gabarit (figure 10).

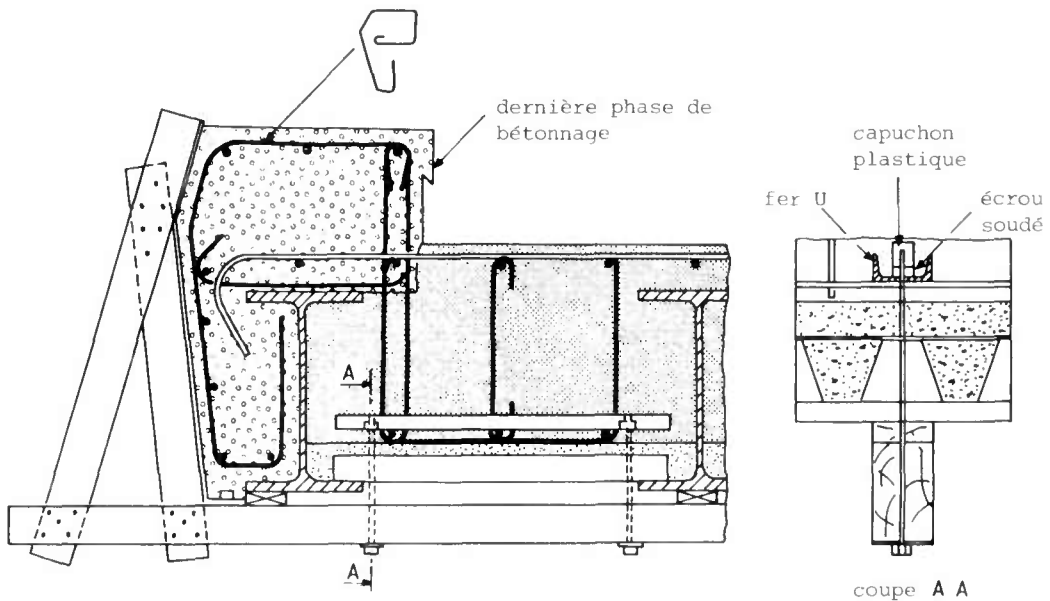


Figure 10 : Corniche coulée en place.

Le coffrage est suspendu à l'ossature par l'intermédiaire de boulons traversant la prédalle et vissés dans des écrous soudés sur un profilé métallique en U et protégés du béton par un capuchon plastique.

b) Corniches partiellement préfabriquées

Les parements des corniches sont seuls préfabriqués en éléments, ou coquilles, d'environ 1,25 m et servent de coffrage au béton de dernière phase (figure 11).

Il est nécessaire de prévoir un dispositif de fixation de ces coquilles qui permette des possibilités de réglage.

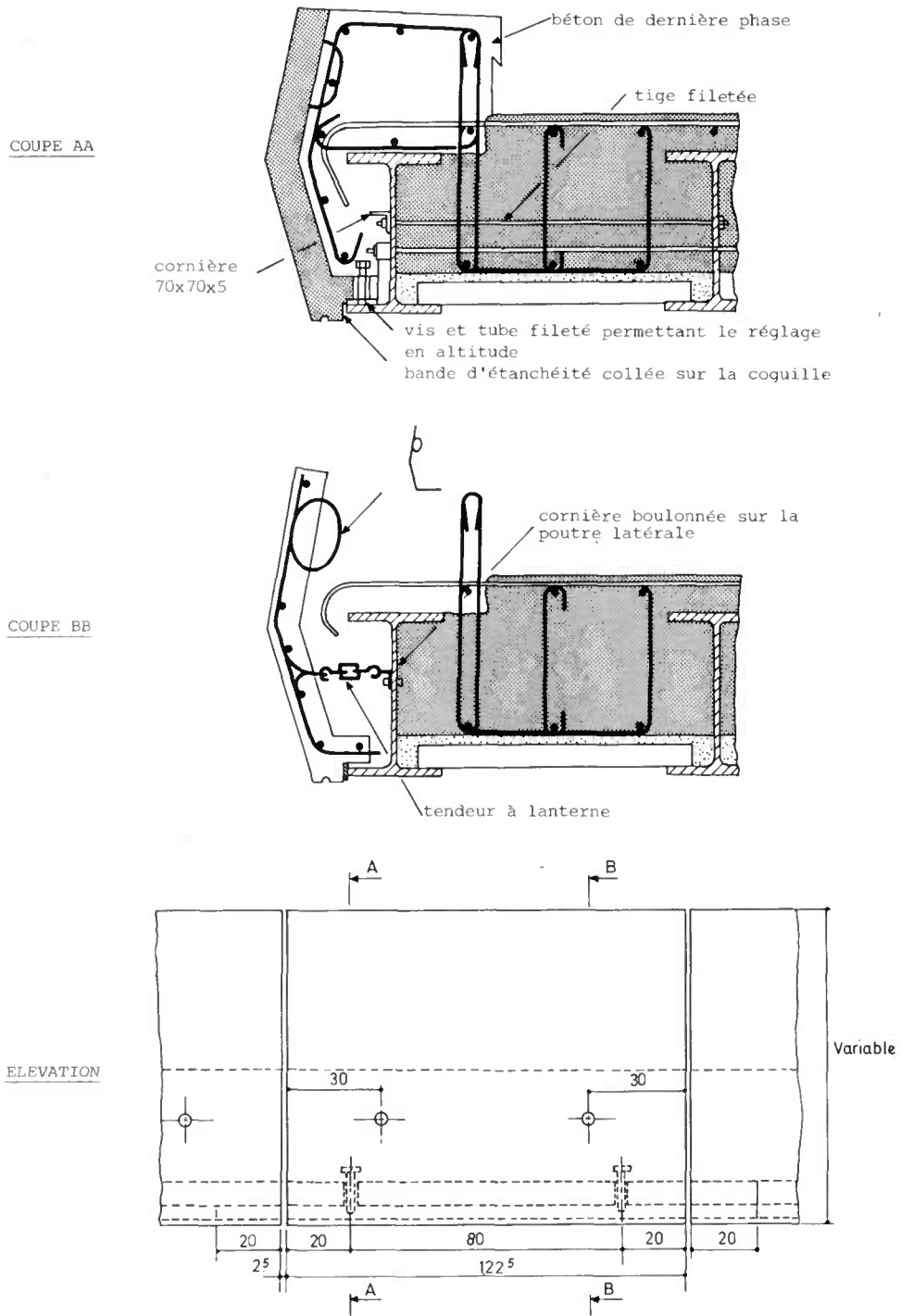


Figure 11 : Corniche partiellement préfabriquée

c) Corniches métalliques

Ce type de corniche présente l'avantage de la légèreté et d'une mise en oeuvre relativement aisée dans la mesure où tous les éléments sont préparés en atelier. En contrepartie, cette solution nécessite un système de protection efficace, et de l'âme de la poutrelle, non enrobée et susceptible d'être soumise à condensation, et des corps d'ancrage des câbles (figure 12).

Le bardage peut être constitué par des tôles d'aluminium ou des tôles d'acier galvanisé et laqué.

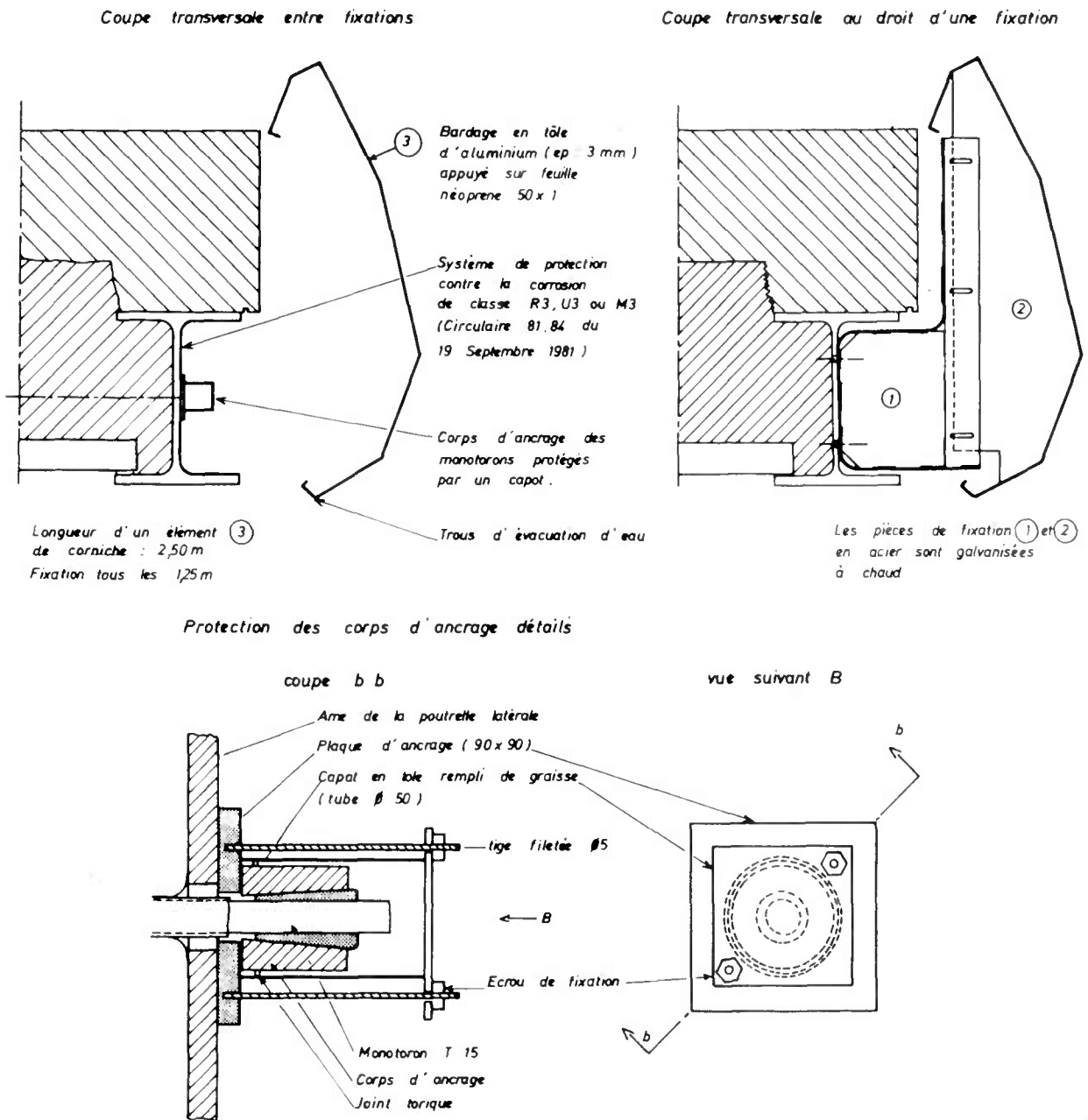
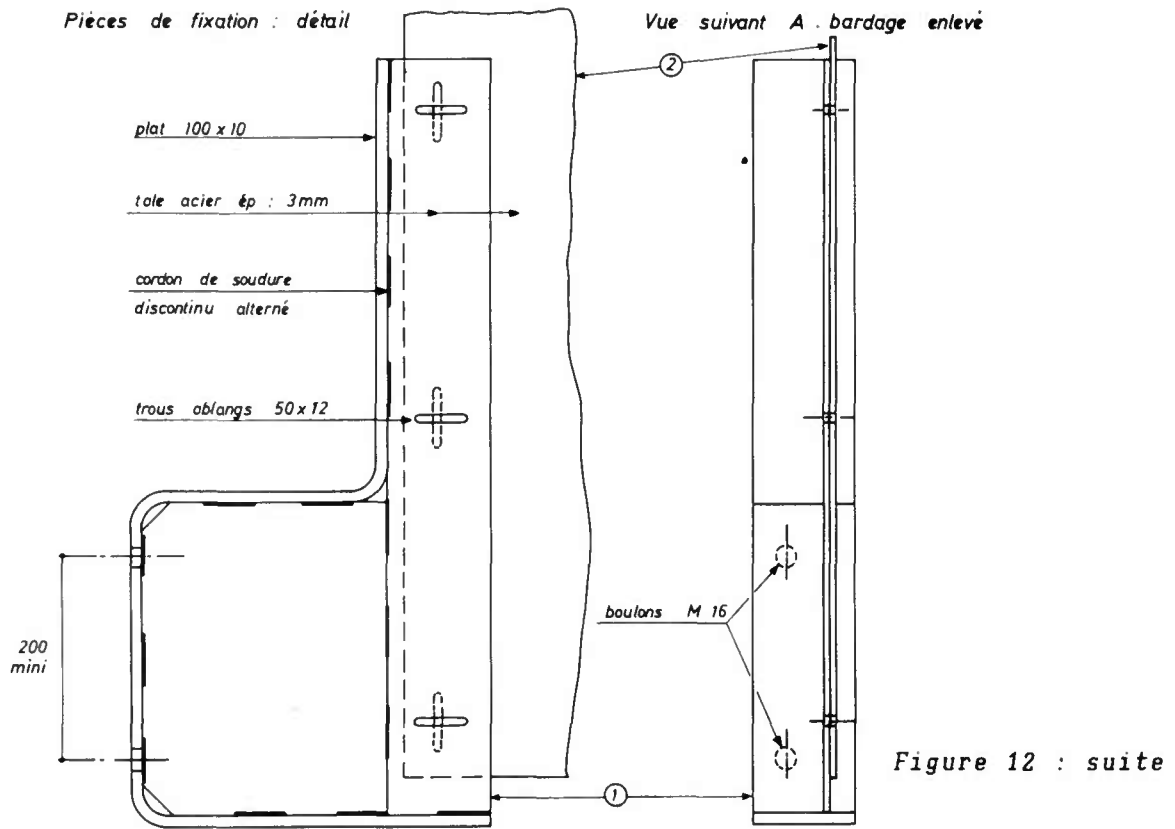


Figure 12 : Corniche métallique



3.3. APPUIS

Les appuis sont identiques à ceux d'un pont dalle en béton armé ou en béton précontraint. Toutefois, le nombre d'appareils d'appui plus élevé entraîne certaines exigences.

3.3.1. Culée

Les appuis d'un ouvrage à travée unique sont des culées massives avec mur de front et murs en ailes ou en retour. Les culées d'un ouvrage à plusieurs travées sont en général des culées semi-enterrées constituées de fûts couronnés par un chevêtre (figure 13).

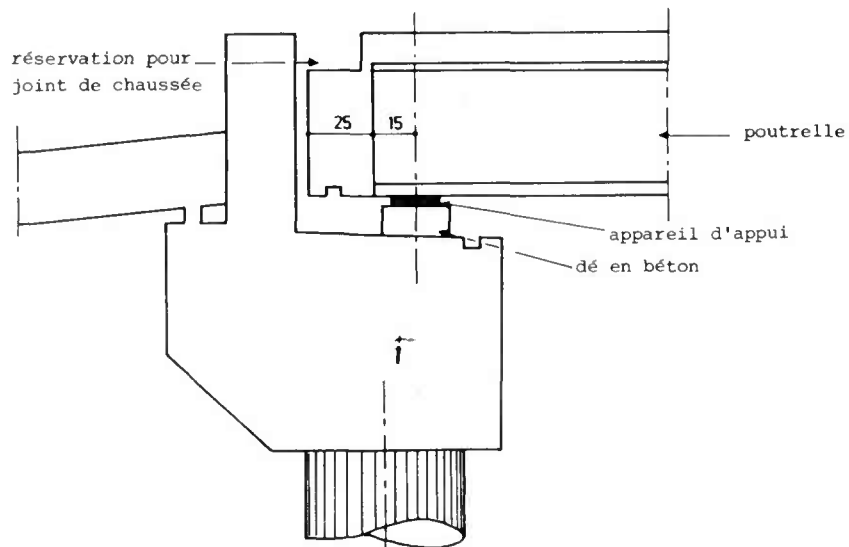


Figure 13 : Détail sur culée

a) Longueur d'about du tablier

Cette longueur dépend des dimensions de la réservation pour le joint de chaussée prévu. Elle est en général de l'ordre de 0,40 m.

b) Nivellement des sommiers

Plusieurs solutions peuvent se présenter selon les caractéristiques du tablier : pente longitudinale et transversale, biais. Dans la mesure du possible, l'horizontalité des assises doit être recherchée.

Pente transversale

L'horizontalité peut être obtenue en adoptant un nivellement du sommier en escalier : chaque degré de cet escalier correspondant à l'appui d'une poutrelle. Toutefois, afin de préserver des possibilités ultérieures de vérinage, il est conseillé d'intercaler un dé en béton entre l'appareil d'appui et le sommier.

On peut aussi adopter la solution suivante (figure 14) : chaque appareil d'appui repose sur un dé en béton fretté, dont la face supérieure est horizontale.

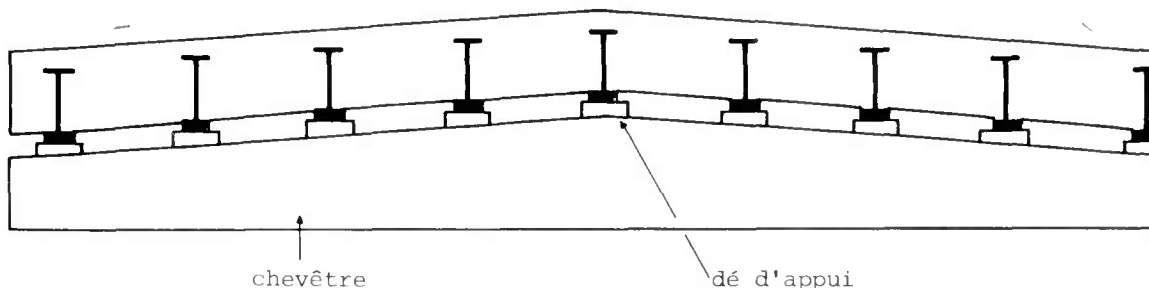


Figure 14 : Appui du tablier sur le sommier.

Lorsque la pente transversale est très faible (inférieure à 2%) on pourra admettre que la face supérieure des dés suive cette pente.

Pente longitudinale

Nous conseillons dans ce cas de prévoir une plaque intercalaire biaise, soudée sur la semelle ou le couvre-joint inférieur, de façon à conserver une assise horizontale (figure 15).

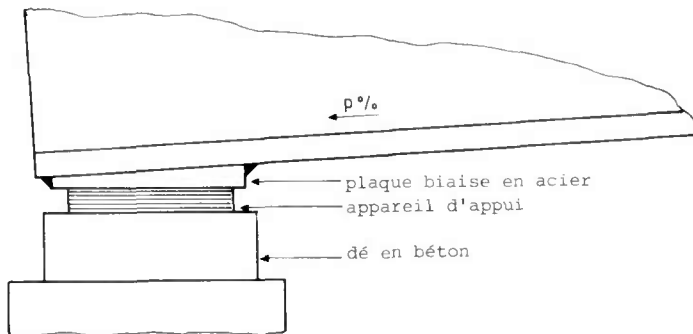


Figure 15 : Pente longitudinale du tablier.

3.3.2. Piles

Le voile continu en béton armé semble la meilleure solution, compte tenu du nombre assez important d'appareils d'appui.

Toutefois une pile peut être constituée par des fûts surmontés d'un chevêtre (figure 16) ou un voile échancré (figure 17).

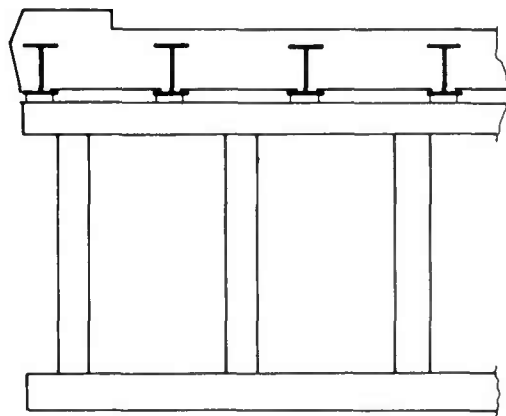


Figure 16 : Fûts et chevêtre

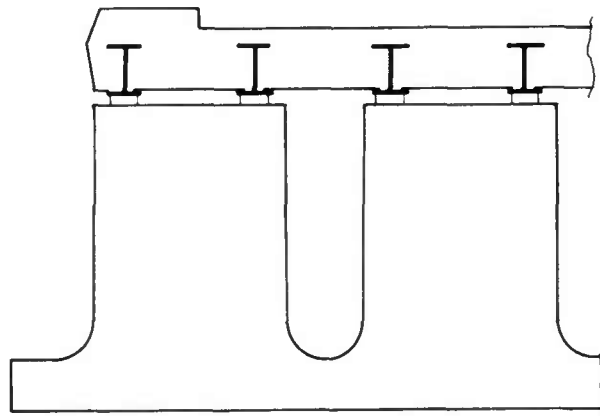


Figure 17 : Voile échancré

3.3.3. Dispositions pour vérinage éventuel

Il est nécessaire de prévoir autant de vérins que d'appuis sous peine d'augmenter de façon disproportionnée le ferrailage de la dalle : chevêtres incorporés et aciers de poinçonnement. La solution idéale consisterait à placer chaque vérin sous une semelle des poutrelles, accolé à un appareil d'appui, mais cette solution conduirait à une largeur excessive des têtes d'appui.

Nous proposons donc de réserver des emplacements de vérinage à côté de chaque poutrelle comme indiqué sur la figure 18. Il est nécessaire de prévoir une assise horizontale sur le sommier et une plaque de béton frettée incorporée à la sous face de la dalle.

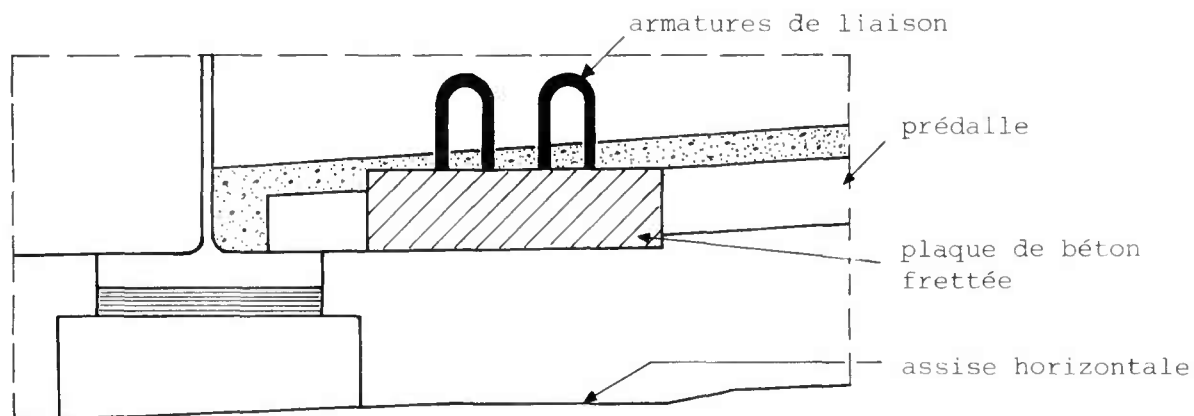


Figure 18 : Dispositif de vérinage.

3.4. EXEMPLE DE RÉALISATION

A titre d'illustration, nous rendons compte ci-dessous de la construction d'un ouvrage franchissant la Route Nationale 10 à Saint-Cyr-l'Ecole (Yvelines). Ce pont dont le tablier a été conçu par le Département Ouvrages d'Art du SETRA, a été réalisé par l'entreprise RAZEL, sous la maîtrise d'oeuvre de l'Arrondissement de Saint-Quentin-en-Yvelines de la Direction Départementale de l'Équipement des Yvelines.

3.4.1. Description de l'ouvrage

a) Caractéristiques géométriques

La longueur moyenne du tablier (figure 19), mesurée dans l'axe de l'ouvrage, est de 65,50 m répartie en quatre travées de longueurs moyennes respectives : 13 m - 18,11 m - 18,51 m et 15,08 m.

Le biais géométrique, variable selon les appuis (figure 20), est compris entre 82,277 gr. sur la culée Ouest et 94,263 gr. sur la culée Est.

Bien que l'axe de la voie rapide G12 présente un rayon en plan de 2000 m, le tablier est rectiligne, au prix d'une surlargeur de 37 cm. Sa largeur totale est de 29,84 m et sa largeur utile de 28,67 m mesurée entre dispositifs de sécurité (figure 21). La forme en toit de la section transversale est obtenue par différence de niveau des appuis, permettant ainsi de garder une épaisseur constante à la structure.

b) Matériaux utilisés

L'ossature métallique est constituée par 13 poutrelles, HEB 600 et HEA 600 rendues continues sur appui par des couvre-joints assemblés par boulons à haute résistance. Ces profilés, en acier E 36 qualité 2, ont été laminés à VALENCIENNES par USINOR, qui en a de plus assuré le cintrage de façon à leur donner les contre-flèches nécessaires à la résorption des déformations dues à l'ensemble des charges permanentes. Les établissements J. RICHARD-DUCROS d'ALES en ont assuré le parachèvement : perçage, grenailage, fabrication des barres de contreventement et des couvre-joints, dans leurs ateliers de CHARMES (Vosges). Enfin, l'application du système de protection, métallisation et peinture époxydique, sur les ailes inférieures des poutrelles a été sous-traitée à la société ANTI-CORROSION de BRIE-COMTE-ROBERT.

Les coffrages de la sous face du tablier sont constitués par des bacs métalliques nervurés COFRASTRA 70, fixés sur les ailes inférieures des poutrelles par clous HILTI ENPH3. Ces bacs servent d'armatures et de coffrage à la prédalle qui supporte le béton d'enrobage.

Le béton de la structure est un béton de granulats légers de masse volumique sèche 1,55 t/m³. Sa fabrication a été assurée par UNIBÉTON dans sa centrale de NOISY-LE-ROI. Les granulats sont des schistes expansés fabriqués à JAVRON par la Société LES GRANULATS EXPANSÉS DE LA MAYENNE.

La composition du béton est la suivante pour 1 m³ :

- ciment CPA 55	350 kg
- sable 0/4	723 kg
- granulex 8/12,5	389 kg (720 l)
- adjuvant CERPLAST	0,875 kg
- eau	200 l

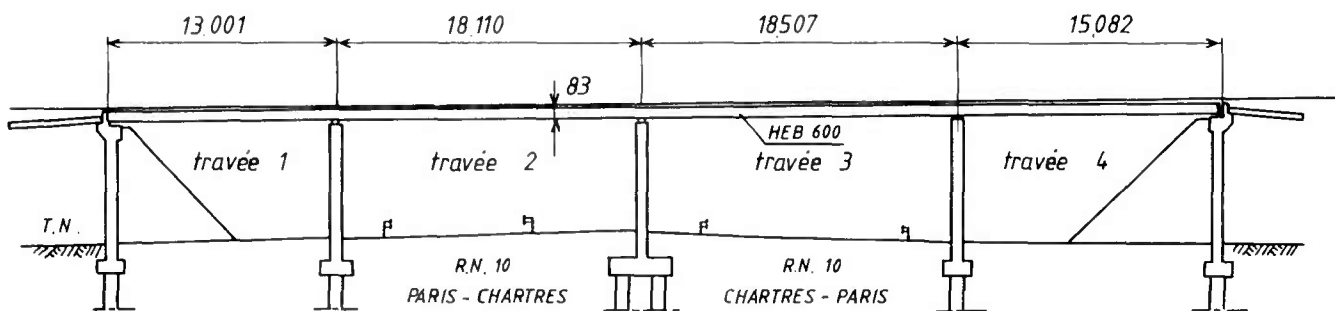


Figure 19 : Coupe longitudinale dans l'axe de l'ouvrage.

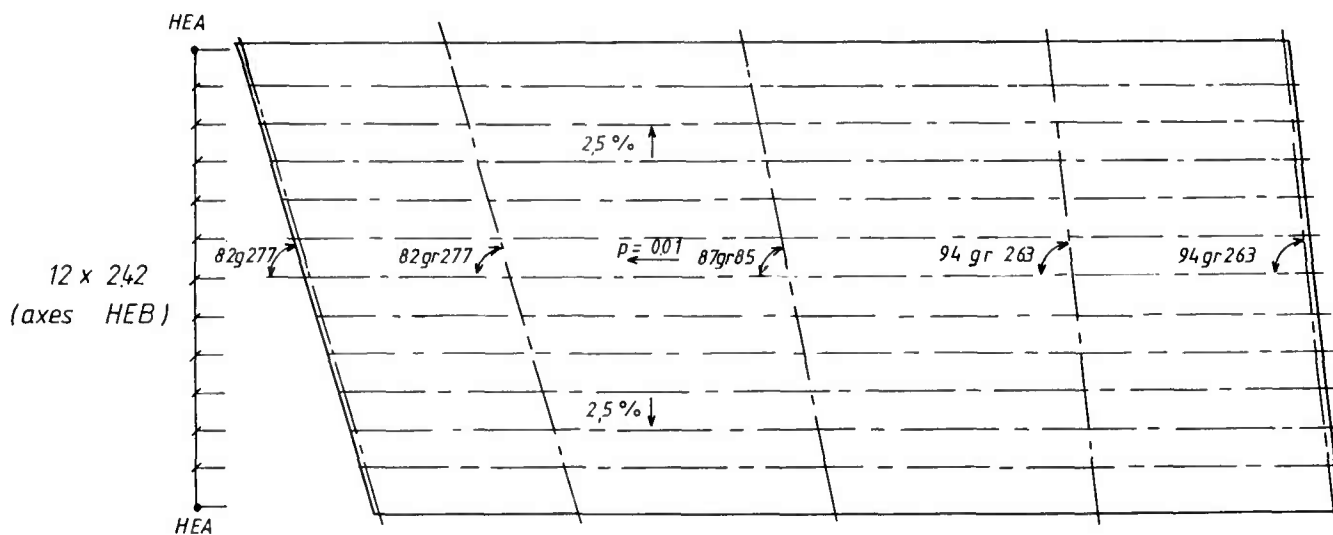


Figure 20 : Vue en plan.

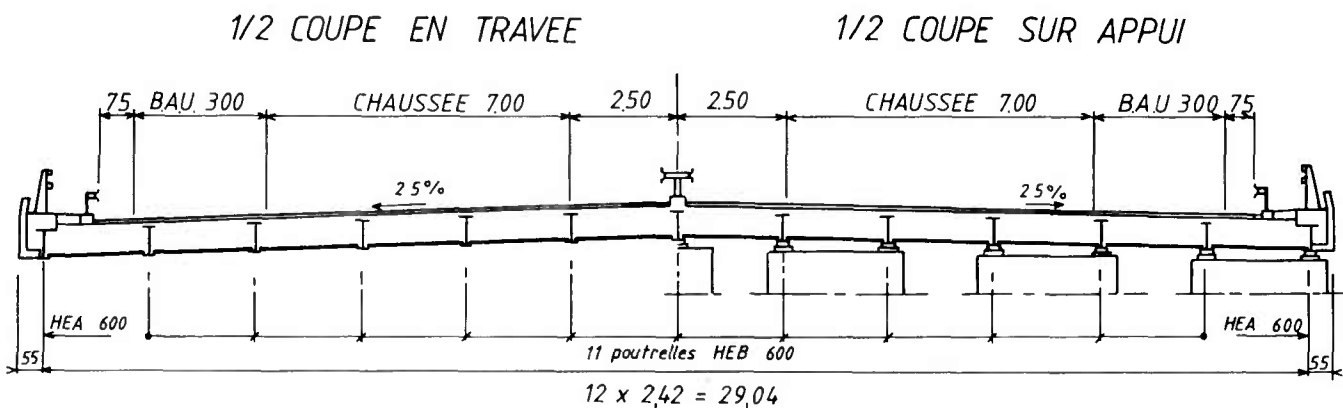


Figure 21 : Coupe transversale droite.

La solidarisation des poutrelles au béton est assurée par une précontrainte transversale constituée par des monotorons T15, classe III TBR, en provenance des tréfileries de CHIERS-CHATILLON-GORCY, livrés graissés sous gaine plastique par la société VSL de BOULOGNE BILLANCOURT, qui en a de plus assuré la mise en oeuvre.

3.4.3. Exécution du tablier

La mise en chantier de l'ouvrage eut lieu en Octobre 1983. Les appuis, fondés sur pieux, étaient terminés en Mai 1984, date à partir de laquelle commencèrent les travaux d'exécution du tablier.

a) Montage de l'ossature

Les poutrelles ont été livrées sur le chantier à la mi-avril, stockées sur une aire propre et isolées du sol par des madriers.

Les opérations de pose ont débuté, de jour, dans la travée 4. Chaque poutrelle est posée directement sur ses appareils d'appui (figure 22) et est munie à une de ses extrémités du couvre-joint inférieur, fixé provisoirement sur lequel viendra s'appuyer la poutre homologue de la travée 3.

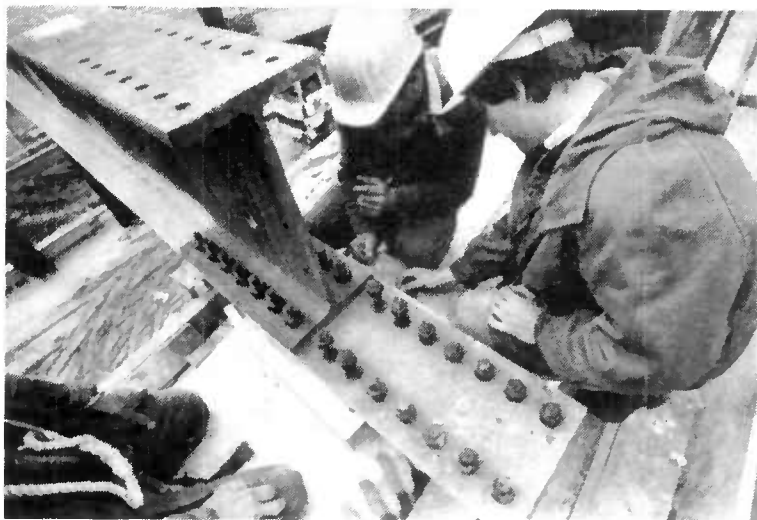


Figure 22 :

Poutrelle posée sur son appareil d'appui et munie du couvre-joint inférieur.

Pendant cette opération, la poutre est maintenue suspendue à ses élingues, celles-ci n'étant enlevées qu'après fixation des barres de contreventement UAC 70 X 40 la reliant aux poutres déjà posées. La première poutre posée est provisoirement fixée à des tiges métalliques scellées dans le sommier des piles.

La pose des poutrelles dans la travée 3 contiguë s'est déroulée de nuit, après mise en place d'une déviation provisoire du trafic circulant dans le sens Province-Paris. Cette déviation empruntant la voirie locale fut mise en place à 21 heures et la pose des poutrelles débuta vers 22^h30.

Les poutrelles sont reprises sur l'aire de stockage par une seconde grue et amenées à pied d'oeuvre sur un camion. L'engin de levage est placé sur la chaussée (figure 23).

Une extrémité des poutrelles est munie comme précédemment, du couvre-joint inférieur, tandis que l'autre est munie de son couvre-joint supérieur. Celle-ci est brochée à l'extrémité du tronçon déjà mis en place dans la travée 4, puis fixée provisoirement par quelques boulons.

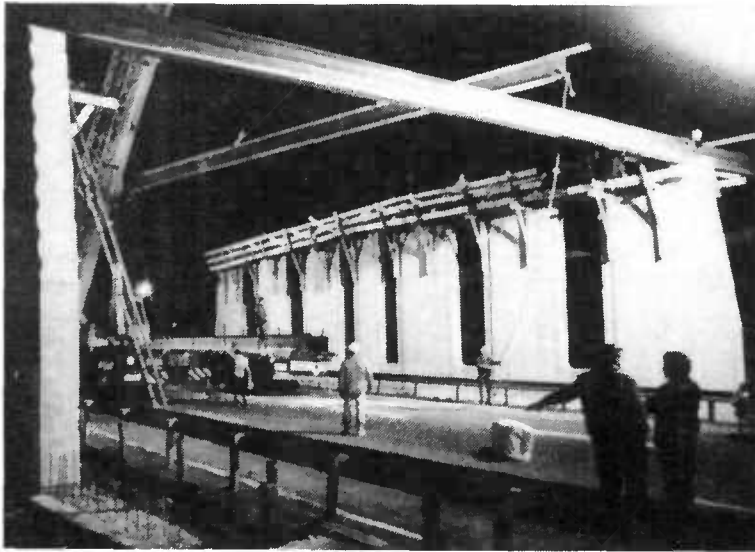


Figure 23 :

Pose nocturne des poutres dans la travée 3.

La déviation provisoire fut levée à 6^h30, avant l'afflux de véhicules des heures de pointe du matin. Compte tenu d'une interruption d'une heure en milieu de nuit, la pose des 13 poutrelles de la travée 3 s'est donc déroulée en 7 heures.

Les poutres de la travée 2 ont été mises en place de la même façon la nuit suivante, le trafic circulant dans le sens Paris-Provence ayant été basculé sur la chaussée Province-Paris, rendue bidirectionnelle pour la circonstance. L'expérience acquise la nuit précédente aidant, la durée des opérations de pose fut notablement réduite : 5 heures au lieu de 7 heures. La durée moyenne de pose d'une poutrelle comprenant le temps nécessaire à la reprise sur l'aire de stockage et le transport à pied d'oeuvre, fut ainsi inférieure à 25 minutes.

Enfin le montage des poutres de la travée 1 a eu lieu le jour suivant, hors circulation (figure 24).



Figure 24 :

Pose des poutrelles dans la dernière travée.

Toutes les opérations de montage de l'ossature qui viennent d'être décrites se sont déroulées en 2 jours et 2 nuits et ont été effectuées par l'entreprise elle-même sans recours à une entreprise spécialisée dans le montage des charpentes métalliques.

Les assemblages définitifs des couvre-joints sur appui ont été réalisés les jours suivants : premier serrage des boulons hr à 70% de la valeur du couple nécessaire puis serrage définitif à la clé dynamométrique.

b) Réalisation de la prédalle

Les bacs métalliques COFRASTRA sont en tôle d'acier d'épaisseur 0,75 mm, galvanisée à chaud en continu, la charge en zinc étant de 400 g/m², livrés en plaques de 0,76 x 2,20 m.

Du fait de leur légèreté, ces bacs sont mis en place manuellement (figure 25), et cloués sur les ailes inférieures des poutrelles (figure 26) au fur et à mesure de leur pose, à raison d'une fixation par creux d'onde.

Les extrémités des nervures sont obturées par un bouchon en mousse prédécoupé. Enfin un treillis soudé PS 106 est disposé à la surface du coffrage.



Figure 25 :

Mise en place des bacs métalliques assurant le coffrage de la prédalle.

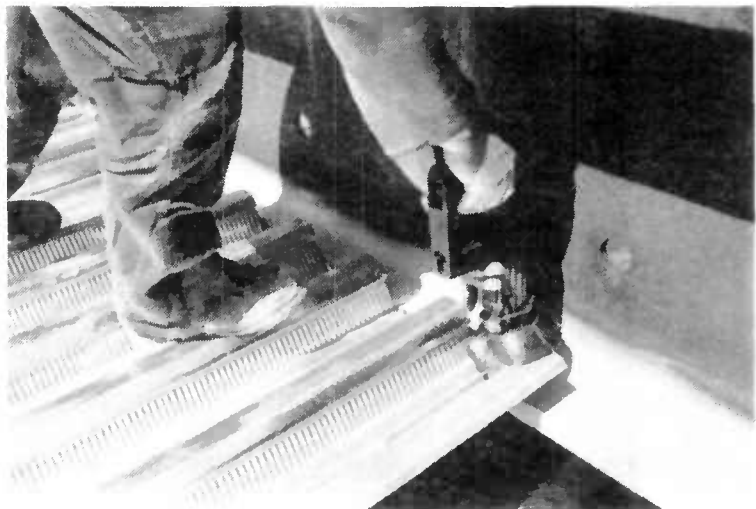


Figure 26 :

Clouage d'un bac sur l'aile inférieure de la poutrelle.

Sur ce coffrage est coulée une chape de béton de façon à former une prédalle d'épaisseur totale 11 cm. le béton utilisé est un béton léger de densité sèche $1,85 \text{ t/m}^3$, donc plus lourd que le béton d'enrobage de l'ossature, mais présentant sur ce dernier l'avantage de pouvoir être mis en oeuvre à la pompe (figure 27).

Les étriers en forme de U, fixés au treillis armant la prédalle et la rugosité de la surface de cette dernière (figure 27) assureront sa liaison avec le reste de l'ossature.



Figure 27 :
Bétonnage de la
prédalle.

c) Ferrailage de la dalle

Le ferrailage longitudinal est constitué par des cages d'armatures préfabriquées, conçues de façon à pouvoir être glissées entre les poutrelles (figure 28).

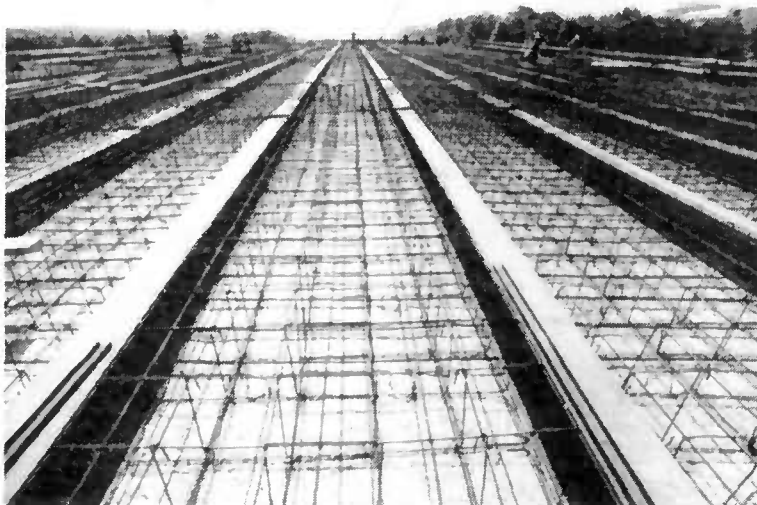


Figure 28 :
Cages d'armatures
passives glissées
entre les poutrel-
les

Les torons de précontrainte ont été livrés en couronne sur tourets. Les colis sont hissés sur le tablier, où les câbles sont alors coupés à longueur puis enfilés dans les trous prévus à cet effet dans la partie basse des âmes (figure 29). Etant donné la souplesse des câbles, cette opération s'est déroulée sans difficulté particulière, d'autant plus que la disposition des armatures passives verticales avait été conçue de façon à ne pas gêner la mise en oeuvre de la précontrainte.

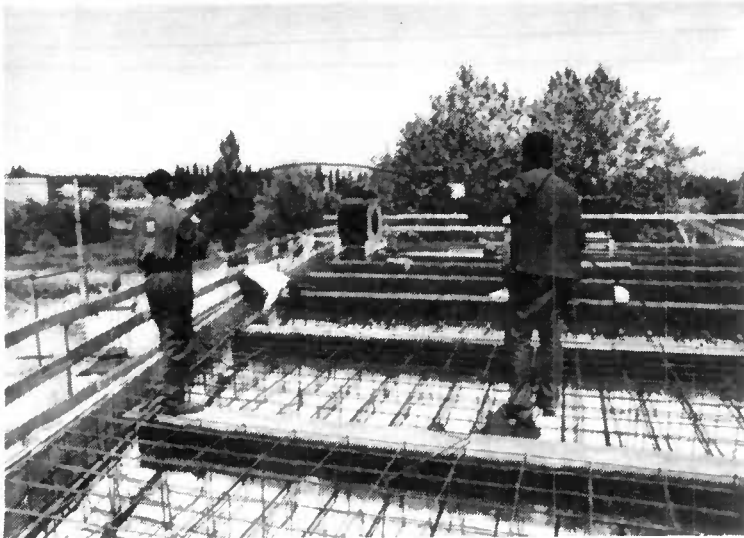


Figure 29 :
Mise en oeuvre des câbles de précontrainte.

Les câbles, dont le tracé est rectiligne, sont perpendiculaires aux poutres et présentent les mêmes espacement et excentrement sur toute la longueur de l'ouvrage. Dans les angles aigus sur culée, les extrémités des câbles, qui seront noyées dans le béton lors du coulage du tablier, sont munies d'un ancrage fixe par manchon filé reposant sur l'âme d'une poutrelle courante par l'intermédiaire d'une plaque intercalaire.

Enfin, les câbles ont été légèrement prétendus avant le bétonnage afin de supprimer les supports intermédiaires entre les poutres qui auraient été nécessaires pour leur conserver un tracé rectiligne. Nous reviendrons plus loin sur le matériel utilisé pour les opérations de mise en tension.

Le ferrailage de la dalle est complété en dernier par la mise en place des armatures passives transversales de la face supérieure (figure 30).

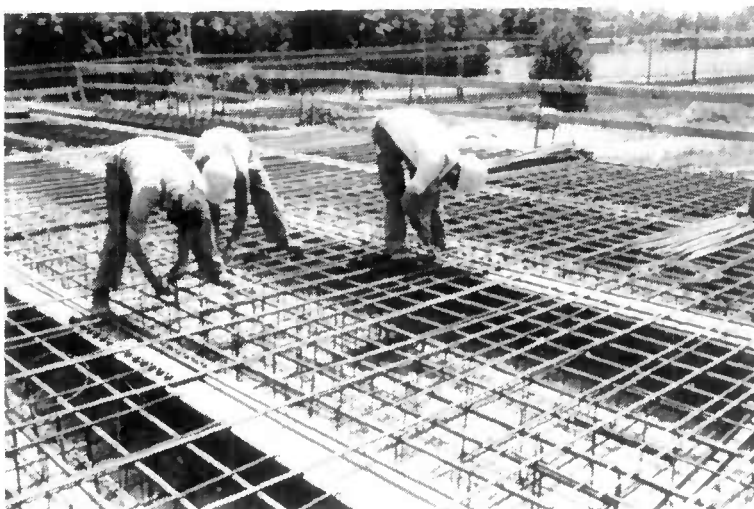


Figure 30 :
Mise en place du ferrailage transversal supérieur.

d) Bétonnage du tablier

Le volume total du béton à mettre en oeuvre atteignait 1100 m^3 . Pour éviter le soulèvement des poutrelles sur culées et les tractions dans le béton jeune au-dessus des appuis intermédiaires, il fut décidé de bétonner le tablier en cinq phases, schématisées sur la figure 31, réparties sur une semaine.

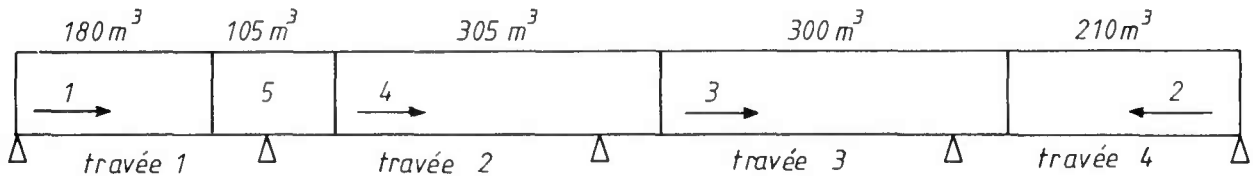


Figure 31 : Phases et sens du bétonnage.

Les volumes à mettre en oeuvre dans chaque phase ont été respectivement de 180, 210, 300, 305 et 105 m^3 .

Le bétonnage des phases 1, 2 et 5, concernant les travées latérales du tablier s'est déroulé de jour, alors que celui des phases 3 et 4, au dessus des chaussées de la RN 10 s'est effectué de nuit, avec, comme pour la pose des poutrelles dans ces travées, et selon les mêmes modalités, déviation du trafic de la RN 10.

Le béton a été mis en oeuvre à la benne, par deux équipes (figure 32).

Les arrêts de bétonnage entre deux phases sont réalisés, dans les zones dites de "moment nul", par un grillage à mailles fines pris dans les armatures.

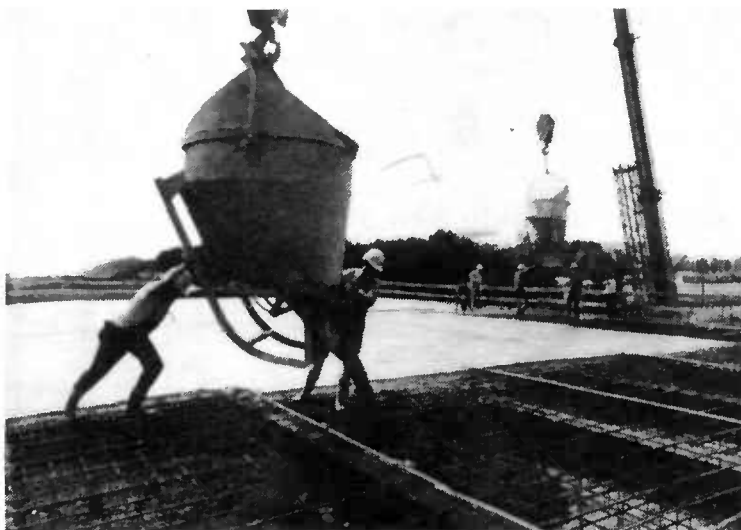


Figure 32 :
Bétonnage du
tablier.

e) Mise en tension des câbles

Elle s'est déroulée la semaine suivant le bétonnage, le béton le plus jeune étant âgé de cinq jours.

Le tirage des câbles se fait à partir du tablier (figures 33 et 34). Le vérin est suspendu à une potence, elle-même fixée à un châssis monté sur roulettes pour faciliter son déplacement et portant la pompe de mise en tension.

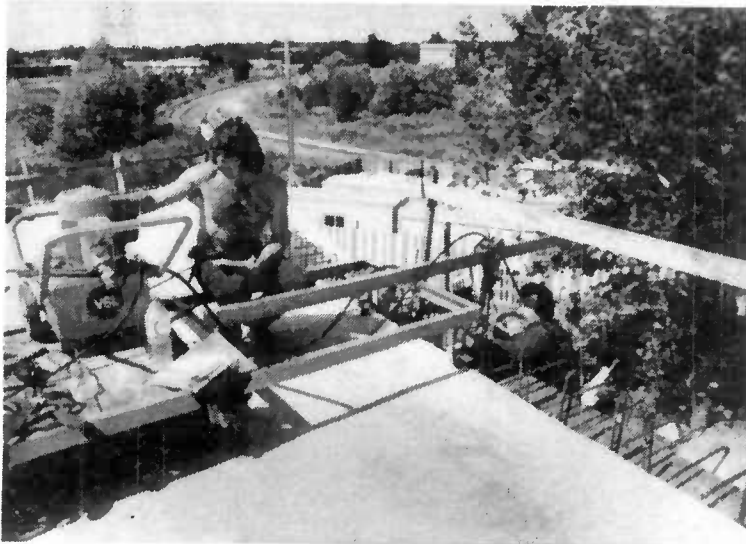


Figure 33 :

Matériel de mise en tension : pompe montée sur châssis mobile.

Figure 34 :

Matériel de mise en tension : vérin suspendu à une potence.



f) Réalisation des corniches et des équipements

Les corniches ont été préfabriquées en éléments de 1,225 m par la Société SOGETREL (figure 35). Ces éléments ont une double fonction :

- un rôle de coffrage du béton qui assure l'enrobage de la poutre latérale et l'ancrage des dispositifs de retenue ;

- un rôle esthétique de par leur parement particulièrement soigné ; réalisés en béton de ciment blanc, ces éléments ont reçu sur leur partie en saillie un revêtement en gravillons lavés.

D'un poids relativement élevé, environ 600 kg, ces éléments ont été mis en place à la grue. Ils ont d'abord été stockés sur le tablier, près des bords libres, puis repris un à un par une grue placée soit en bordure de chaussée, soit sur le terre-plein-central, en neutralisant une voie de circulation, afin d'éviter des manutentions au-dessus d'une voie en service. Leur fixation est assurée par deux tendeurs à lanterne accrochés à une cornière 80 x 80 x 8 boulonnée sur l'âme de la poutre latérale. De plus ils reposent sur l'aile inférieure de la poutre par l'intermédiaire de deux vis logées dans des tubes filetés, qui permettent le réglage en altitude.

Le béton des contre-corniches, qui remplit aussi le vide entre les poutres latérales et les éléments préfabriqués est un béton traditionnel Q 350, nécessaire pour assurer un bon ancrage des dispositifs de sécurité (figure 35).

L'étanchéité du tablier est constituée par un complexe à feuilles préfabriquées B3A mis en oeuvre par la société CALFA. Après exécution de la couche d'imprégnation, et avant la pose des feuilles préfabriquées, un ragréage au bitume a été réalisé dans les rares zones présentant un état de surface irrégulier.



Figure 35 :

Mise en place des éléments de corniche.

Pour éviter toute discontinuité dans l'étanchéité les trois supports de glissières sont des longrines non ancrées, coulées sur celle-ci. Cette disposition facilitera de plus le remplacement des glissières centrales par un séparateur en béton lors de l'élargissement à 2 x 3 voies prévu à long terme.

3.4.4. Quantités mises en oeuvre et coût des travaux

Les principales quantités mises en oeuvre lors de l'exécution du tablier ont été les suivantes :

- acier laminé pour ossature métallique	:	180	t
- béton léger (y compris celui de la prédalle)	:	1 250	m ³
- armatures passives (aciers lisses, HA, treillis soudé)	:	58	t
- armatures de précontrainte	:	6	t
- coffrage métallique en tôle nervurée	:	1 750	m ²
- béton Q 350 pour contre corniches, support de glissières etc.	:	70	m ³

Ce qui donne, rapporté au mètre carré de surface utile du tablier :

- acier laminé	:	96	kg
- armatures passives	:	27	kg
- armatures actives	:	3,2	kg

La dépense totale a été de 7.200.000 F H.T., se décomposant en :

- coût des travaux préparatoires	:	600.000	F
- coût des appuis	:	3.000.000	F
- coût du tablier	:	3.000.000	F
- coût des équipements du tablier	:	600.000	F

Le coût moyen du mètre carré de tablier, seul, de 1 880 m² de surface utile, est donc inférieur à 1.600 F H.T., aux conditions économiques de fin 1983.

4 - PREDIMENSIONNEMENT D'UN PSIPAP

Le prédimensionnement d'un ouvrage à travées continues peut se faire au choix, soit à partir des moments sur appui, soit à partir des moments en travée, en général plus faibles en valeur absolue. Dans ce cas, les assemblages, outre leur rôle d'assurer la continuité des poutrelles sur appui, sont dimensionnés pour absorber "la pointe" locale de moment négatif : les couvre-joints de semelles assurent donc, en outre, un rôle de renfort en combinaison avec les aciers passifs disposés en chapeaux sur appui (cf. annexe 2 § 3).

Cette dernière solution, a priori séduisante, car diminuant le nombre des poutrelles et donc le poids d'acier laminé à mettre en oeuvre, doit faire l'objet d'une étude économique. En effet, le gain attendu sur la diminution du poids d'acier peut être compensé par le supplément de coût du parachèvement : augmentation du nombre de trous et de boulons.

4.1. RECHERCHE DES EFFORTS DANS LA STRUCTURE

La méthode de prédimensionnement proposée repose sur deux séries d'abaques, qui sont basés sur l'état-limite de service.

La première étape consiste à rechercher la valeur des moments de flexion longitudinaux dus aux charges de superstructures et d'exploitation. Ces moments sont de la forme $M = M_{gs} + 1,2 M_q$ où M_{gs} est le moment dû aux superstructures et M_q le moment dû aux charges routières ; ils sont calculés à l'aide de la première série d'abaques.

La deuxième étape consiste, à l'aide de la deuxième série d'abaques, à déterminer les caractéristiques de la section. Ces abaques intègrent les efforts dus au poids propre des poutrelles et du béton et donnent, pour des caractéristiques fixées a priori, les moments utiles disponibles pour reprendre les efforts de flexion dus aux superstructures et aux charges d'exploitation.

4.1.1. Domaine de validité des abaques

Les abaques permettant de déterminer les moments agissant à l'état limite de service, tant en travée que sur appui, ont été construits à partir des charges de type A pour des ouvrages à deux travées, à trois travées symétriques et à quatre travées symétriques.

En l'absence de convois militaires ou exceptionnels, les moments dus aux charges de type A sont prépondérants pour des ouvrages de portée supérieure à 15 m. En deçà de cette limite, les moments dus aux charges de type B deviennent déterminants.

4.1.2. Détermination des moments à l'ELS

$$\text{On pose } \alpha = \frac{l_{\min}}{l_{\max}}$$

avec : l_{\min} : portée biaise de la plus petite travée.
 l_{\max} : portée biaise de la plus grande travée.

Dans le cas d'un pont à 2 travées, la seconde travée est supposée la plus longue. Dans le cas d'un pont à 3 ou 4 travées symétriques, la travée intermédiaire est la plus longue.

a) Charges de superstructures

On a, en valeur absolue :

$$M_{gs} = \frac{(l_{\max})^2}{8} \cdot \beta_g \cdot Q_{\text{sup}}$$

Q_{sup} : densité de charges de superstructures en t/m²

β_g : coefficient tenant compte de la continuité, lu sur les abaques n°1 pour les moments extrêmes en travée et sur appui ($\beta_g=1$ pour une travée indépendante).

b) Charges d'exploitation

Les moments dus aux charges d'exploitation peuvent être mis sous la forme :

$$M_q = M_{q0} \cdot a_1 \cdot a_2 \cdot \frac{L_c}{B} \cdot \beta_q \cdot \lambda$$

- M_{q0} : moment de référence relatif à la travée de plus grande portée. Ce moment peut être calculé par la formule d'ajustement suivante:

$$M_{q0} = \frac{(l_{\max} + 8)(l_{\max} + 9)}{12}, \quad l_{\max} \text{ en m, } M_{q0} \text{ en t.m/m.}$$

Cette formule peut être utilisée pour l_{\max} compris entre 10 et 28 m, elle prend en compte forfaitairement les effets des charges de type A et des charges de type B.

- a_1, a_2 : Coefficients relatifs à A(1) du fascicule 61, titre II.

- L_c : Largeur chargeable.

- B : Largeur de la section résistante (cf § 4.2.2)

- β_q : Coefficient tenant compte de la continuité lu sur les abaques n°1 pour les moments extrêmes en travées et sur appuis ($\beta_q=1$ pour le moment en travée d'une travée indépendante).

- λ : Coefficient correcteur tenant compte de la décroissance de A(1) avec la longueur chargée.

On peut admettre, pour les domaines de portées considérés et avec une très bonne approximation que :

$$A(l_1) = A(l_0) \sqrt{\frac{l_0}{l_1}}$$

Il en résulte, compte tenu des longueurs à charger pour obtenir les moments extrêmes, que λ prend les valeurs suivantes :

- Moments en travée :

$$\lambda = 1 \quad \text{pour les travées de longueur } l_{\max},$$

$$\lambda = \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \quad \text{pour les travées de longueur } l_{\min}.$$

- Moments sur appui :

$$\lambda = \frac{1}{\sqrt{1+\alpha}} \quad \text{pour les appuis encadrés par deux travées de longueur } l_{\max} \text{ et } l_{\min},$$

$$\lambda = \frac{1}{\sqrt{2}} \quad \text{pour l'appui central d'un ouvrage à quatre travées symétriques (encadré par deux travées de longueur } l_{\max}).$$

4.2. DETERMINATION DE LA SECTION

Nous avons retenu, pour la construction des abaques, neuf profilés de type H, de dimensions normalisées (NF. A45.201), en acier E.36. Il a été admis que la couverture de béton au-dessus de la face supérieure des ailes des poutrelles possède une épaisseur de 12 cm.

4.2.1. Portées équivalentes

Les abaques n°2 ont été établis pour une travée indépendante, dans l'hypothèse d'emploi de béton traditionnel. Pour un ouvrage continu, on se ramène à ce cas en calculant la portée de la travée indépendante qui, sous le poids de la poutrelle et le poids du béton frais, entraînerait la même contrainte dans l'acier à mi-portée. On associe ainsi à chaque moment en travée et à chaque moment sur appui une portée dite portée équivalente. Par définition de β_g , on a :

$$l_e = l_{\max} \sqrt{\beta_g}$$

β_g étant le coefficient lu sur les abaques n° 1 pour la travée ou l'appui considérés.

Dans le cas d'emploi de béton léger, il faut tenir compte de la différence entre la masse volumique réelle et celle prise en compte dans les abaques. On prendra approximativement :

$$l_e = 0,825 l_{\max} \sqrt{\beta_g}$$

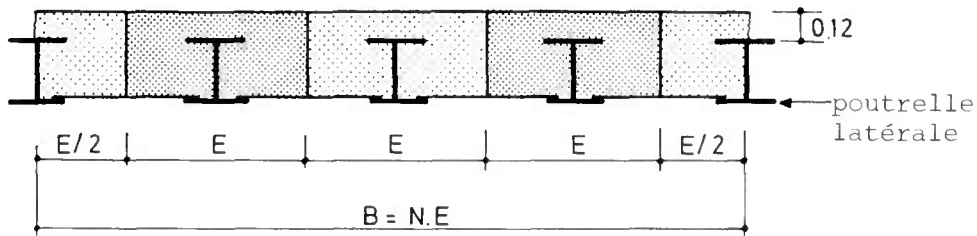
4.2.2. Choix de la section résistante

Les abaques n° 2 permettent de retenir une ou plusieurs sections types en fonction du moment agissant par mètre de section transversale et de la portée équivalente : choix du profilé et espacement correspondant.

Les moments qui figurent en ordonnée sur les abaques sont ceux qui restent disponibles une fois pris en compte le poids des poutrelles et du béton.

Le choix définitif se fera en fonction de l'espacement réel entre poutrelles $E = B/N$ (N : nombre d'espacements) et du critère de moindre consommation d'acier.

Remarque : la section résultant des abaques doit s'interpréter comme suit:



Le nombre de poutrelles est alors $N + 1$. Si les poutrelles choisies sont des HEB ou des HEM, les poutrelles latérales pourront être des HEA. En effet ces dernières sont moins sollicitées sous le poids du béton frais que les poutrelles courantes.

Le tableau suivant donne un cadre dont on pourra se servir pour établir le prédimensionnement de l'ouvrage.

Portées : _____ Classe de l'ouvrage : _____
 $l_{max} =$ _____ $\alpha =$ _____

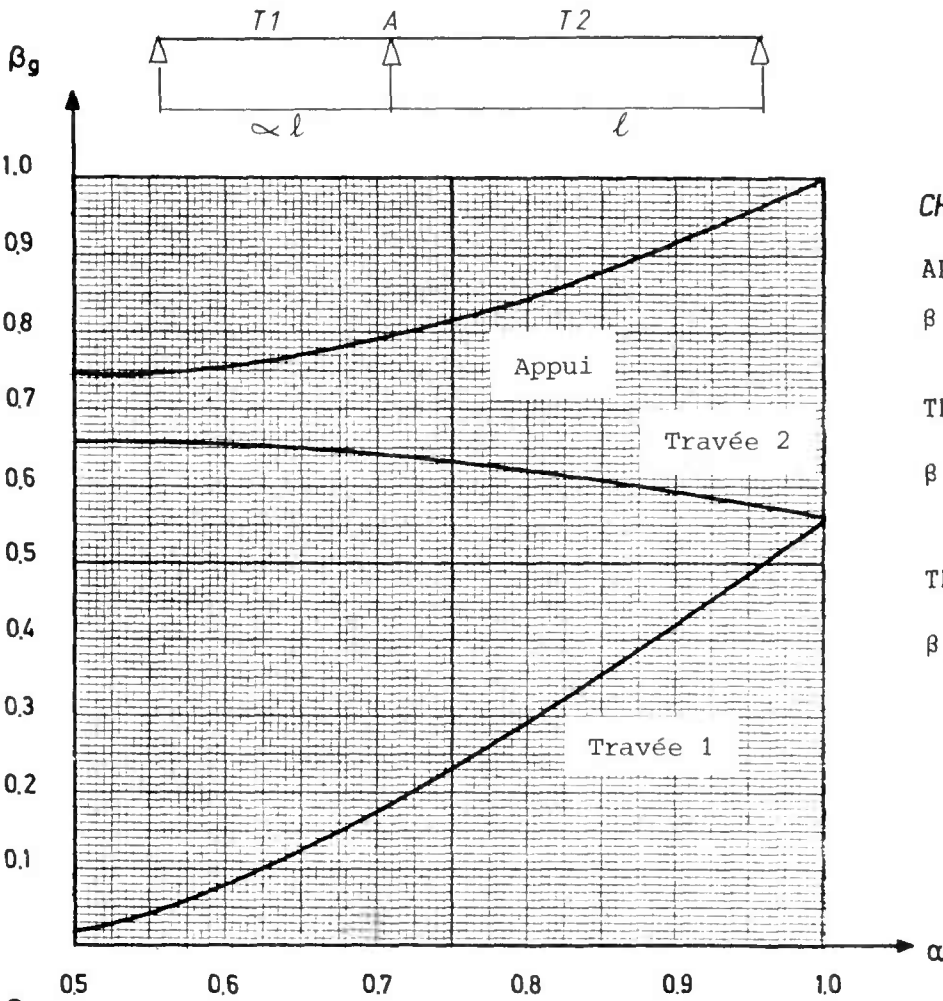
Superstructures :
 $Q_{sup} =$ _____ (t/m²) $M_{po} = \frac{(l_{max})^2}{8} \cdot Q_{sup} =$ _____ (t.m/m)

Charges d'exploitation
 $M_{q0} = \frac{(l_{max}+8)(l_{max}+9)}{12} =$ _____ (t.m/m)
 $a_1 =$ _____ $a_2 =$ _____ $L_c =$ _____ $B =$ _____
 $M_{ref} = M_{q0} \cdot a_1 \cdot a_2 \cdot \frac{L_c}{B} =$ _____ (t.m/m)

	Travée 1	Appui 1	Travée 2	Appui 2
β_g				
$M_{gs} = M_{po} \cdot \beta_g$				
β_q				
λ				
$1,2 M_q = 1,2 \cdot \beta_q \cdot \lambda \cdot M_{ref}$				
Moment agissant $M = M_{gs} + 1,2 M_q$				
Portées équivalentes				
. Béton trad. $l_e = l_{max} \cdot \sqrt{\beta_g}$	_____	_____	_____	_____
. Béton léger $l_e = 0,825 l_{max} \cdot \sqrt{\beta_g}$	_____	_____	_____	_____

Prédimensionnement retenu

ABaque NO 1.1 : 2 TRAVÉES SYMÉTRIQUES



CHARGES PERMANENTES

APPUI :

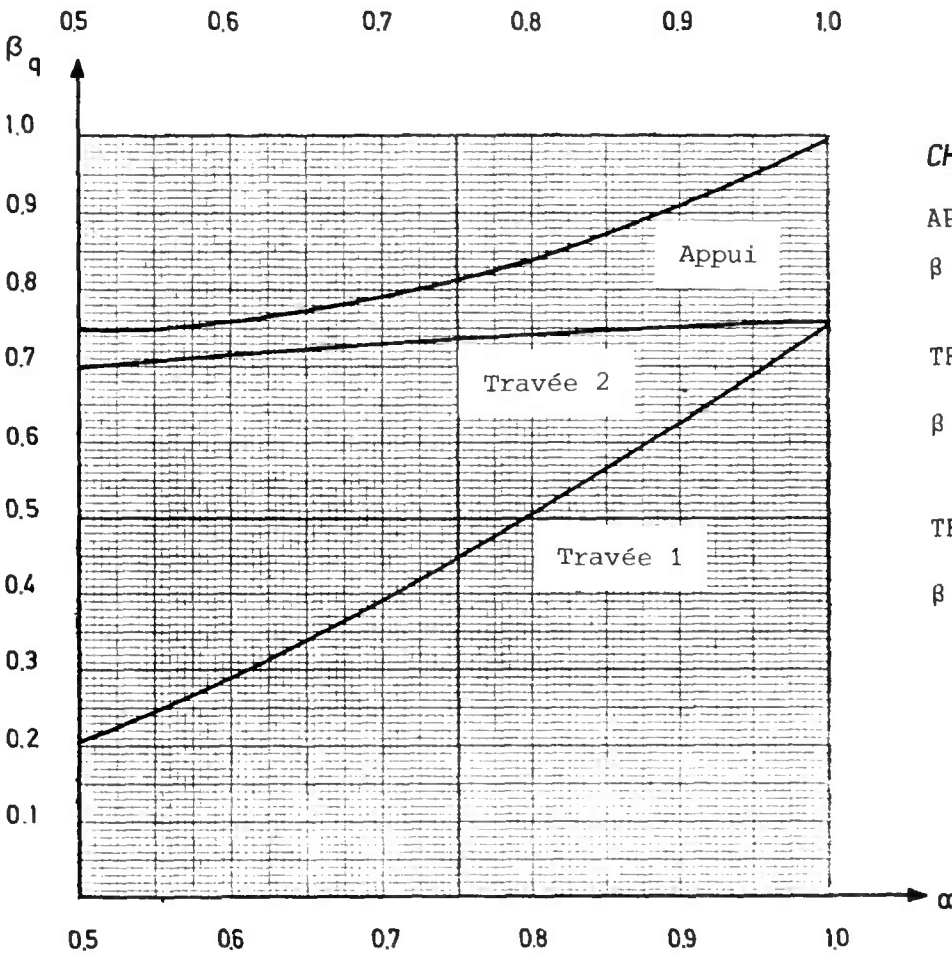
$$\beta = \frac{1+\alpha^3}{1+\alpha}$$

TRAVÉE 1 :

$$\beta = \left[\frac{3\alpha^2 + \alpha - 1}{4\alpha} \right]^2$$

TRAVÉE 2 :

$$\beta = \left[\frac{3 + \alpha - \alpha^2}{4} \right]^2$$



CHARGES D'EXPLOITATION

APPUI :

$$\beta = \frac{1+\alpha^3}{1+\alpha}$$

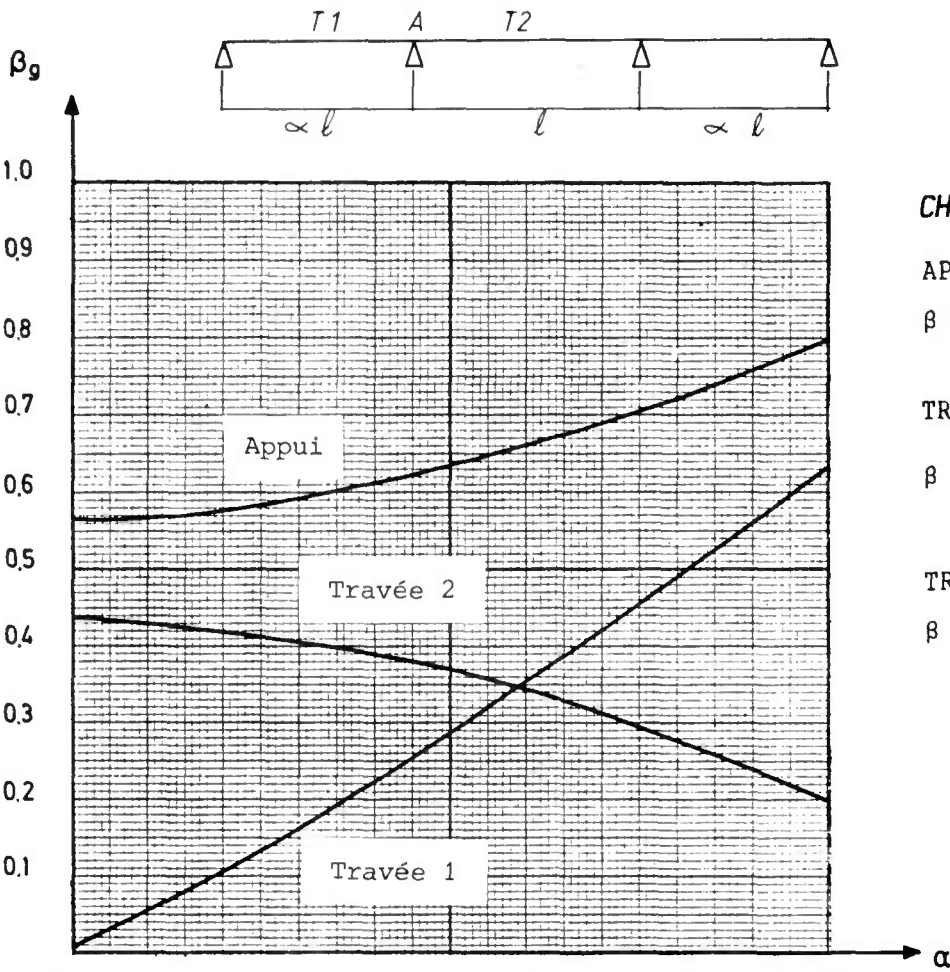
TRAVÉE 1 :

$$\beta = \left[\frac{\alpha(4+3\alpha)}{4(1+\alpha)} \right]^2$$

TRAVÉE 2 :

$$\beta = \left[\frac{3+4\alpha}{4(1+\alpha)} \right]^2$$

ABAQUE NO 1.2 : 3 TRAVEES SYMETRIQUES



CHARGES PERMANENTES

APPUI :

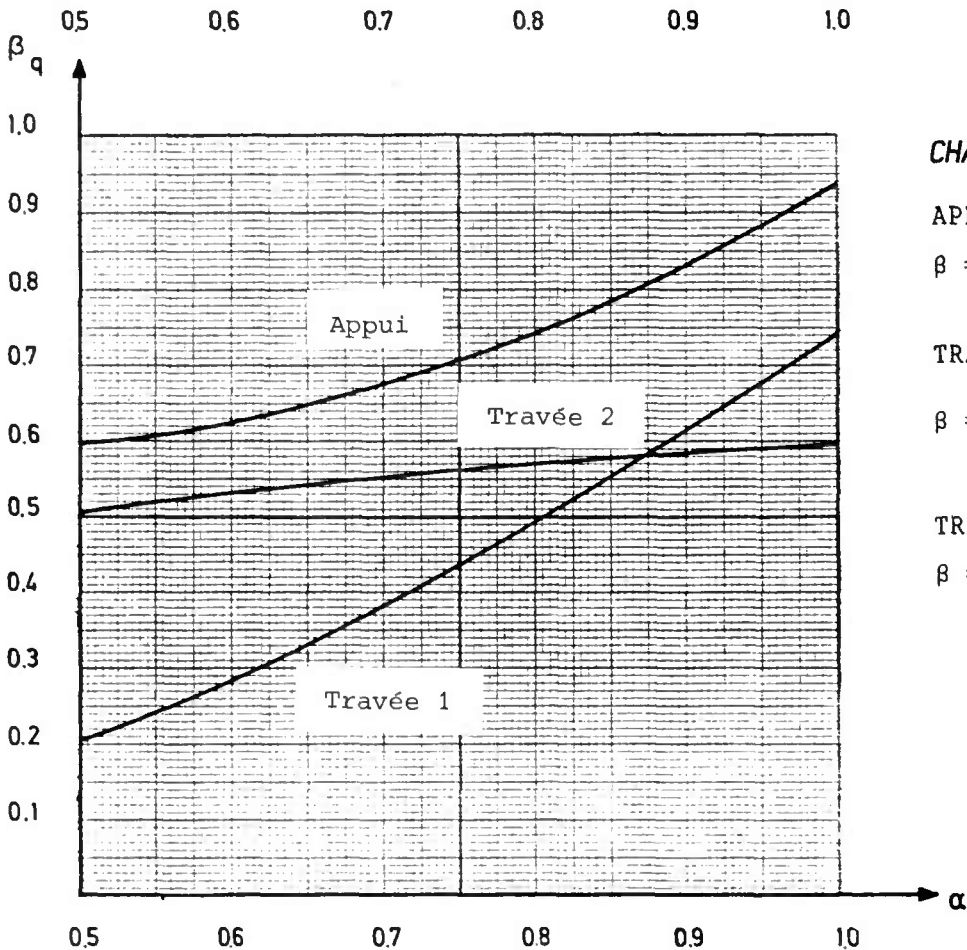
$$\beta = \frac{2(1+\alpha^3)}{2\alpha+3}$$

TRAVEE 1 :

$$\beta = \left[\frac{3\alpha^3+6\alpha^2-1}{2\alpha(2\alpha+3)} \right]^2$$

TRAVEE 2 :

$$\beta = \frac{1+2\alpha-2\alpha^3}{2\alpha+3}$$



CHARGES D'EXPLOITATION

APPUI :

$$\beta = \frac{2}{2\alpha+3} + \frac{4\alpha^3(1+\alpha)}{(2\alpha+1)(2\alpha+3)}$$

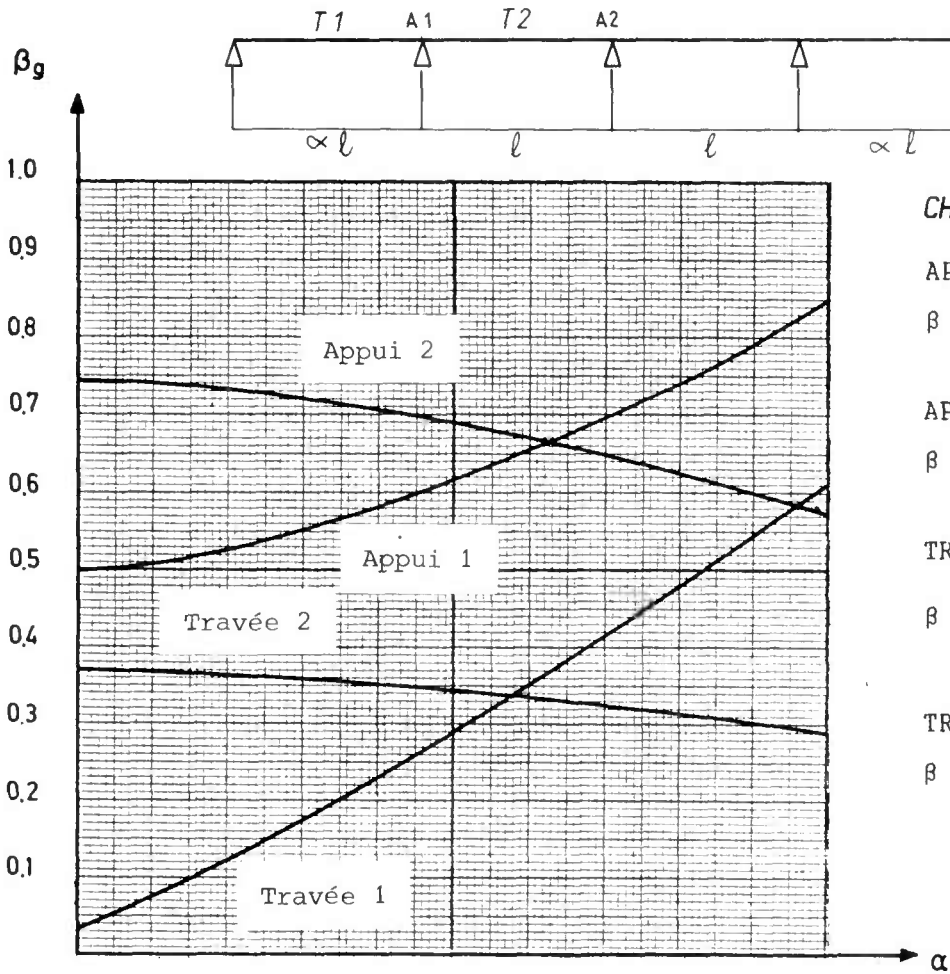
TRAVEE 1 :

$$\beta = \left[\frac{\alpha(3\alpha^2+7\alpha+3)}{(2\alpha+1)(2\alpha+3)} \right]^2$$

TRAVEE 2 :

$$\beta = \frac{2\alpha+1}{2\alpha+3}$$

ABAQUE NO 1.3 : 4 TRAVEES SYMETRIQUES



CHARGES PERMANENTES

APPUI 1 :

$$\beta = \frac{2(1+2\alpha^3)}{4\alpha+3}$$

APPUI 2 :

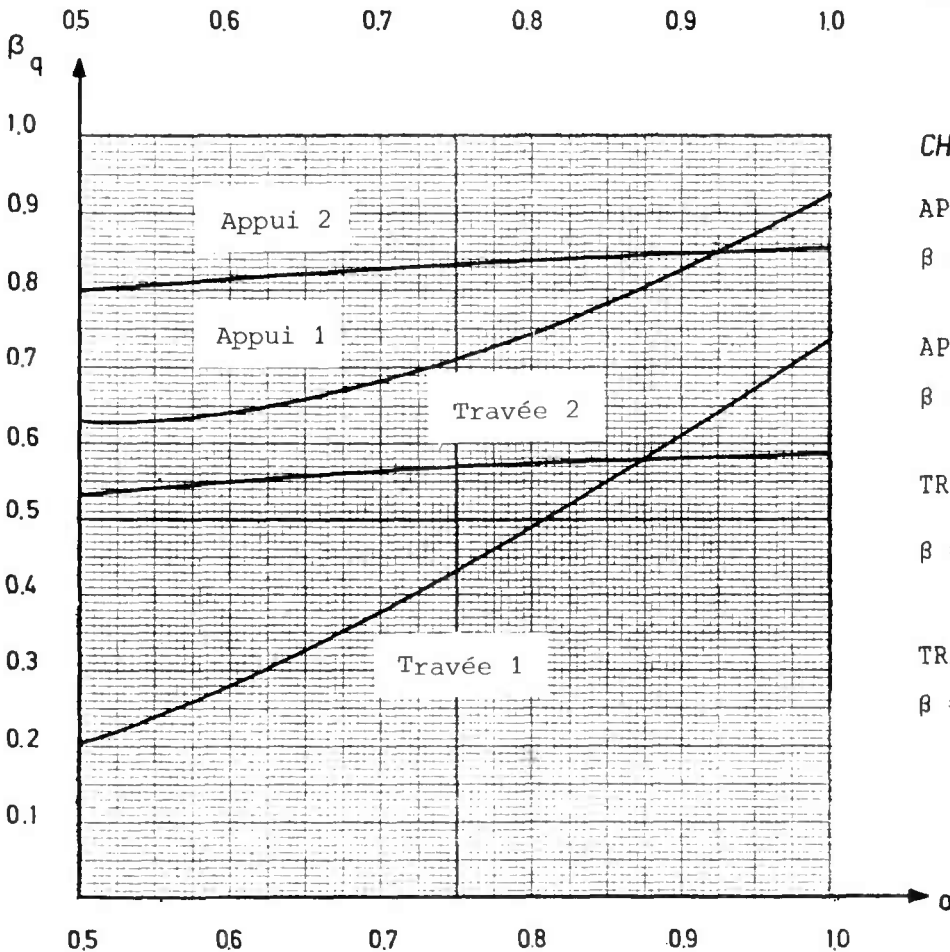
$$\beta = \frac{2(1+\alpha)(1+\alpha-\alpha^2)}{4\alpha+3}$$

TRAVEE 1 :

$$\beta = \left[\frac{6\alpha^3+6\alpha^2-1}{2\alpha(4\alpha+3)} \right]^2$$

TRAVEE 2 :

$$\beta = \frac{(1+\alpha)(1+\alpha-\alpha^2)}{3+4\alpha} + \left[\frac{\alpha(3\alpha^2-2)}{2(3+4\alpha)} \right]^2$$



CHARGES D'EXPLOITATION

APPUI 1 :

$$\beta = \frac{8\alpha^3-\alpha^2+\alpha+5}{2(3+4\alpha)}$$

APPUI 2 :

$$\beta = \frac{2(1+2\alpha)}{3+4\alpha}$$

TRAVEE 1 :

$$\beta = \left[\frac{\alpha(24+49\alpha+24\alpha^2)}{8(1+\alpha)(3+4\alpha)} \right]^2$$

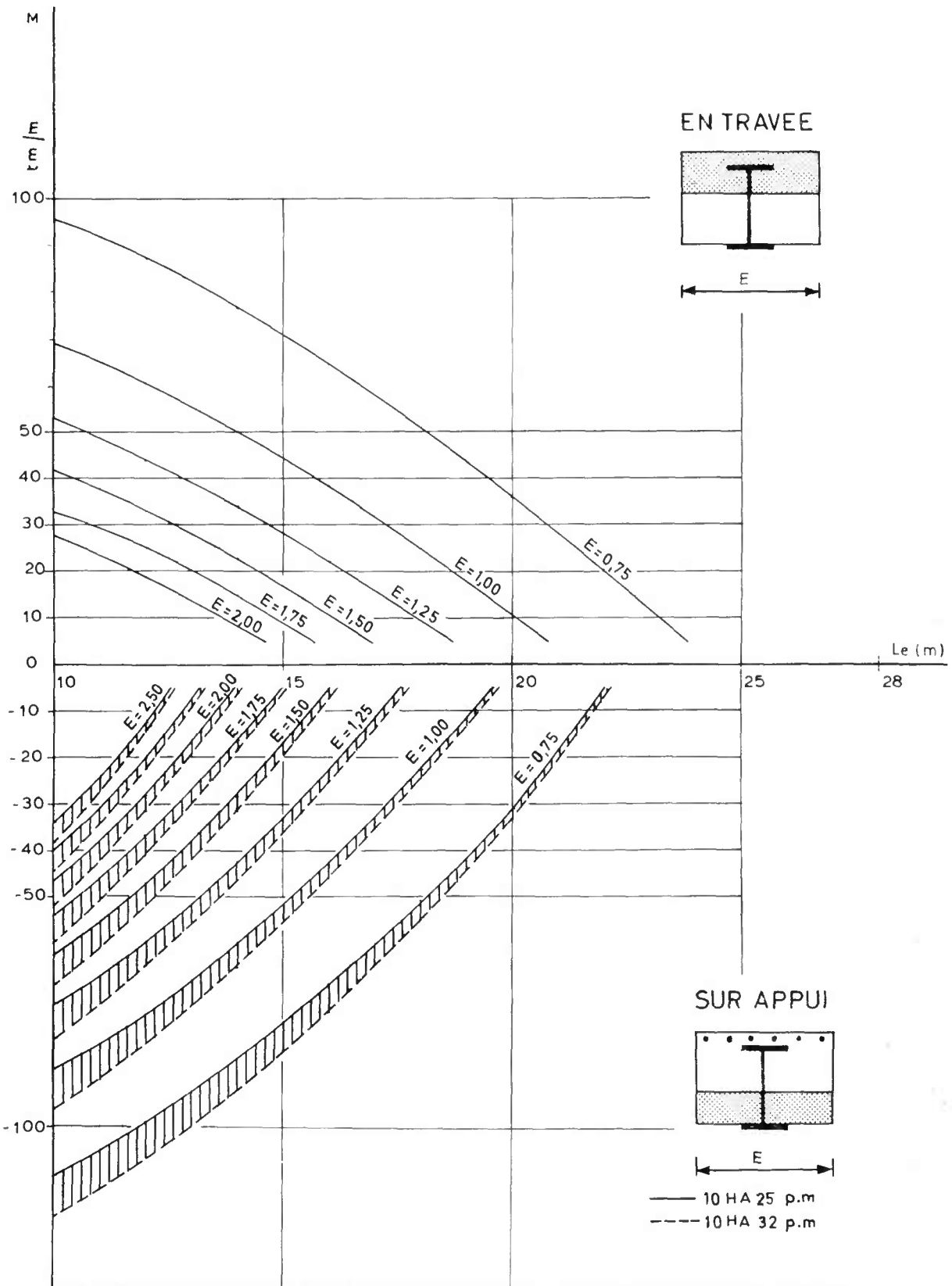
TRAVEE 2 :

$$\beta = \frac{5+16\alpha+12\alpha^2}{4(1+\alpha)(3+4\alpha)} + \left[\frac{4\alpha^2-3}{8(1+\alpha)(3+4\alpha)} \right]^2$$

ABAQUE NO 2.1 : MOMENTS ADMISSIBLES UTILES - ELS -

HEA 400
ACIER E36

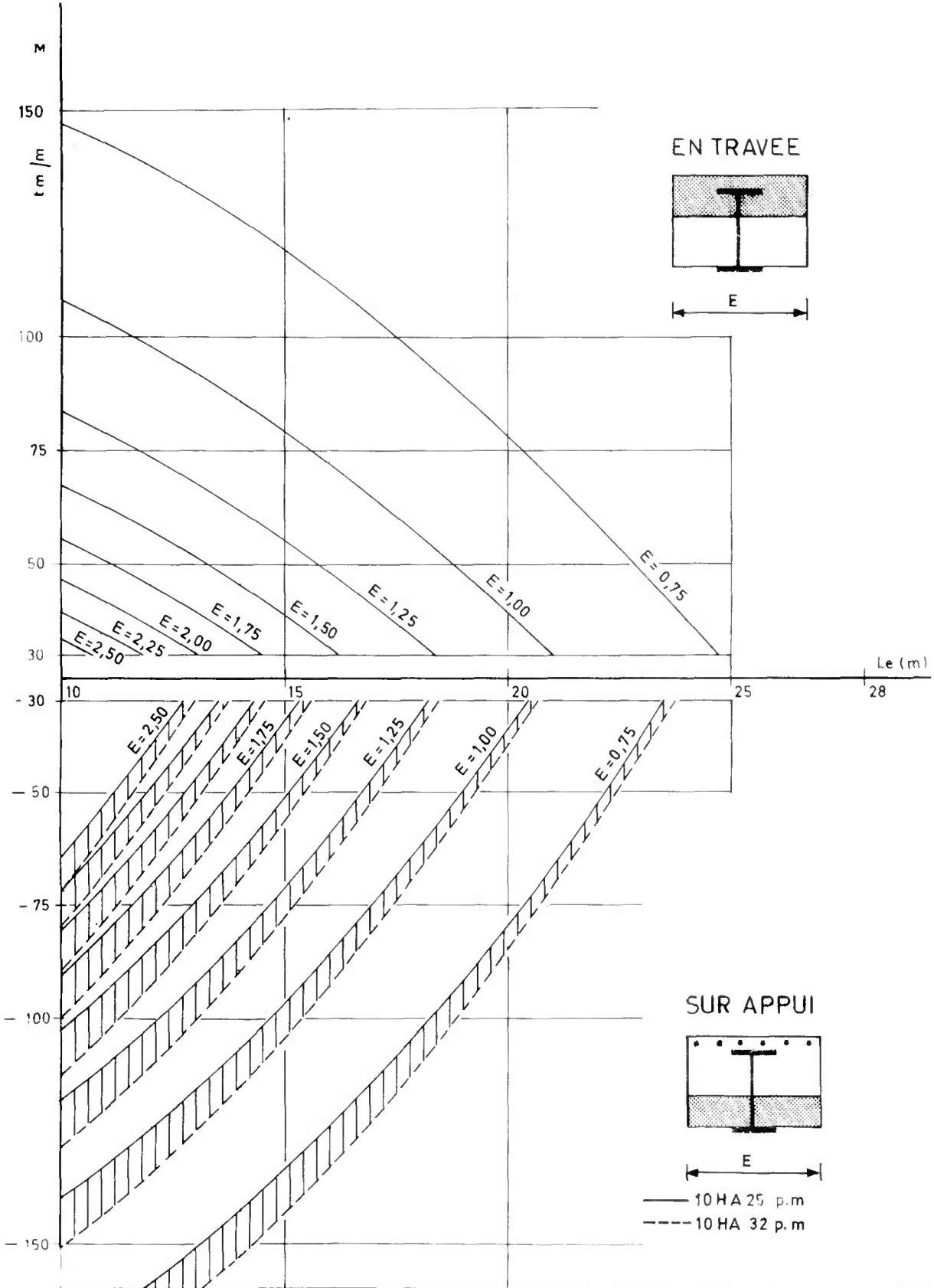
$\rho_{\text{béton}} = 2,5 \text{ t/m}^3$



ABAQUE NO 2.2 : MOMENTS ADMISSIBLES UTILES - ELS -

HEA 500
ACIER E36

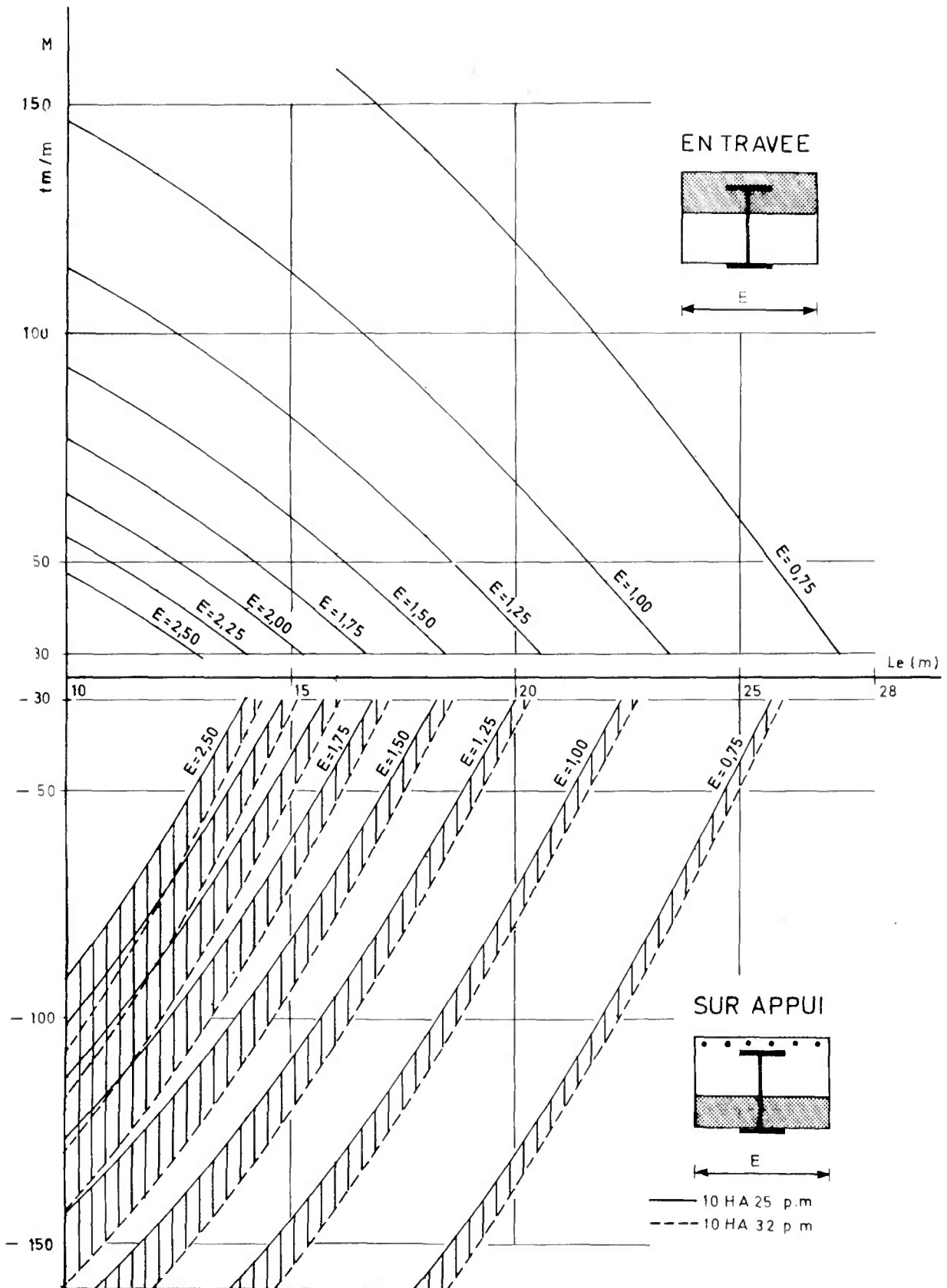
$\rho_{\text{béton}} = 2,5 \text{ t/m}^3$



ABAQUE NO 2.3 : MOMENTS ADMISSIBLES UTILES - ELS -

HEA 600
ACIER E36

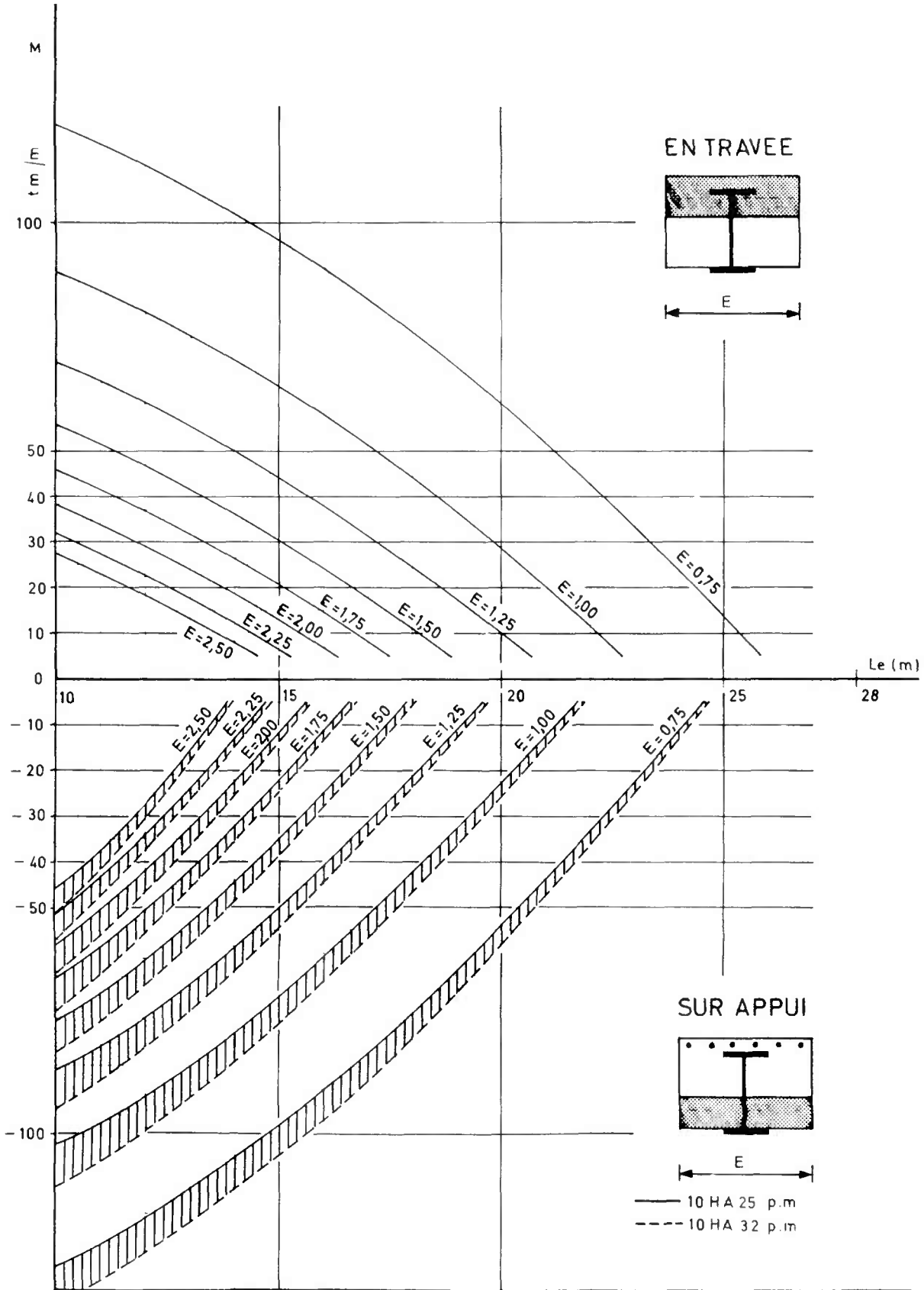
$\rho_{\text{béton}} = 2,5 \text{ t/m}^3$



ABAQUE NO 2.4 : MOMENTS ADMISSIBLES UTILES - ELS -

HEB 400
ACIER E36

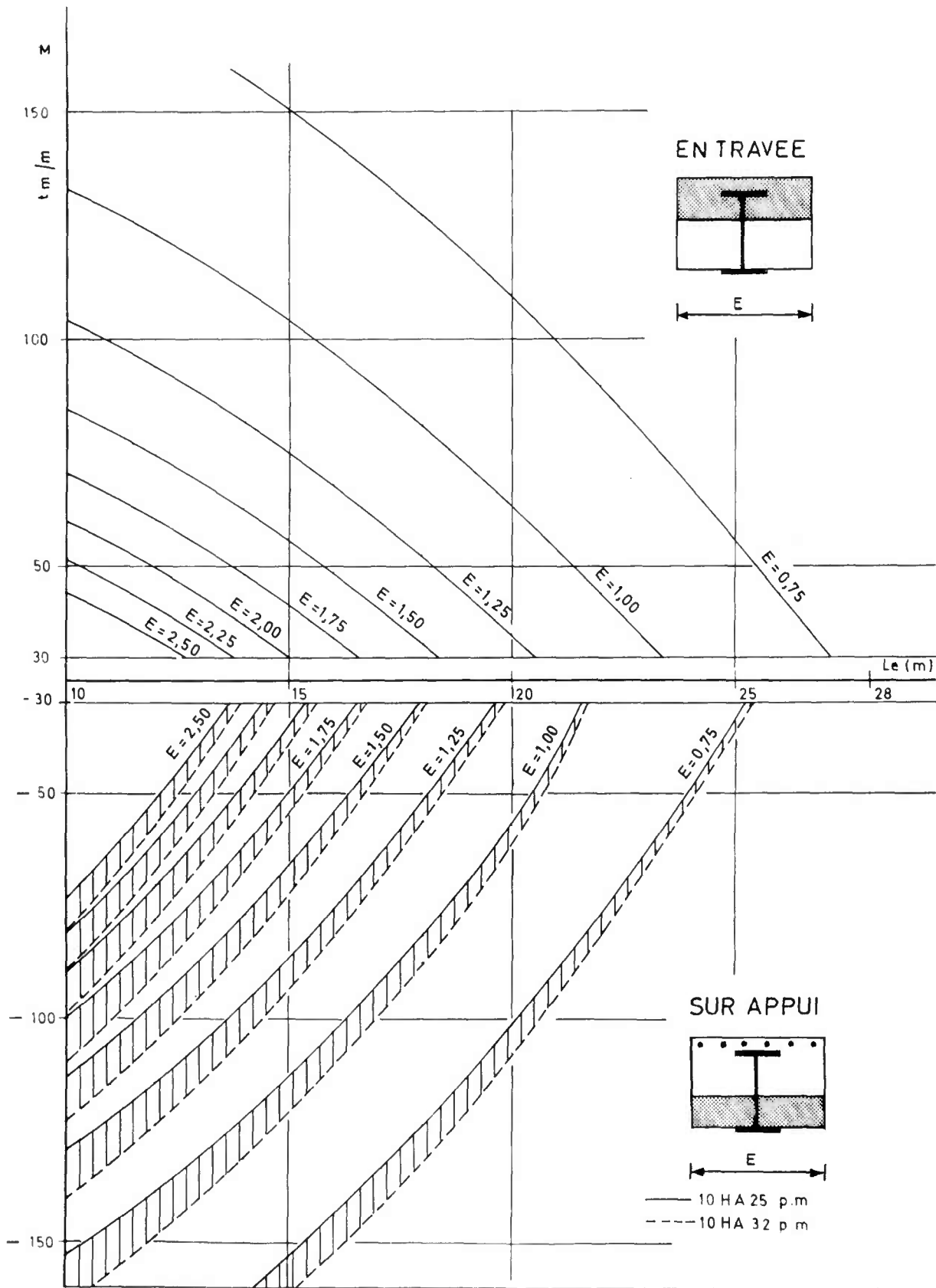
$\rho_{\text{béton}} = 2,5 \text{ t/m}^3$



ABAQUE NO 2.5 : MOMENTS ADMISSIBLES UTILES - ELS -

HEB 500
ACIER E36

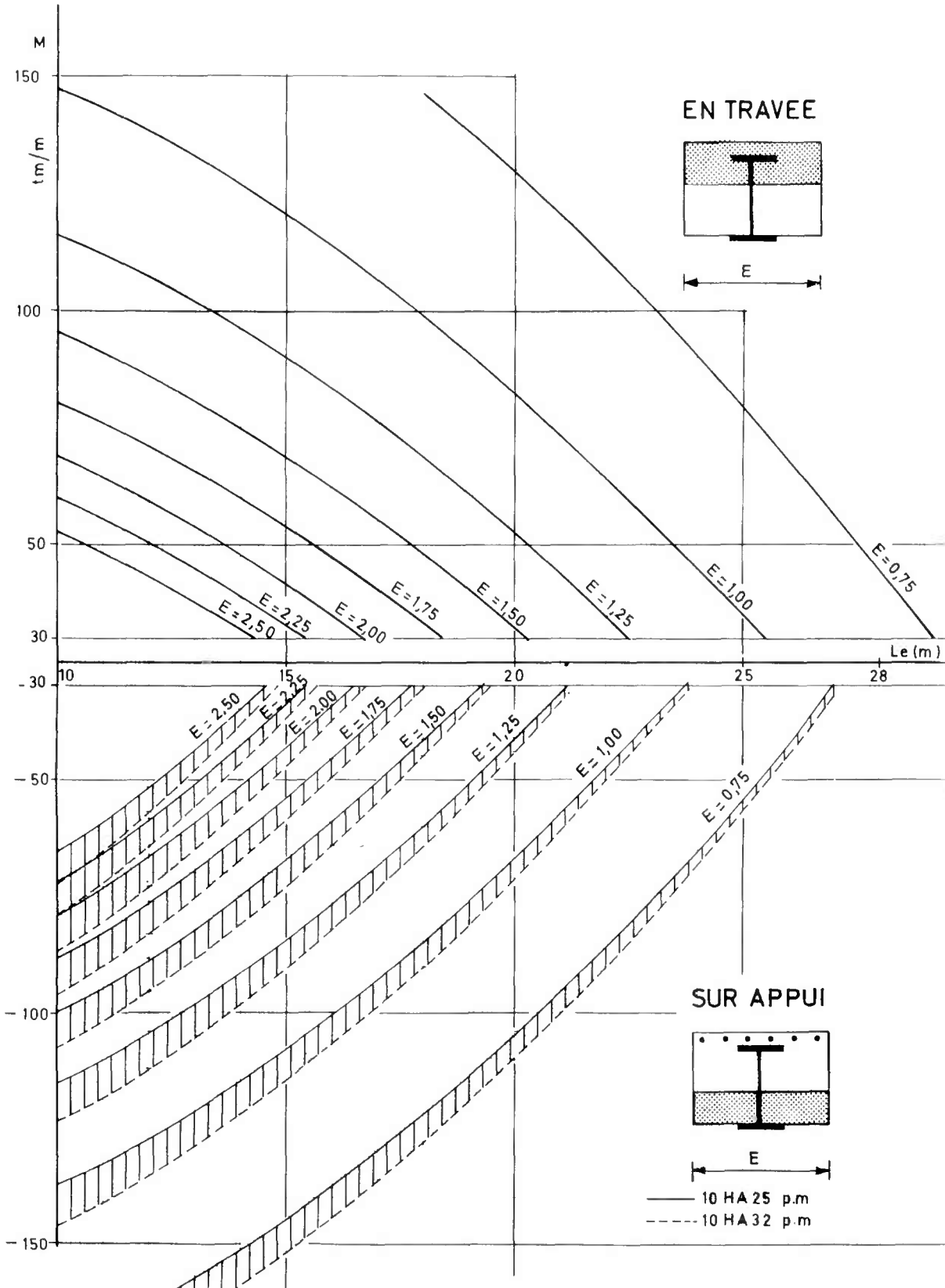
$\rho_{\text{béton}} = 2,5 \text{ t/m}^3$



ABAQUE NO 2.6 : MOMENTS ADMISSIBLES UTILES - ELS -

HEB 600
ACIER E36

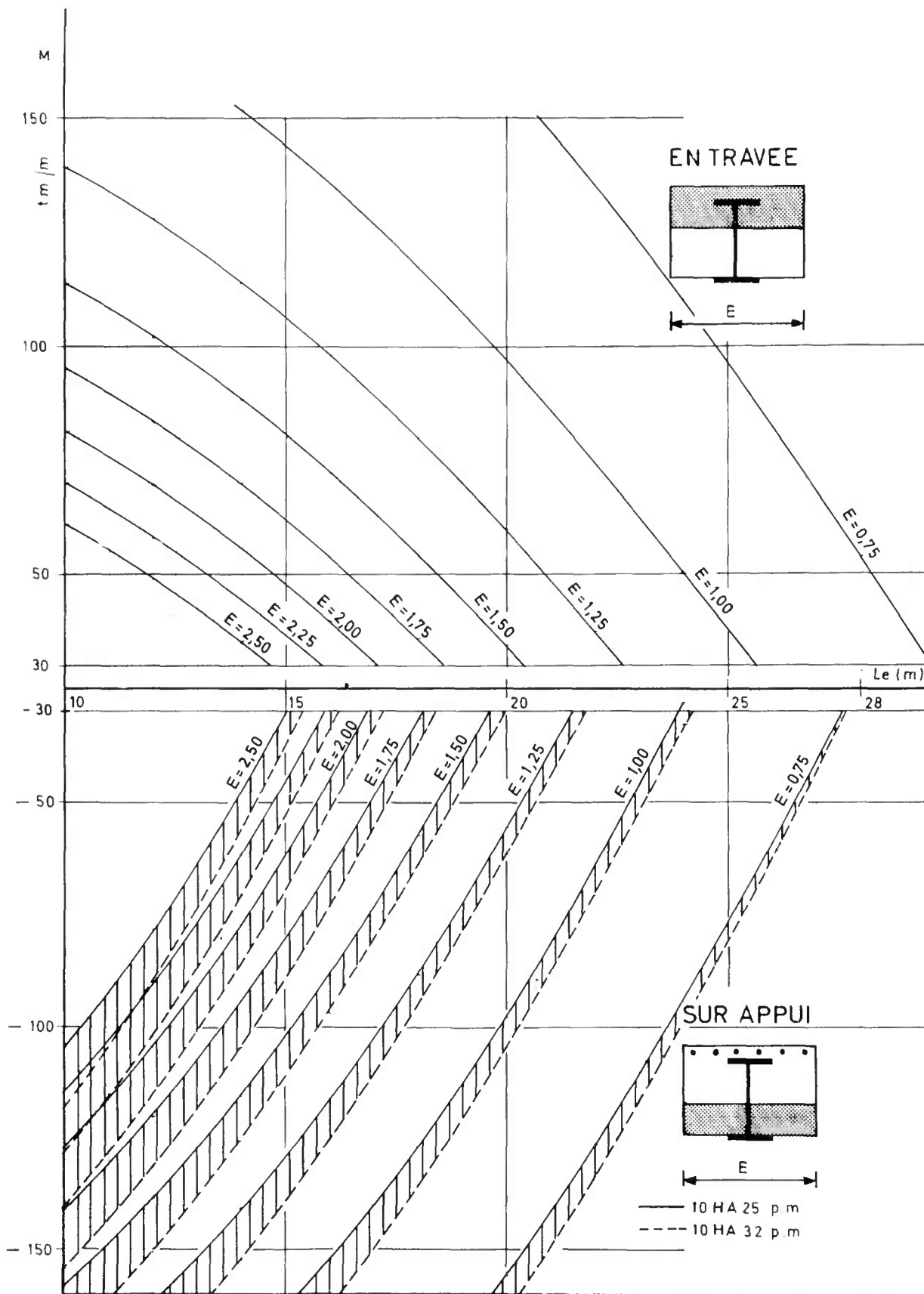
$\rho_{\text{béton}} = 2,5 \text{ t/m}^3$



ABAQUE NO 2.7 : MOMENTS ADMISSIBLES UTILES - ELS -

HEM 400
ACIER E36

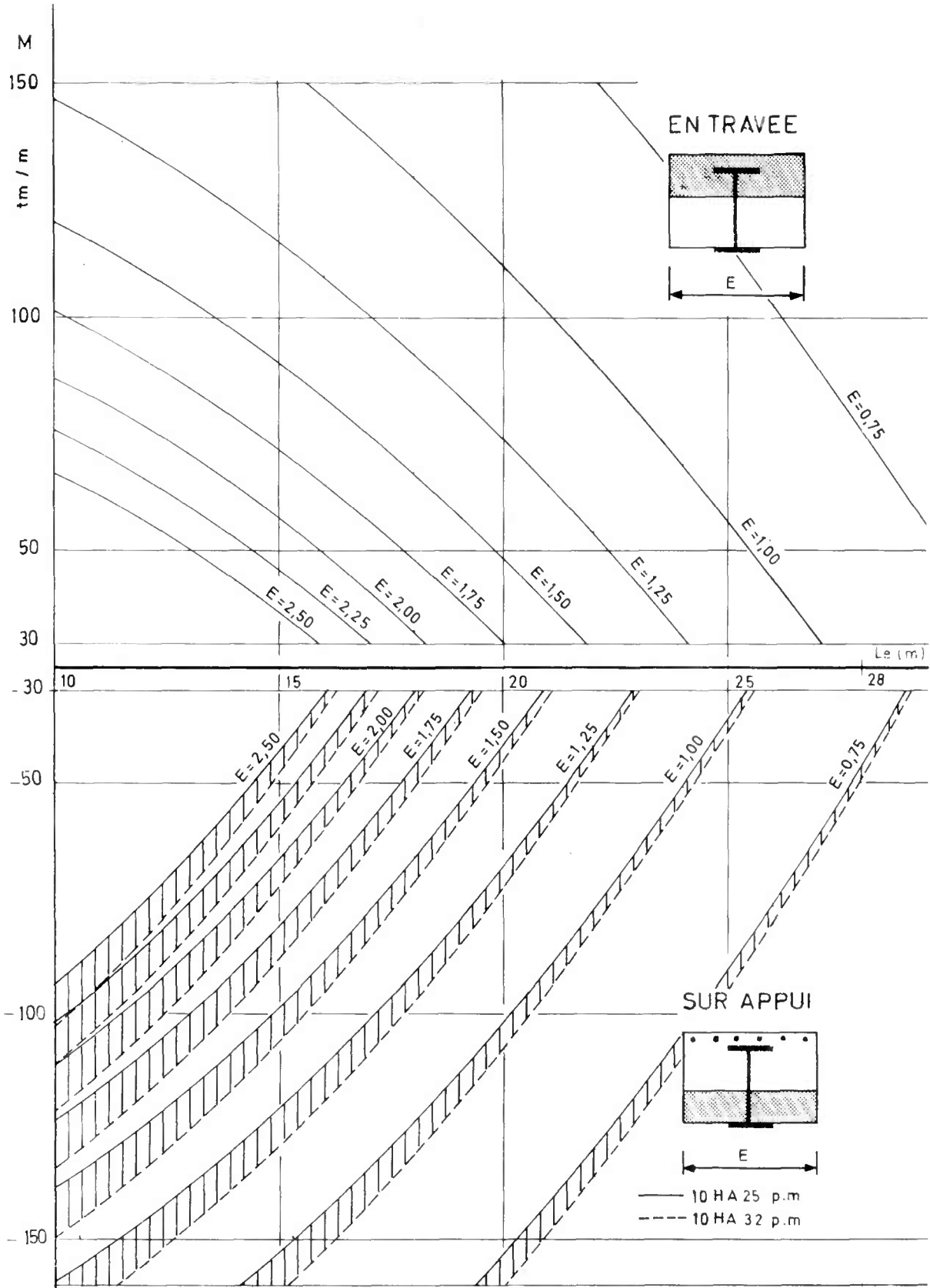
$\rho_{\text{béton}} = 2,5 \text{ t/m}^3$



ABAQUE NO 2.8 : MOMENTS ADMISSIBLES UTILES - ELS -

HEM 500
ACIER E36

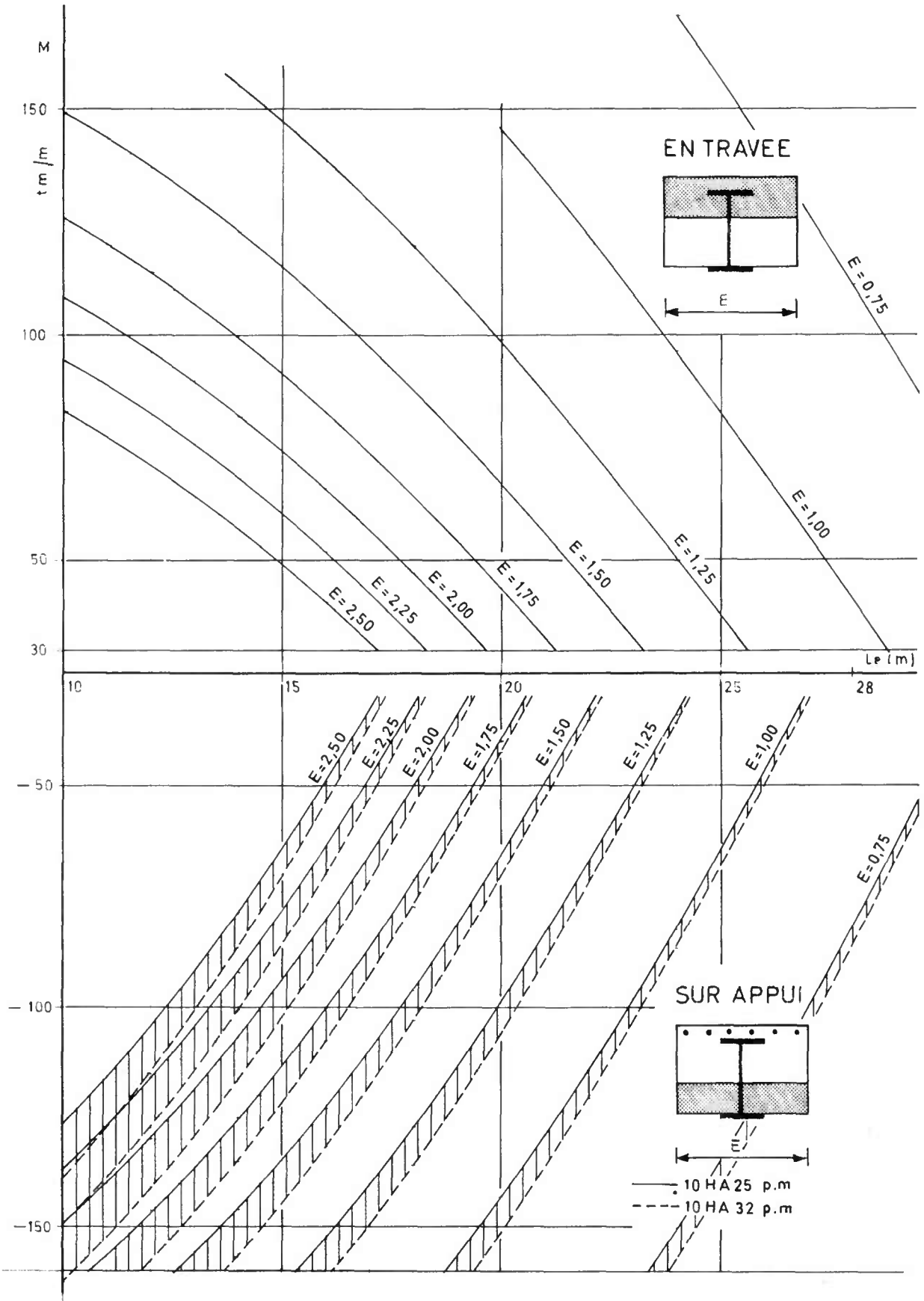
$\rho_{\text{béton}} = 2,5 \text{ t/m}^3$



ABaque NO 2.9 : MOMENTS ADMISSIBLES UTILES - ELS -

HEM 600
ACIER E36

$e_{\text{béton}} = 2,5 \text{ t/m}^3$



Page laissée blanche intentionnellement

**CALCUL
ET
JUSTIFICATIONS
DU TABLIER**

Page laissée blanche intentionnellement

1 - PRINCIPES GENERAUX ET NOTATIONS

1.1. PRINCIPE DE JUSTIFICATION

Les calculs sont conduits selon la méthode des états limites.

1.2. MATERIAUX

1.2.1. Aciers

Les aciers sont caractérisés par leur limite d'élasticité garantie :

- f_e pour les armatures passives
- σ_e pour les aciers laminés (poutrelles)
- F_{peg} pour les armatures de précontrainte

Les poutrelles sont en général en acier E 36 qualité 2. Les limites élastiques sont alors :

- $\sigma_e = 355$ MPa HEA 400 - 500 - 600, HEB 400
- $\sigma_e = 345$ MPa HEB 500 - 600
- $\sigma_e = 335$ MPa HEM 400 - 500 - 600

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier laminé est :

$$E_a = 210.000 \text{ MPa.}$$

1.2.2. Béton

a) Béton traditionnel

Le béton est caractérisé par sa résistance caractéristique à 28 jours :

$$f_{c28}$$

La résistance caractéristique d'un béton âgé de moins de 28 jours est :

$$f_{cj} = 0,685 \cdot f_{c28} \cdot \log(j+1), \quad j \leq 28 \text{ (MPa)}$$

La résistance caractéristique à la traction à l'âge de j jours, est conventionnellement :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (MPa)}$$

Le module de déformation longitudinale instantanée du béton a pour valeur conventionnelle :

$$E_{ij} = 11.000 (f_{cj})^{1/3}$$

b) Béton de granulats légers

Si ρ_{bs} est la masse volumique sèche du béton léger, sa masse volumique de calcul est définie par : $\rho_{bc} = \rho_{bs} + 0,150$ (t/m³).

La valeur caractéristique de la résistance à 28 jours est, exprimée en MPa, donnée par la formule :

$$f_{c28} = 30 + 50 (\rho_{bs} - 1,70)$$

La résistance à la compression à l'âge de j jours est, en l'absence de traitement thermique :

$$f_{cj} = f_{c28} \cdot [0,680 \log(2j+1)] \quad \text{si } 1 \leq j < 7$$

$$f_{cj} = f_{c28} \cdot [0,519 + 0,332 \log(j)] \quad \text{si } 7 \leq j \leq 28$$

La résistance à la traction est alors :

$$f_{tj} = 0,5 + 0,05 \cdot f_{cj} \quad (\text{MPa})$$

Enfin le module de déformation longitudinale instantanée a pour expression :

$$E_{ij} = 3100 \cdot (\rho_{bs})^3 \cdot (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{Mpa})$$

1.2.3. Coefficient d'équivalence acier-béton

On distingue deux valeurs du coefficient d'équivalence acier-béton suivant que les charges appliquées sont de courte ou longue durée d'application :

$$\begin{aligned} \text{- instantané} & : \begin{cases} m_i = 6 & (\text{béton traditionnel}) \\ m_i = 6 \sqrt{\left(\frac{2,5}{\rho_{bs}}\right)^3} & (\text{béton léger}) \end{cases} \\ \text{- différé} & : \begin{cases} m_v = 18 & (\text{béton traditionnel}) \\ m_v = 2 m_i & (\text{béton léger}) \end{cases} \end{aligned}$$

1.3. ACTIONS ET SOLLICITATIONS

Les actions et les sollicitations de calcul sont conformes à celles définies dans les Directives Communes de 1979. Les combinaisons à prendre en compte sont définies dans la suite du texte.

1.3.1. Charges permanentes.

En cas d'utilisation de béton léger, on pourra, pour tenir compte de l'incertitude sur la masse volumique, adopter deux valeurs caractéristiques de la charge permanente :

$$\text{- } G_{\text{omin}} = 0,96 G_0$$

$$\text{- } G_{\text{omax}} = 1,06 G_0$$

G_0 étant la valeur probable du poids propre des éléments poutrelles + béton.

On prendra de même en compte deux valeurs caractéristiques du poids des équipements et de superstructures :

- $G_{smax} = 1,15 G_S$
- $G_{smin} = 0,85 G_S$

1.3.2. Charges d'exploitation

Elles sont définies dans le fascicule 61 titre II et, le cas échéant, fixées par le C.C.T.P.

1.3.3. Retrait du béton

Le raccourcissement relatif final du béton supposé libre d'effectuer son retrait peut être évalué à :

- $\varepsilon_r = 3 \cdot 10^{-4}$ pour le quart Sud-Est de la France
- $\varepsilon_r = 2 \cdot 10^{-4}$ pour le reste de la France.

Ces valeurs sont à multiplier par 1,5 pour le béton léger.

1.3.4. Gradient thermique

Un gradient thermique $\Delta\theta = 12^\circ$ est pris en compte dans les justifications de la précontrainte transversale.

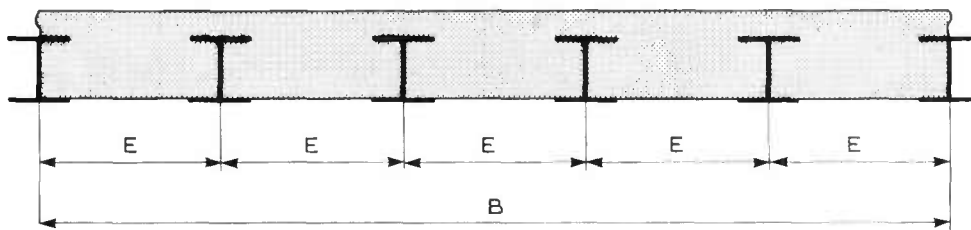
1.4. RECOURS A UN PROGRAMME DE CALCUL

Pour les ouvrages de biais modéré, il est conseillé d'avoir recours au programme PSIDA pour le calcul des efforts dans le tablier. Pour le calcul des coefficients de majoration dynamique, l'épaisseur de la dalle à prendre en compte (HDALLE 1) est l'épaisseur hors tout du tablier (h_t), et la masse volumique, celle du complexe acier-béton. La valeur du coefficient de POISSON, entrant dans le calcul des moments transversaux, est prise égale à 0,20, pour les moments sollicitant la section à l'ELS et à 0 pour ceux la sollicitant à l'ELU.

Le projeteur est invité à prendre contact avec la Division des Ouvrages Types du SETRA, pour des ouvrages présentant un biais accentué.

1.5. NOTATIONS

1.5.1. Dispositions générales

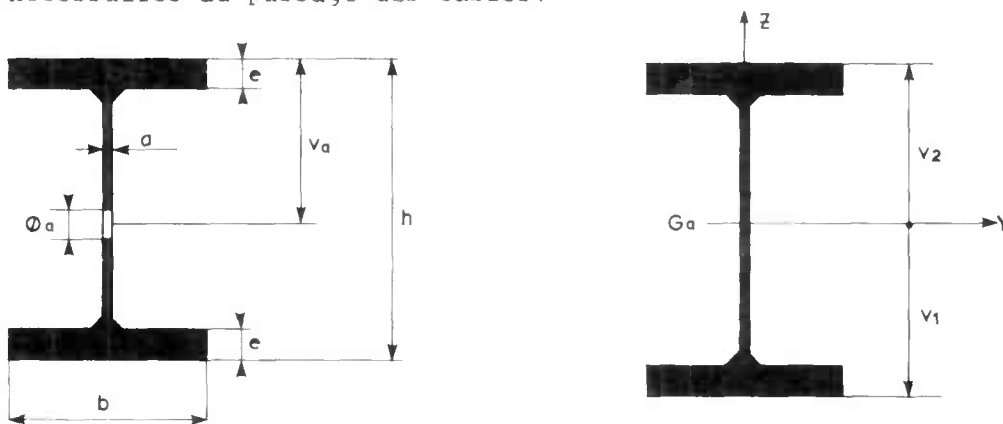


- B : largeur droite de la structure résistante.
- n : nombre de poutrelles

La section des poutrelles latérales peut parfois être plus faible que celle des poutrelles courantes. Ainsi l'ossature d'un tablier pourra, par exemple, être constituée de $(n-2)$ HEB et de 2 HEA ou de $(n-2)$ HEM et de 2 HEB.

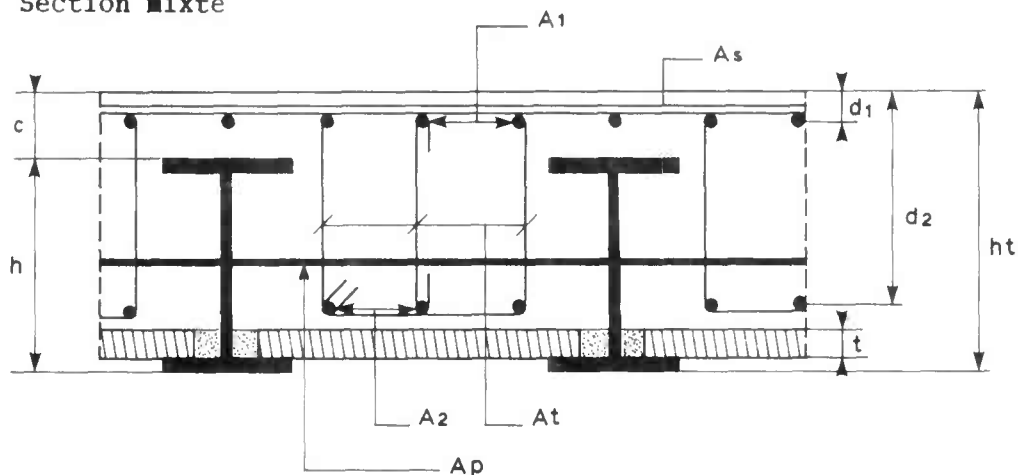
1.5.2. Poutrelles seules

Les notations utilisées figurent sur les deux schémas ci-après. Les sections nettes sont obtenues en déduisant des sections brutes les trous nécessaires au passage des câbles.



Dans ce qui suit, I et A désignent les moments d'inertie et aire de la section nette (trous déduits). I' et A' désignent les mêmes quantités pour les poutrelles latérales lorsque ces dernières sont différentes des poutrelles courantes.

1.5.3. Section mixte



- A : aire d'une poutrelle courante
- A' : aire d'une poutrelle latérale
- d : $v_2 + c$: distance du CdG de la poutrelle à la fibre supérieure de la section mixte
- d' : $v'_2 + c'$: distance du CdG d'une poutrelle latérale à la fibre supérieure de la section mixte.

- h_t = $h+c$: épaisseur hors tout de l'ossature
- A_1 : Armatures passives longitudinales en face supérieure
- A_2 : Armatures passives longitudinales en face inférieure
- A_s : Armatures passives transversales en face supérieure
- A_p : Armatures actives transversales
- A_t : Armatures passives verticales
- t : Epaisseur de la prédalle
- t_c : Epaisseur du coffrage perdu (bac nervuré)
 $t_c = 0$ pour une prédalle préfabriquée en BA
- t_e : Epaisseur équivalente du coffrage perdu
 $t_e = 0$ pour une prédalle préfabriquée en BA
- h_b : Epaisseur utile de béton (flexion longitudinale)
 $h_b = h_t - e - t_c$: en travée avec prédalle participante
 $h_b = h_t - e - t$: en travée avec prédalle non participante
 $h_b = h_t - e$: prédalle localement supprimée sur appui
- H : Epaisseur efficace de béton (flexion transversale)
 $H = h_t - e - t_e$

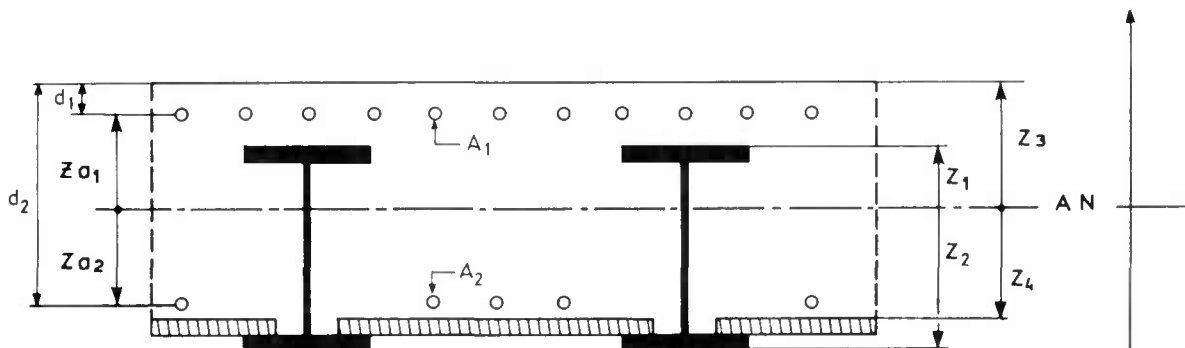
2 - JUSTIFICATIONS VIS A VIS DE LA FLEXION LONGITUDINALE

2.1. JUSTIFICATIONS A L'ETAT LIMITE DE SERVICE

2.1.1. Caractéristiques mécaniques des sections homogénéisées

- m : coefficient d'équivalence acier-béton
- n : nombre total de poutrelles

Les formules suivantes sont établies dans le cas le plus général.



a) Principe et notations

Le principe général consiste à calculer l'ordonnée Z_3 de l'axe neutre, puis en déduire l'ordonnée des fibres les plus sollicitées :

$$\begin{aligned} Z_1 &= Z_3 - c && \text{fibre supérieure des poutrelles courantes} \\ Z_2 &= Z_3 - h_t && \text{fibre inférieure des poutrelles courantes} \\ Z_4 &= Z_3 - h_b && \text{fibre inférieure du béton} \\ Z_{a1} &= Z_3 - d_1 && \text{nappe supérieure d'armatures passives} \\ Z_{a2} &= Z_3 - d_2 && \text{nappe inférieure d'armatures passives} \end{aligned}$$

Si l'on désigne par A_a S_{a0} I_{a0} la section, le moment statique et l'inertie des aciers par rapport à la fibre supérieure, on a :

$$\begin{aligned} A_a &= A_1 + A_2 + (n-2) \cdot A + 2 \cdot A' \\ S_{a0} &= A_1 \cdot d_1 + A_2 \cdot d_2 + (n-2) \cdot A \cdot d + 2 \cdot A' \cdot d' \\ I_{a0} &= A_1 \cdot d_1^2 + A_2 \cdot d_2^2 + (n-2) \cdot (A \cdot d^2 + I) + 2 \cdot (A' \cdot d'^2 + I') \end{aligned}$$

b) Section entière homogénéisée

Le béton tendu est pris en compte.

Z_3 et l'inertie I_h de la section homogène par rapport à l'axe neutre sont donnés par :

$$\begin{aligned} Z_3 &= \frac{\frac{1}{2} B \cdot h_b^2 + m \cdot S_{a0}}{B \cdot h_b + m \cdot A_a} \\ I_h &= \frac{B \cdot Z_3^3}{3} + \frac{B (h_b - Z_3)^3}{3} + m \cdot (I_{a0} - 2 \cdot Z_3 \cdot S_{a0} + A_a \cdot Z_3^2) \end{aligned}$$

c) Section réduite homogénéisée sous moments positifs

Z_3 et I_{h+} sont donnés par :

$$\begin{aligned} Z_3 &= \frac{-m \cdot A_a + \sqrt{(m \cdot A_a)^2 + 2m \cdot B \cdot S_{a0}}}{B} \\ I_{h+} &= \frac{B \cdot Z_3^3}{3} + m \cdot (I_{a0} - 2 \cdot Z_3 \cdot S_{a0} + A_a \cdot Z_3^2) \end{aligned}$$

d) Section réduite homogénéisée sous moments négatifs

Z_3 et I_{h-} sont donnés par :

$$\begin{aligned} h_b - Z_3 &= \frac{-m \cdot A_a + \sqrt{(m \cdot A_a)^2 + 2m \cdot B \cdot (A_a \cdot h_b - S_{a0})}}{B} \\ I_{h-} &= \frac{B \cdot (h - Z_3)^3}{3} + m \cdot (I_{a0} - 2 \cdot Z_3 \cdot S_{a0} + A_a \cdot Z_3^2) \end{aligned}$$

2.1.2. Combinaisons d'actions à envisager

Elles résultent de la prise en compte des actions les plus défavorables.

Pour l'acier laminé, le poids du béton étant entièrement supporté par les poutrelles, la combinaison fondamentale est :

$$G_0 + G_S + Q + \psi_0 \cdot R$$

G_0 : poids propre des poutrelles et poids du béton frais

G_S : charges de superstructure

Q : charges d'exploitation

$$Q = \max(1, 2 \cdot Q_R + Q_t ; Q_{Rp})$$

où : Q_R : charges de chaussées sans caractère particulier

Q_t : charges de trottoirs

Q_{Rp} : charges militaires ou exceptionnelles

R : action du retrait du béton

$\psi_0 = 1$ lorsque cette action est défavorable

$\psi_0 = 0$ sinon

Pour le béton comprimé, les combinaisons à envisager sont :

$$G_S + R \quad \text{et} \quad G_S + Q$$

La première combinaison servira à déterminer les sections, où le ferrailage passif à mettre en place devra respecter la condition de non fragilité.

Enfin pour les aciers passifs entrant dans la résistance de la section, la combinaison à prendre en compte est :

$$G_S + Q$$

2.1.3. Contraintes admissibles

- acier laminé : $\sigma_a = \frac{\sigma_e}{1,15}$

- aciers passifs tendus : $\bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} f_e ; 150 \cdot \eta)$,

la fissuration du béton étant considérée préjudiciable

- béton comprimé : $\begin{cases} \sigma_{bc} = 0,6 f_{cj} \text{ (béton traditionnel)} \\ \sigma_{bc} = 0,5 f_{cj} \text{ (béton léger)} \end{cases}$

- le béton tendu n'est pas justifié.

2.1.4. Calcul des contraintes

Elles sont déterminées sous chacune des sollicitations résultant des actions entrant dans les combinaisons envisagées.

a) poids propre des poutrelles et poids du béton frais

- dans l'acier : $\sigma_{g0i} = \frac{M_{g0}}{I} \cdot v_i$

- dans le béton : $\sigma_{g0} = 0$

M_{g0} étant le moment de flexion intéressant une poutrelle

b) charges de superstructure et d'équipement

- dans l'acier : $\sigma_{gsi} = m \frac{M_{gs}}{I_h} Z_i$

- dans le béton : $\sigma_{gsi} = \frac{M_{gs}}{I_h} Z_i$

M_{gs} est le moment de flexion intéressant tout l'ouvrage

$m = m_v$ est le coefficient d'équivalence différé

I_h est le moment d'inertie de la section réduite homogénéisée

c) charges d'exploitation

- dans l'acier : $\sigma_{qi} = m \frac{M_q}{I_h} Z_i$

- dans le béton : $\sigma_{qi} = \frac{M_q}{I_h} Z_i$

M_q est le moment de flexion intéressant tout l'ouvrage.

$m = m_i$ est le coefficient d'équivalence instantané

I_h est le moment d'inertie de la section réduite homogénéisée

d) retrait

Un calcul exact devrait tenir compte de l'échelonnement dans le temps des phases de réalisation : bétonnage, pose des superstructures, mise en service. Le calcul que nous proposons permet une assez bonne approche des phénomènes engendrés par le retrait du béton, tout en étant d'un abord plus simple.

Le calcul se fait en section entière homogénéisée avec un coefficient d'équivalence acier béton $m=20$ pour un béton léger, et $m=15$ pour un béton traditionnel.

- Effort de traction dans le béton : $F_r = \epsilon_r \cdot \frac{E_a}{m} \cdot B \cdot h_b$

- Moment isostatique de retrait : $M_{riso} = F_r \cdot \left(Z_3 - \frac{h_b}{2} \right)$

- Moment hyperstatique sur l'appui i : $M_{hri} = -M_{riso} \int_0^{\sum l_i} L''(M_i) \cdot dx$

où $L''(M_i)$ est la dérivée seconde de la ligne d'influence du moment sur l'appui i. $L(M_i)$ étant une cubique, $L''(M_i)$ est une droite dans chaque travée (voir annexe 3).

- Moment dû au retrait dans la section d'abscisse relative de la travée i :

$$M_r = M_{r\text{iso}} + M_{hri} \cdot \alpha + M_{hri-1} \cdot (1-\alpha)$$

Les contraintes sont alors :

- dans l'acier : $\sigma_{ri} = m \frac{F_r}{S_h} + m \frac{M_r}{I_h} Z_i$
- dans le béton : $\sigma_{ri} = \frac{F_r}{S_h} - \frac{F_r}{B \cdot h_b} + \frac{M_r}{I_h} Z_i$

S_h est l'aire de la section entière homogénéisée
 I_h est le moment d'inertie de cette même section

2.1.5. Ferrailage passif longitudinal

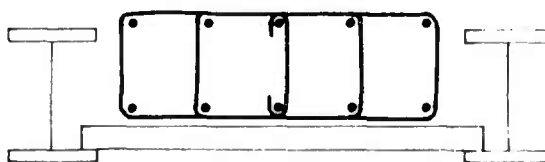
. Armatures répondant à des dispositions constructives ou destinées à reprendre des efforts secondaires :

- Dans les zones où le béton est tendu en travée tant à l'intrados qu'à l'extrados, il sera disposé un ferrailage minimum destiné à reprendre les effets du retrait et de la température. La section minimale d'acier à mettre en place sera par face concernée et par mètre de parement:

$$A \geq \max\left(0,23 \cdot h_b \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} ; 4 \text{ cm}^2\right)$$

- Dans les zones où le béton reste comprimé sous toutes les combinaisons envisagées, la section minimale d'armatures est de 4 cm² par mètre de parement

Les armatures longitudinales sont préfabriquées en "poutres élémentaires" glissées entre les poutrelles :

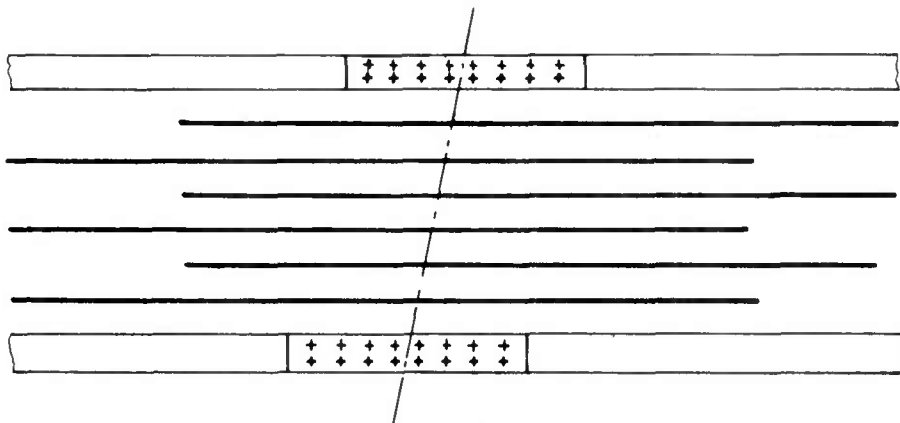


. Armatures entrant dans la résistance de la section :

Il s'agit surtout ici du ferrailage disposé en chapeau sur appuis dans les ouvrages continus, et exceptionnellement du ferrailage venant en renfort aux poutrelles en travée.

Ces armatures sont déterminées conformément aux règles de calcul du BAEL

Les armatures en chapeau sont disposées symétriquement par rapport à la ligne d'appui et deux barres contiguës de la poutre élémentaire sont décalées d'environ 1 m l'une par rapport à l'autre.



La longueur minimale de ces armatures est alors :

$$l = 1,00 + l_c + 1,6.h_t + 2.l_s$$

où : l_c est la longueur des couvre-joints
 h_t est la hauteur hors tout de la dalle
 l_s la longueur de scellement droit d'une barre.

D'autre part le ferrailage inférieur en travée devra en tout point vérifier :

$$A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \gg V_u$$

où V_u est l'effort tranchant à l'état limite ultime sous G_s et Q (voir 4.1). Le ferrailage longitudinal de la prédalle peut être inclus dans cette quantité sous réserve que celle-ci soit participante et continue sur toute la longueur de l'ouvrage.

2.2. JUSTIFICATIONS À L'ÉTAT-LIMITE ULTIME DE RÉSISTANCE

La justification consiste à vérifier la relation $M_{rn} \ll M_{ul} \ll M_{rp}$ dans les sections déterminantes, c'est-à-dire les sections les plus sollicitées.

M_{ul} est le moment ultime de calcul

M_{rn} et M_{rp} sont les moments ultimes résistants (respectivement négatif et positif) de la section mixte.

2.2.1. Moment ultime de calcul

La combinaison à envisager pour l'évaluation du moment ultime de calcul M_{ul} à l'état-limite ultime de résistance est de la forme :

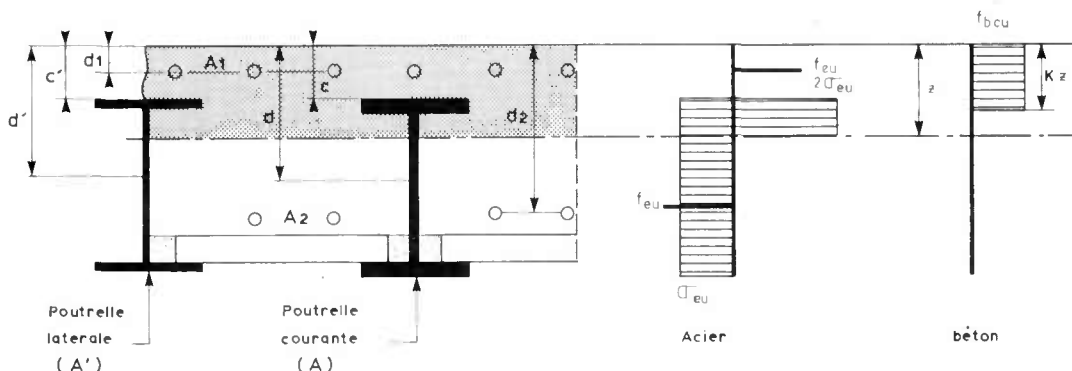
$$1,35.G_o + 1,35.G_s + \max(1,6.Q_r ; 1,35.Q_{rp}) + 1,6.Q_t$$

où :

G_o : action du poids propre de l'ensemble de l'ossature
 G_s : action des charges de superstructures
 Q_r : action des charges de chaussée sans caractère particulier
 Q_{rp} : action des charges militaires et exceptionnelles
 Q_t : action des charges de trottoirs

2.2.2. Moment résistant positif

Le schéma ci-après représente la section mixte dans sa forme générale :



Le diagramme des contraintes dans l'acier est supposé birectangulaire et celui des contraintes de compression dans le béton rectangulaire, de profondeur $k.z$ avec :

$$k = 0,80 \text{ pour un béton traditionnel}$$

$$k = 0,75 \text{ pour un béton léger.}$$

Les valeurs des contraintes sont les suivantes :

$$f_{eu} = \frac{f_e}{1,15}$$

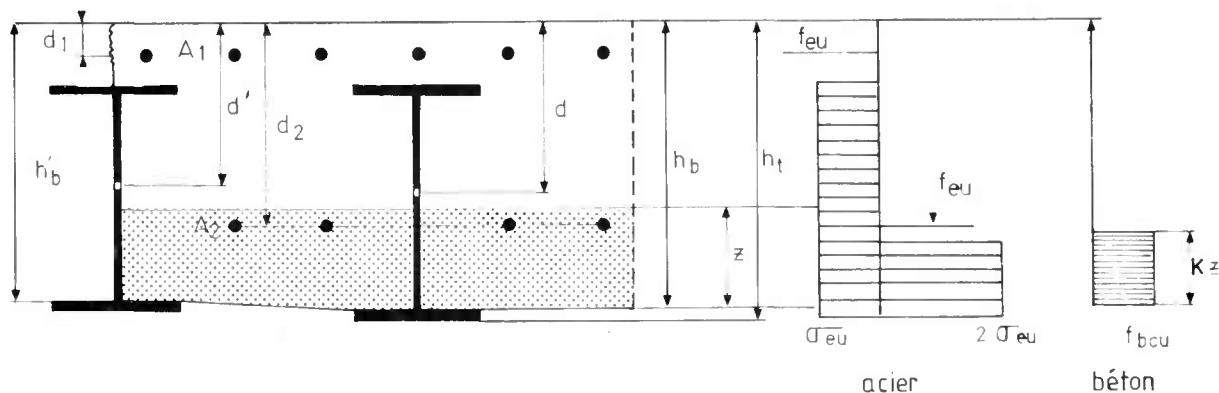
$$\sigma_{eu} = \frac{\sigma_e}{1,05}$$

$$f_{bcu} = \frac{\lambda \cdot f_{c28}}{1,5} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \lambda = 0,85 : \text{béton traditionnel} \\ \lambda = 0,75 : \text{béton léger} \end{cases}$$

Ces valeurs sont conformes à la circulaire n° 81-63 du 28 Juillet 1981 relative au règlement de calcul des ponts mixtes acier-béton pour ce qui concerne l'acier laminé et et aux règles BAEL pour ce qui concerne les aciers passifs.

2.2.3. Moment résistant négatif

On a dans ce cas le même type de schéma de la section mixte dont la face comprimée est opposée à celle du moment résistant positif.



Les contraintes limites des matériaux sont les mêmes que celles déjà indiquées.

La résistance du coffrage perdu est négligée.

2.2.4. Calcul automatique des moments ultimes résistants

On trouve les détails de calcul des moments ultimes résistants en annexe. Ces détails concernent une section mixte dans sa forme la plus générale.

2.3. SÉCURITÉ VIS-À-VIS DU DÉVERSEMENT DES POUTRELLES

La contrainte de compression due à la flexion d'une poutre sous son poids propre et le poids du béton frais qu'elle supporte, présente une sécurité suffisante par rapport à la contrainte calculée à partir du moment critique de déversement, lorsque la condition suivante est satisfaite.

$$\sigma_{go2} \leq f(\sigma_{fcr})$$

2.3.1. Contrainte dans la membrure comprimée

$$\sigma_{go2} = 1,35 \cdot \frac{M_{go}}{I} \cdot v_2$$

2.3.2. Contrainte critique de déversement

$$\sigma_{fcr} = \frac{M_{cr}}{I} \cdot v_2$$

Le moment critique de déversement est de la forme :

$$M_{cr} = \frac{m_1 \cdot m_2}{1} (E_a \cdot I_z \cdot G \cdot K)^{1/2}, \text{ formule dans laquelle :}$$

- I_z est le moment d'inertie de la section de la poutrelle par rapport à un axe vertical Gz
- K est le moment d'inertie de torsion de cette même section,
- E_a et G les modules de déformation longitudinale et transversale de l'acier : $G = 0,385 E_a$
- l est la distance entre deux contrevents
- m_1 est un coefficient dépendant des conditions d'appui de la pièce et de la disposition des charges :

$$m_1 = 3,54 \cdot \left[\left(1 + \frac{2,1}{a^2} \right)^{1/2} + \frac{1,45}{a} \right]$$

- m_2 est un coefficient fonction du paramètre a :

$$m_2 = \left(1 + \frac{\pi^2}{a^2} \right)^{1/2} \text{ avec } a^2 = \frac{4 G \cdot K}{E_a \cdot I_z} \cdot \frac{l^2}{h^2}$$

2.3.3. Conditions de sécurité

La fonction $f(\sigma_{fcr})$ prend les valeurs suivantes :

- si $\sigma_{fcr} \geq 0,75 \sigma_e$: $f(\sigma_{fcr}) = \sigma_e \left(1 - 0,375 \frac{\sigma_e}{\sigma_{fcr}}\right)$
- si $\sigma_{fcr} \leq 0,75 \sigma_e$: $f(\sigma_{fcr}) = 0,66 \sigma_e$

2.3.4. Vérification des contrevents

Les barres assurant le contreventement, ainsi que leur assemblage sur la poutrelle sont à vérifier sous l'effort tranchant dû à la déformation de flambement :

$$T_f = \frac{\pi}{1} \frac{I_z}{v_2} \left[\sigma_e - f(\sigma_{fcr}) \right] \cdot \frac{\sigma_{g02}}{f(\sigma_{fcr})}$$

Cet effort doit être inférieur à la charge critique d'Euler F du contrevent :

$$F = \frac{\pi^2 \cdot E_a \cdot I_C}{l^2} = \frac{\pi^2 \cdot E_a \cdot A_C}{\lambda^2} \quad \text{avec } \lambda = \frac{l}{i}$$

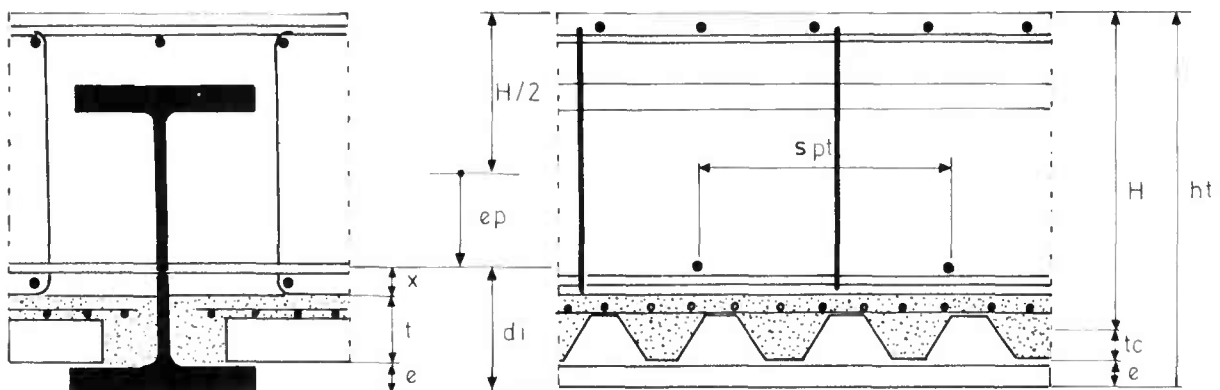
- où : l : longueur du contrevent
- I_C : moment d'inertie minimum de la section
- A_C : aire de cette section
- i : rayon de giration de cette section $i = \sqrt{\frac{I_C}{A_C}}$

3. JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE LA FLEXION TRANSVERSALE

3.1. JUSTIFICATIONS À L'ETAT-LIMITE DE SERVICE

3.1.1. Contraintes géométriques

a) Excentrement maximal des câbles



L'excentrement maximal des câbles par rapport au plan moyen de la section est :

$$e_{pmax} = - (h_t - \frac{H}{2} - d_i) \quad \text{avec} \quad d_i = e+t+x$$

x dépend du diamètre des armatures passives utilisées, en général $x=3\text{cm}$; d_i peut avoir une valeur plus grande liée au problème de mise en tension au-dessus de la circulation, en cas de gabarit réduit (dimensions des vérins).

b) Perçage des âmes des poutrelles

Sauf cas exceptionnel pour des ouvrages de biais très modéré, les câbles seront perpendiculaires à l'axe longitudinal de l'ouvrage, afin de simplifier les problèmes d'ancrage sur les poutres latérales. Cette option conduit à adopter une loi de perçage des âmes telle que le schéma soit identique pour toutes les poutrelles d'une même travée et qu'une série de trous homologues soit située sur la même perpendiculaire au bord libre afin de permettre le passage du câble.

Le décalage entre deux poutrelles adjacentes, mesuré selon l'axe longitudinal de l'ouvrage est $p_0 = E \cdot \cotg \varphi$. où E est l'écartement des poutrelles et φ le biais géométrique de l'ouvrage. Si spt désigne l'espacement moyen des câbles déterminé par le calcul, le pas de perçage p des trous doit satisfaire les conditions suivantes :

$$p = k \cdot p_0 \leq \text{spt} \quad \text{si} \quad \text{spt} \geq p_0$$

$$p = \frac{p_0}{k} \leq \text{spt} \quad \text{si} \quad \text{spt} < p_0$$

inégalités dans lesquelles k est un nombre entier.

Le pas p est donc le multiple ou le sous multiple de p_0 , immédiatement inférieur à l'écartement moyen des câbles calculés.

Si le nombre n des trous est supérieur au nombre des câbles nécessaires, on utilise une partie seulement des vides en répartissant les unités de précontrainte de façon aussi régulière que possible.

Enfin la distance entre l'axe de l'appui extrême et le centre du premier trou est :

$$a = \frac{L - (n-1) p}{2}, \quad L \text{ étant la distance entre axes des culées.}$$

3.1.2. Combinaisons à envisager

Dans les combinaisons suivantes, la précontrainte est représentée par sa seule valeur probable P_m . En effet le calcul des pertes se fait selon les règles du chapitre III du BPEL. En particulier le coefficient de perte de tension par unité de longueur φ est pris égal à 0,002, alors que pour un câble graissé, cette valeur est comprise entre 0,0006 et 0,0015. On peut donc admettre que la valeur probable a des chances d'être réalisée dans l'ouvrage.

Pour chacune des combinaisons suivantes, on recherchera les efforts extrêmes, maximaux et minimaux.

- Combinaisons rares :

$$P_m + G_S + Q + \psi_0 \cdot \Delta\theta$$

$$P_m + G_S + \Delta\theta$$

où :

P_m : action de la précontrainte

G_S : action des superstructures

Q : action des charges d'exploitation (définie au § 2.112)

$\Delta\theta$: action d'un gradient thermique de 12°C

$$\psi_0 = 0,5 \quad \text{si } Q = 1,2 Q_R + Q_t$$

$$\psi_0 = 0 \quad \text{si } Q = Q_{rp}$$

- Combinaisons fréquentes :

$$P_m + G_S + \psi_1 \cdot Q$$

Q : action des charges routières sans caractère particulier

$$\psi_1 = 0,6 \quad \text{pour ponts de 1ère classe}$$

$$\psi_1 = 0,4 \quad \text{pour ponts de 2ème classe}$$

$$\psi_1 = 0,2 \quad \text{pour ponts de 3ème classe}$$

Remarquons qu'il n'est pas tenu compte du poids de la dalle dans ces combinaisons. Ceci ne constitue qu'une approximation, car du fait de la courbure prise par la dalle sous l'action de la précontrainte, il y a un transfert de charges vers les bords libres. Toutefois il semble, d'après des mesures faites sur ouvrage réel, que ce phénomène est assez limité et qu'il justifie cette approximation.

3.1.3. Contraintes admissibles

. Les contraintes admissibles sont celles de la classe II du BPEL.

. A la construction : (mise en tension des câbles)

$$\text{- en compression : } \begin{cases} \sigma_c = 0,6 \cdot f_{cj} & \text{béton traditionnel} \\ \sigma_c = 0,5 \cdot f_{cj} & \text{béton léger} \end{cases}$$

$$\text{- en traction : } \begin{cases} \sigma_t = f_{cj} & \text{en section d'enrobage} \\ \sigma_t = 1,5 \cdot f_{tj} & \text{hors section d'enrobage} \end{cases}$$

. Sous combinaisons fréquentes

$$\text{- en compression : } \begin{cases} \sigma_c = 0,6 \cdot f_{c28} & \text{béton traditionnel} \\ \sigma_c = 0,5 \cdot f_{c28} & \text{béton léger} \end{cases}$$

$$\text{- en traction : } \sigma_t = 0 \quad \text{en section d'enrobage}$$

. Sous combinaisons rares

$$\text{- en compression : } \begin{cases} \sigma_c = 0,6 \cdot f_{c28} & \text{béton traditionnel} \\ \sigma_c = 0,5 \cdot f_{c28} & \text{béton léger} \end{cases}$$

$$\text{- en traction : } \begin{cases} \sigma_t = f_{t28} & \text{en section d'enrobage} \\ \sigma_t = 1,5 \cdot f_{t28} & \text{hors section d'enrobage} \end{cases}$$

3.1.4. Détermination de la précontrainte transversale

Les armatures de précontrainte transversale étant en général de faible diamètre, on peut confondre la section d'enrobage avec l'axe de ces armatures.

L'effort minimal de la précontrainte à mettre en oeuvre par mètre linéaire longitudinal est déterminé, compte tenu des conditions indiquées au § 3.1.3., par :

$$P_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} - \frac{12.MF.e_p}{\Delta} \\ - \frac{12.MR.e_p - H^3.|f_{t28}|}{\Delta} \\ \frac{6.MR - 1,5 H^2.|f_{t28}|}{H + 6.k_p.e_p} \end{array} \right.$$

On aura intérêt dans la plupart des cas à excentrer les câbles au maximum vers le bas, ce qui donne $e_p < 0$

Dans ce qui précède :

MF : valeur maximale du moment sous le poids des superstructures et les charges d'exploitation en combinaison fréquente (voir § 3.1.2).

MR : valeur maximale du moment sous le poids des superstructures, les charges d'exploitation et sous un gradient thermique en combinaison rare (voir § 3.1.2).

k_p est un coefficient, fonction de la section étudiée, que nous allons définir dans ce qui suit, et

$$\Delta = H^2 + 12.k_p.e_p^2$$

3.1.5. Calcul des contraintes normales transversales

Le calcul se fait en section entière, supposée non fissurée. La section n'est pas homogénéisée, c'est-à-dire qu'il n'est tenu compte, ni des aciers de précontrainte, puisque non adhérents, ni des aciers passifs.

Les contraintes sont calculées sous les sollicitations maximales et minimales résultant des actions entrant dans les combinaisons envisagées. Elles sont déterminées sur les faces supérieures (σ_s) et inférieures (σ_i) de la dalle et au niveau du câble (σ_c). On limitera le calcul à la section médiane de chaque travée.

a) Précontrainte

Les câbles sont supposés être perpendiculaires aux bords libres. La valeur probable de la force de précontrainte est déterminée selon le chapitre III du BPEL.

Le moment transversal en un point (x,y) de la dalle est de la forme:

$$M_p = k_p(x,y) \cdot P \cdot e_p$$

où $k_p(x,y)$ est un coefficient issu de la théorie de GUYON-MASSONNET, dont l'expression est donnée à l'annexe 4.

Les contraintes sont de la forme :

$$\underbrace{\sigma_{s,i} = \frac{P}{H} \left(1 \pm \frac{6 k_p \cdot e_p}{H} \right)}_{\text{sur les faces extrêmes}} \quad \text{et} \quad \underbrace{\sigma_c = \frac{P}{H} \left(1 + \frac{12 \cdot k_p \cdot e_p^2}{H^2} \right)}_{\text{sur l'axe du câble}}$$

b) Charges de superstructures ou d'exploitation

Les moments calculés par PSIDA sont des moments principaux calculés dans la dalle rectangulaire isostatique équivalente à la travée considérée.

Le moment à prendre est donc de la forme :

$$M = M_x \cos^2 \psi_i + M_y \sin^2 \psi_i$$

où M_y est le moment transversal calculé par PSIDA et M_x le moment longitudinal correspondant. ψ_i est le biais mécanique au centre de la travée considérée mesuré par rapport à la normale au bord libre (lu sur la note de calcul).

La difficulté réside dans l'estimation du moment M_x , non déterminé par PSIDA. Dans la plupart des cas, lorsque le biais mécanique est modéré, on pourra négliger la valeur $M_x \cos^2 \psi_i$ et retenir $M = M_y$.

Cette approximation est d'autant plus valable que la présence des poutrelles tend à "redresser" la direction mécanique de la travée considérée et à la rapprocher de celle des poutrelles.

Les contraintes sont de la forme :

$$\sigma_{s,i} = \pm \frac{6M}{H^2}$$
$$\sigma_c = \frac{12 M \cdot e_p}{H^3}$$

c) Gradient thermique

On pourra adopter les valeurs ci-dessous des moments transversaux engendrés par le gradient thermique et qui sont des valeurs par excès.

On pose $\eta = \frac{\text{largeur droite}}{\text{portée droite}}$, coefficient de forme de la travée.

- si $0,4 \leq \eta \leq 1,5$:

$$M_{\Delta\theta} = 0,3(\eta-0,4)(4,5-\eta) \frac{E_i \cdot H^2}{12(1-\nu)} \cdot \delta \cdot \Delta\theta$$

- si $\eta > 1,5$:

$$M_{\Delta\theta} = \frac{E_i \cdot H^2}{12(1-\nu)} \cdot \delta \cdot \Delta\theta$$

expressions dans lesquelles :

- δ est le coefficient de dilatation thermique du béton

. $\delta = 10^{-5}$ pour le béton traditionnel

. $\delta = 0,8 \times 10^{-5}$ pour le béton léger

- $\Delta\theta = 12^\circ\text{C}$ est le gradient régnant dans l'épaisseur de la dalle

- E_i est le module de déformation instantané du béton

- $\nu = 0,20$ est le coefficient de POISSON

3.1.6. Ferrailage passif transversal

a) Ferrailage transversal en travée

En zone courante la section d'armatures à mettre en place dans la direction des câbles par m de parement d'extrados est :

$$A_S = \text{Sup} \left(\frac{H}{1000} ; \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{bt}}{f_e} \cdot \frac{f_{tj}}{bt} \right)$$

expression dans laquelle :

- B_t désigne l'aire de la partie tendue du béton,

- bt la valeur absolue de la contrainte maximale de traction,

- N_{bt} la résultante des contraintes de traction correspondantes.

b) Chevêtres incorporés

Rappelons qu'un chevêtre est assimilé à une poutre interne dont la longueur est la largeur biaise de l'ouvrage et dont la largeur "a" est égale au 2/3 de la distance λ entre deux appuis d'une même ligne sur une pile intermédiaire et au 1/3 de cette distance augmentée de la longueur d'about sur une culée. Cette poutre est supposée soumise à un moment positif en milieu de portée entre deux appuis et à un moment négatif sur appui, égaux en valeur absolue à $R \cdot \lambda / 12$, où R est la réaction maximale calculée sous $G_S + Q$, compte tenu des coefficients d'inégalité de répartition entre appareils d'appui.

Le ferrailage transversal sur piles-culées est toujours disposé suivant le biais de l'ouvrage. Par contre, le ferrailage sur piles intermédiaires ainsi que le ferrailage en travée sont disposés parallèlement aux armatures de précontrainte.

Sur pile intermédiaire, la section à vérifier, de largeur $a/\sin\varphi$ est soumise à un système de sollicitations dont les éléments de réduction, rapportés à son centre de gravité, sont :

- pour une section au droit d'un appui :

$$(1) \begin{cases} N = P. \frac{a}{\sin\varphi} \\ M = P.e_p. \left(\frac{\lambda^2-1}{\lambda^2}\right). \frac{a}{\sin\varphi} - \frac{R.\lambda}{12}. \sin^2\varphi \end{cases}$$

- pour une section à mi-portée :

$$(2) \begin{cases} N = P. \frac{a}{\sin\varphi} \\ M = P.e_p. \left(\frac{\lambda^2-1}{\lambda^2}\right). \frac{a}{\sin\varphi} + \frac{R.\lambda}{12}. \sin^2\varphi \end{cases}$$

Le système (1) permet, par un calcul en flexion composée, de déterminer la section d'acier nécessaire pour que la section résiste à cette sollicitation et donc les armatures supplémentaires à ajouter au ferrailage transversal de la face supérieure.

Le système (2) permet de vérifier les contraintes à la face inférieure de la dalle.

La longueur des barres venant en renfort éventuel au ferrailage supérieur est :

$$l = \frac{a}{\cos\varphi} + 2.l_s = \frac{2.\lambda}{3.\cos\varphi} + 2.l_s$$

l_s étant la longueur de scellement droit des armatures utilisées.

Sur culée, la section à vérifier, de largeur a , est soumise aux systèmes :

- au droit d'un appui :

$$N = P.a \sin^2\varphi$$

$$M = P.e_p. \frac{\lambda^2-1}{\lambda^2}. a. \sin\varphi - \frac{R.\lambda}{12}$$

- entre deux appuis :

$$N = P.a. \sin^2\varphi$$

$$M = P.e_p. \frac{\lambda^2-1}{\lambda^2}. a. \sin\varphi + \frac{R.\lambda}{12}$$

3.2. JUSTIFICATIONS À L'ÉTAT-LIMITE ULTIME

3.2.1. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul à envisager sont, au niveau du centre de gravité de la section de béton :

$$N_{ul} = P$$

$$M_{ul} = k_p \cdot P \cdot e_p + 1,35 \cdot M_{gs} + \max(1,6 \cdot M_{qr} ; 1,35 \cdot M_{qrp}) + 1,6 \cdot M_{qt}$$

avec :

M_{gs} : moment transversal dû à l'action du poids des superstructures

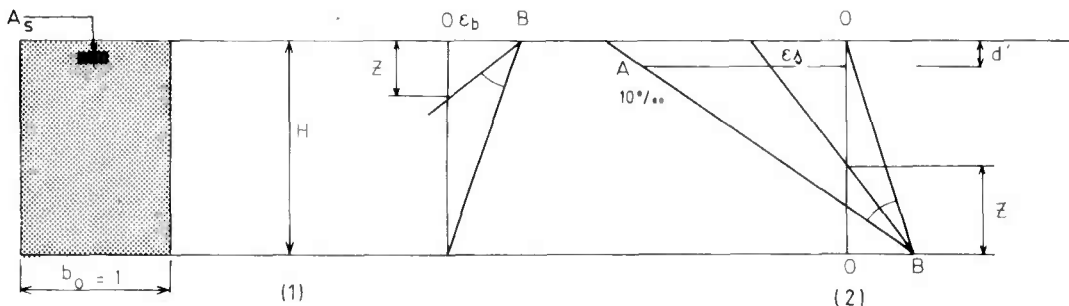
M_{qr} : moment transversal développé par les charges d'exploitation sans caractère particulier

M_{qrp} : moment transversal développé par les charges de caractère particulier

M_{qt} : moment transversal dû aux charges de trottoirs

3.2.2. Calcul du moment résistant

Il n'est pas tenu compte de surtension dans les armatures de précontrainte puisque celles-ci ne sont pas adhérentes. En effet, on peut admettre que, sous moment positif, les déformations se font préférentiellement par ouverture des joints à l'interface béton-poutrelles, sans surtension locale, des câbles, mais par allongement régulier de ce dernier sur toute sa longueur.



La précontrainte est considérée comme une action extérieure.

Le diagramme (1) correspond à la vérification sous moment ultime positif:

La condition $N_u = P$ entraîne :

$$Z = \frac{P}{k \cdot f_{pCu}} \quad \text{et} \quad \bar{M}_{up} = P \cdot \frac{H - k \cdot Z}{2}$$

avec :

$$f_{pCu} = \frac{\lambda \cdot f_{c28}}{1,5}$$

- $\lambda = 0,85$ et $k = 0,80$ pour un béton traditionnel,
- $\lambda = 0,75$ et $k = 0,75$ pour un béton léger.

Le diagramme (2) correspond à la vérification sous moment ultime négatif. Il s'agit ici d'un calcul classique de flexion composée. Le moment résistant est de la forme :

$$\bar{M}_{un} = - A_s \cdot \sigma_s \left(\frac{H}{2} - e_p - d_s \right) + k \cdot Z \cdot f_{bcu} \cdot \left(\frac{k \cdot Z - H}{2} - e_p \right)$$

avec :

$$- \sigma_s = \frac{\sigma_e}{1,15}$$

- Z : hauteur du béton comprimé, déterminée par la condition $N_u = P$

La justification consiste à vérifier que : $\bar{M}_{un} \ll M_{ul} \ll \bar{M}_{up}$

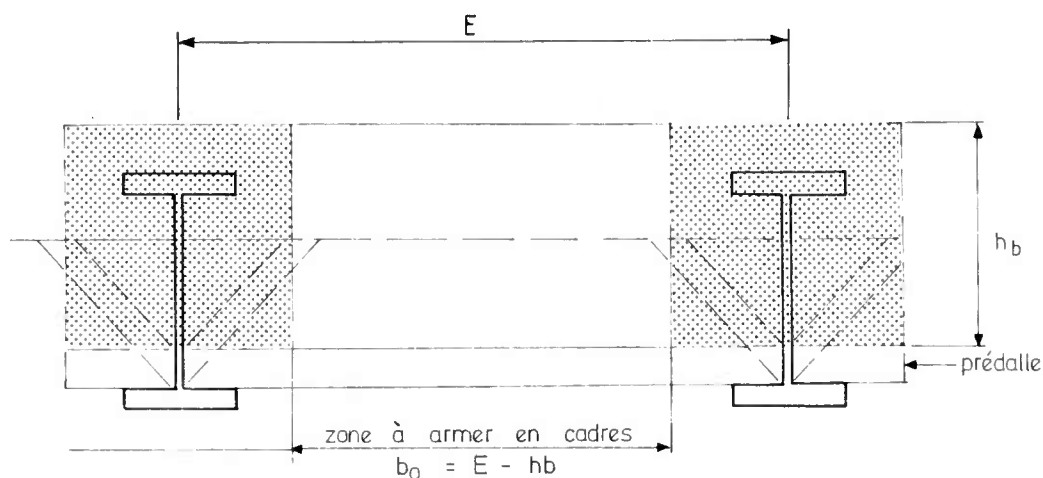
M_{ul} est le moment, maximal ou minimal, intéressant la section considérée. Rappelons que les moments sont calculés avec un coefficient de POISSON nul.

4 - JUSTIFICATIONS VIS-A-VIS DES SOLLICITATIONS TANGENTES

4.1. JUSTIFICATIONS VIS-A-VIS DES EFFORTS TRANCHANTS

4.1.1. Efforts tranchants généraux

Les efforts tranchants sont généralement faibles. D'autre part, les âmes des poutres assurant, de façon surabondante, le rôle d'armatures verticales pour une partie de la dalle, seule la partie restante est à armer à l'effort tranchant.



La direction du vecteur effort tranchant n'est en général pas connue en un point quelconque de la dalle. Aussi proposons nous d'armer ces zones de façon sensiblement égale dans les directions longitudinale et transversale, en retenant dans chacune de ces directions la valeur V maximale de l'effort tranchant.

a) **Sollicitation de calcul**

La justification est envisagée à l'état limite ultime

$$V_u = 1,35.V_{qs} + \max(1,6.V_{qs} ; 1,35.V_{qrp}) + 1,6.V_{qt}$$

avec :

- V_{qs} : effort tranchant dû aux charges de superstructures
- V_q : effort tranchant dû aux charges d'exploitation sans caractère particulier
- V_{qrp} : effort tranchant dû aux charges d'exploitation à caractère particulier.
- V_{qt} : effort tranchant dû aux charges sur trottoirs

b) **Justification du béton (pour mémoire)**

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = 1,5 \frac{V_u}{h_b \cdot B}$$

où h_b désigne la hauteur utile de béton, et V_u l'effort tranchant global intéressant toute la section.

on doit vérifier $\tau_u < \frac{f_{cj}}{6}$

c) **Détermination des armatures**

- Dans le sens longitudinal :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \gg \sup\left[\left(\tau_u - \frac{f_{tj}}{3}\right) ; 0,04 \text{ MPa}\right]$$

où s_t est l'espacement longitudinal entre deux cours d'étriers:

$$s_t < 0,8 \cdot h_b$$

- Dans le sens transversal :

$$\frac{A_t}{b \cdot s_t'} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \gg \sup\left[\left(\tau_u - \frac{f_{tj}}{3}\right) \cdot \text{tg } \beta_u ; 0,04 \text{ MPa}\right]$$

$$\text{avec } \text{tg}(2 \cdot \beta_u) = \frac{\tau_u \cdot H}{P} \quad \text{et } \beta_u > 30^\circ$$

s_t' étant l'espacement transversal entre deux brins : $s_t' < H$.

Pratiquement, les armatures verticales doivent respecter les espacements réglementaires et ne pas gêner l'enfilage des câbles. Leurs sections sont telles qu'elles doivent supporter les nappes d'armatures supérieures du tablier et les charges de chantier.

4.2. JUSTIFICATIONS VIS-A-VIS DES EFFORTS DE GLISSEMENT

En toute rigueur, il faudrait vérifier qu'il n'y a pas glissement relatif entre une poutrelle et le béton qui l'entoure.

L'effort de glissement agissant sur une poutrelle, sous l'action d'un effort tranchant V , est de la forme :

$$g = \frac{V.S(m.A)}{I_{hb}}$$

où A est l'aire de la section de la poutrelle.

m est le coefficient d'équivalence acier béton

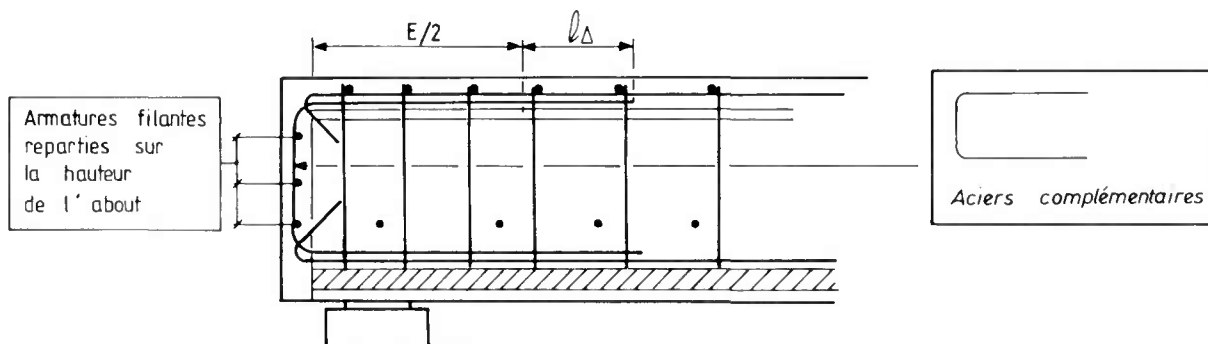
I_{hb} le moment d'inertie de la section entière homogénéisée

$S(mA)$ le moment statique de l'aire d'une poutrelle

La précontrainte transversale et l'adhérence du béton sur la poutrelle s'opposent à ce glissement.

Des calculs ont montré que ce glissement n'était pas à craindre.

Par contre au abouts du tablier, l'effort de glissement dû au retrait du béton peut entraîner une fissuration locale de ce dernier. Il est conseillé alors d'adopter les dispositions suivantes.



La section totale de ces armatures complémentaires doit être supérieure à F_r/f_e , où F_r est l'effort de glissement : $F_r = \epsilon_r.B.h_D$.

La longueur de ces armatures doit être supérieure à $l = E/2 + l_s$, où E est l'espacement entre deux poutrelles et l_s la longueur de scellement droit de ces armatures.

5 - CALCULS COMPLEMENTAIRES

5.1. FERRAILLAGE DES PREDALLES

Les prédalles supportent, outre leur poids propre, le poids du béton frais et une charge localisée de chantier de densité : $Q = 150 \times a$ kg par mètre de longueur, où a est la portée mesurée entre poutres.

5.1.1. Prédalles en béton armé

Le ferrailage transversal de ces prédalles, dans le sens de la portée est déterminé conformément aux règles du BAEL.

Le ferrailage longitudinal doit représenter au moins le tiers du ferrailage transversal.

Toutefois nous recommandons d'armer ces prédalles avec un treillis soudé à mailles égales.

5.1.2. Prédalle coulée en place sur coffrage métallique collaborant

La méthode de calcul est généralement indiquée dans le catalogue des fournisseurs.

Le coffrage sert d'armatures transversales. Il est disposé sur ce coffrage un treillis soudé assurant le ferrailage longitudinal.

5.1.3. Liaison des prédalles au reste de la dalle

Nous conseillons de rendre ces prédalles participantes en prévoyant :

- des indentations sur la face supérieure dont la saillie atteint au moins 5 mm.
- des armatures de couture en forme de \perp , ancrées dans le ferrailage de la prédalle et dont la section par m^2 doit respecter:

$$A_t \gg \frac{\gamma_s \cdot \tau_u}{f_e} \quad \text{avec} \quad \tau_u = \frac{V_u \cdot t \cdot (h_b - t)}{B \cdot h_b^3}$$

τ_u étant la contrainte de cisaillement dans le plan d'attache, avec les notations :

- . t : épaisseur utile de la prédalle
- . B : largeur droite de la dalle
- . V_u : effort tranchant calculé à l'état-limite ultime sous charges de superstructures et d'exploitation.

5.2. CONTREFLECHES DE FABRICATION

Chaque poutrelle reçoit une contreflèche à la fabrication destinée à compenser sa flèche sous l'ensemble des charges permanentes augmentée, si de besoin, de la flèche liée au profil en long de l'ouvrage.

5.2.1. Flèche sous poids propre et poids du béton frais

La flèche en une section d'abscisse relative $\alpha = \frac{x}{l}$ d'une travée de longueur l est :

$$v = - \frac{l^2}{E_a \cdot I} \left\{ \frac{g \cdot l^2}{4} (\alpha - 2 \cdot \alpha^3 + \alpha^4) + (\alpha - \alpha^2) [(2 - \alpha) \cdot M_i + (1 + \alpha) \cdot M_{i+1}] \right\}$$

Dans le cas d'une travée indépendante : $M_i = M_{i+1} = 0$

$E_a = 2,1 \times 10^7 \text{ t/m}^2$ est le module de déformation de l'acier,
 I est le moment d'inertie de la poutrelle.

5.2.2. Flèche sous poids des superstructures

On admettra en général une flèche identique pour chaque poutrelle. Elle est calculée comme précédemment en remplaçant I par I_{hb}/m ou I_{hb} est le moment d'inertie de la section entière homogénéisée avec un coefficient d'équivalence acier-béton à long terme.

5.2.3. Flèche due au retrait du béton

Elle est de la forme, avec les notations déjà définies :

$$v = - \frac{m \cdot l^2}{E_a \cdot I_{hb}} \left\{ 3 \cdot M_{r_{iso}} \cdot \alpha(1-\alpha) + (\alpha-\alpha^2)[(2-\alpha) \cdot M_{hri} + (1-\alpha) \cdot M_{hri+1}] \right\}$$

5.3. FLECHES SOUS CHARGES D'EXPLOITATION

Elles sont calculées avec le moment d'inertie de la section entière homogénéisée avec un coefficient d'équivalence acier-béton instantané.

Elles peuvent être obtenues à partir des déformations calculées par PSIDA, à condition de multiplier ces dernières par le rapport des rigidités réelles aux rigidités de calcul.

Les flèches sous surcharges sont limitées dans chaque travée à 1/500 de la portée.

5.4. ROTATIONS SUR APPUI

Les rotations sur appui et l'allongement des fibres inférieures qui en découlent sont nécessaires au dimensionnement des appareils d'appui.

5.4.1. Rotations sous charges permanentes

Dans une poutre continue, les rotations sur appui sous l'action d'une charge uniformément répartie sur toute la longueur de la poutre sont de la forme:

$$w_i = - \frac{pl^3}{24 \cdot E_a \cdot I} - \frac{l}{6 \cdot E_a \cdot I} (2 \cdot M_i + M_{i+1})$$

$$w_{i+1} = \frac{pl^3}{24 \cdot E_a \cdot I} + \frac{l}{6 \cdot E_a \cdot I} (M_i + 2 \cdot M_{i+1})$$

Sous l'action du retrait ces rotations sont :

$$w_i = - \frac{M_{r_{iso}} \cdot l}{2 \cdot E_a \cdot I} - \frac{l}{6 \cdot E_a \cdot I} (2 \cdot M_{hri} + M_{hri+1})$$

$$w_{i+1} = \frac{M_{r_{iso}} \cdot l}{2 \cdot E_a \cdot I} + \frac{l}{6 \cdot E_a \cdot I} (M_{hri} + 2 \cdot M_{hri+1})$$

Les allongements relatifs des fibres inférieures des poutrelles sont alors :

- pour une charge répartie :

$$\varepsilon = (w_{i+1} - w_i) \frac{1}{l}$$

où Z_1 est la distance de la fibre inférieure au centre de gravité de la section homogénéisée.

- pour le retrait

$$\varepsilon = (w_{i+1} - w_i) \cdot \frac{Z_1}{l} - \varepsilon_r \cdot \frac{S_b}{S_{hb}}$$

où :

. S_b est l'aire du béton seul,

. S_{hb} l'aire de la section homogénéisée au béton

. I désigne soit le moment d'inertie d'une poutrelle soit le moment d'inertie de la section entière homogénéisée selon l'action envisagée.

5.4.2. Rotations sous charges de superstructures et d'exploitation

Elle sont calculées avec le moment d'inertie de la section entière homogénéisée avec un coefficient d'équivalence acier béton $m = m_i$ pour les rotations sous charges d'exploitation et $m = m_v$ pour les rotations sous charges de superstructures.

Elles peuvent également être obtenues à partir des rotations calculées par PSIDA à condition de multiplier ces dernières par le rapport des rigidités longitudinales réelles aux rigidités prises en compte dans le calcul.

**ÉLÉMENTS DU DOSSIER
DE
CONSULTATION DES ENTREPRISES**

Page laissée blanche intentionnellement

1 - ELEMENTS DU CCTP

Les articles types suivants peuvent servir de modèles à la rédaction des articles à inclure dans le Cahier des Clauses Techniques Particulières.

. CHAPITRE (X) PROVENANCE ET QUALITÉ DES MATÉRIAUX

ARTICLE X a : Ossature métallique

X a 1 : Fournitures de base

Les poutrelles (HE...), de même que les couvre-joints seront en acier de nuance E 36 qualité 2.

Les barres d'entretoisement seront en acier de nuance E 24 qualité 2.

Les caractéristiques mécaniques et chimiques de ces produits sont définies par la norme NF A 35.501.

Les caractéristiques géométriques et les tolérances de laminage sont définies dans les normes NF A 45.201, NF A 45.211 et NF A 45.010.

Ces produits seront accompagnés d'un certificat de contrôle produit par l'usine (CCPU).

X a 2 : Fabrication en usine

Toutes les pièces seront préparées en usine et arriveront sur le chantier prêtes à poser.

Les poutrelles et les couvre-joints seront percés et cintrés conformément aux plans visés par le Maître d'Oeuvre.

La technique de perçage des âmes de poutres étant protégée par un brevet, l'utilisation du procédé est liée à l'autorisation des dépositaires (brevet n° 82.07357 SETRA-OTUA).

X a 3 : Traitement et finitions des surfaces

Les pièces fournies seront grenillées de façon à obtenir un degré de soin équivalent au degré CSA 3 de l'échelle suédoise (SIS D5 5900). La rugosité de surface devra correspondre à la présentation N 18 grossier du rugotest LCA-CEA n°3.

La protection des ailes inférieures des poutrelles est envisagée suivant deux solutions ; la solution retenue sera communiquée à l'entrepreneur au minimum un mois avant la date fixée pour la livraison des poutrelles.

- Solution 1 : Système de protection de nature époxydique

En référence à la circulaire 81.84 du 1.09.1981 (fascicule spécial n° 81.42 bis) il est retenu la classe d'agrément (...).

La protection s'étendra sur les surfaces suivantes :

- la face inférieure des ailes inférieures,
- la tranche des ailes inférieures,
- les cinq premiers centimètres des faces supérieures des ailes inférieures (surface d'appui des coffrages métalliques).

Ce système ne s'applique pas sur les plans de frottement des assemblages par boulons H R.

- Solution 2 : **Métallisation et protection époxydique**

La métallisation au zinc de 120 microns d'épaisseur (ZN 120) s'étendra sur l'ensemble des deux faces supérieures, des tranches et de la face inférieure des ailes inférieures. Elle sera complétée par une couche de colmatage (NF 1 91.201).

Cette protection sera complétée par une peinture époxydique sur les tranches et la face inférieure.

X a 4 : Contrôle de la fourniture

Un laboratoire agissant en qualité de délégué du maître d'oeuvre, sera chargé du contrôle de la fourniture.

Le contrôle portera sur la géométrie des pièces : longueur, perçage, contreflèches, sur leur aspect, sur la qualité des aciers, les produits de protection et leur épaisseur.

Ce contrôle donnera lieu à procès verbal et sera à la charge du maître d'ouvrage.

Ce contrôle n'attenué en rien la responsabilité de l'entrepreneur qui devra effectuer son propre contrôle et reste en tout état de cause responsable des conséquences d'un perçage non conforme au plan de perçage.

X a 5 : Transport et stockage sur chantier

Les poutrelles seront stockées, posées sur madriers, hors contact du sol, sur une aire bétonnée ou gravillonnée. Toutes dispositions seront prises pour éviter les projections provenant de travaux de terrassement ou d'assainissement. Les détériorations éventuelles, notamment celles du système de protection seront réparées avec des produits compatibles.

ARTICLE X b : Procédé de précontrainte

Les câbles utilisés seront de préférence des monotorons T15 graissés sous gaine plastique, classe III TBR. Ce procédé de précontrainte, qui n'est pas encore agréé à l'heure actuelle, doit faire l'objet d'une demande d'emploi par l'Entrepreneur auprès de la Commission Interministérielle de l'agrément des procédés de précontrainte.

Le maître d'oeuvre limitera son intervention, dans le cas général, à la vérification du marquage et à l'intégrité des armatures, mais il se réserve le droit :

- de demander au service de vérification du contrôle en usine, les renseignements qui lui seront nécessaires sur les lots qui seront mis en oeuvre pour son compte.

- de demander, lorsqu'il le jugera utile, que l'un de ses représentants assiste aux essais en usine, sans qu'il puisse toutefois intervenir sur le programme ou le déroulement des essais.

Les armatures étant livrées préfabriquées sur le chantier, le maître d'oeuvre devra être avisé de la date et du lieu de leur confection au moins une semaine à l'avance, de façon à pouvoir procéder dans l'atelier au prélèvement d'échantillons.

Toute livraison sur le chantier sera accompagnée du procès verbal d'essai effectué en usine dont un exemplaire sera remis au maître d'oeuvre.

Si le transport des aciers s'effectue en couronnes, celles-ci auront un diamètre tel que lors de l'enroulement, les contraintes maximales de flexion dans les câbles, n'excèdent pas la limite conventionnelle d'élasticité garantie, diminuée de 20 %.

Le stockage se fera dans un local à l'abri et sur des tourets isolant les câbles du sol.

Toute durée de stockage supérieure à un mois, donnera lieu à des vérifications périodiques de l'état des armatures en présence d'un représentant du maître d'oeuvre.

Les plaques d'ancrage ainsi que leur système de fixation sur les poutrelles latérales seront soumises à l'agrément du maître d'oeuvre.

ARTICLE X c - Coffrages entre poutrelles

Ils sont constitués par des bacs en tôle nervurée galvanisée servant de coffrage collaborant, fixé sur l'aile inférieure des poutrelles par clous, genre HILTI ENP.H3 ou similaire, à raison d'un clou par creux d'onde. Pour éviter toute coulure de béton, les creux d'onde seront obturés par des bouchons en mousse polyuréthane.

OU

Ils sont constitués par des dalles préfabriquées en béton armé reposant sur les ailes inférieures des poutrelles. Pour éviter toute coulure de béton, un joint élastomère préformé est intercalé entre la dalle et son support.

. CHAPITRE (Y) : MODE D'EXÉCUTION DES TRAVAUX

On reprendra sous forme d'articles l'essentiel des prescriptions énoncées au § 3.12 de la partie "Conception et dimensionnement".

2 - ÉLÉMENTS DU BORDEREAU DES PRIX

Dans la même optique que précédemment, nous donnons ci-après quelques éléments types du bordereau des prix :

N° des prix	Désignation des ouvrages et prix hors taxes en toutes lettres	Prix unitaires hors taxes en chiffres
...	<p><u>OSSATURE MÉTALLIQUE</u> (fourniture)</p> <p>Le prix n° ... rémunère la fourniture, le parachèvement et le transport de l'ossature métallique du tablier.</p> <p>Il comprend :</p> <ul style="list-style-type: none"> - la fabrication de ... poutrelles HEB ... et ... poutrelles HEA... en acier de nuance E 36 qualité 2, - le perçage et le cintrage de ces poutrelles, - la fabrication et le perçage des couvre-joints en acier de nuance E 36 qualité 2, - la fabrication et le perçage des laminés destinés au contreventement (acier E 24 - 2), - la fabrication et le perçage des plaques d'appui, - le grenailage de toutes ces pièces, - la fourniture des boulons d'assemblage nécessaires au montage, - le transport de la fourniture depuis le lieu de fabrication jusqu'au chantier, y compris les opérations de chargement et déchargement. <p>LE KILOGRAMME :</p>	
...	<p><u>OSSATURE MÉTALLIQUE</u> (montage)</p> <p>Le prix n° ... rémunère la mise en oeuvre des poutrelles, les assemblages par boulons, le fin réglage.</p> <p>Dans ce prix sont en outre compris la fabrication et l'entretien de l'aire de stockage et les sujétions liées aux contraintes dues à la circulation. Ce prix est ramené à la masse totale de l'ossature.</p> <p>LE KILOGRAMME :</p>	
...A	<p>Protection par peinture époxydique de la sous face, des tranches et des faces supérieures sur 5 cm de largeur des ailes.</p> <p>LE m²</p>	
...B	<p>Protection par peinture époxydique des sous faces et de la tranche des ailes inférieures et protection par métallisation au zinc (+ peinture de colmatage) des faces supérieures des ailes inférieures.</p> <p>LE m²</p>	

N° des prix	Désignation des ouvrages et prix hors taxes en toutes lettres	Prix unitaires hors taxes en chiffres
	<p>Il est précisé que ces deux prix A et B sont alternatifs. Le détail estimatif sera rempli pour ces deux prix mais le maître d'oeuvre choisira avant exécution laquelle des deux options devra être réalisée.</p> <p><u>ARMATURES DE PRECONTRAINTE</u></p> <p>... Le prix n°... rémunère tout le système de précontrainte transversale.</p> <p>Il comprend la fourniture et la mise en oeuvre des différentes pièces : câbles gainés graissés, ancrage et les opérations de mise en tension.</p> <p>Ce prix s'applique au poids d'acier à haute résistance mis en oeuvre et mesuré en utilisant les longueurs comprises entre les ancrages et le poids unitaire moyen figurant sur les fiches d'homologation.</p> <p>LE KILOGRAMME :</p> <p>... Le prix n° ... rémunère la fourniture et la mise en oeuvre des bacs en tôle nervurée servant de coffrage collaborant, entre les poutrelles.</p> <p>Ce prix comprend :</p> <ul style="list-style-type: none"> - la fourniture des bacs acier type COFRASTRA 70 en 75/100 d'épaisseur ou similaire, des bouchons d'extrémité et des clous de fixation type HILTI ou similaire. - la mise en oeuvre de ces bacs sur les ailes inférieures des poutrelles y compris les sujétions liées à la circulation. <p>La surface prise en compte est la projection horizontale des coffrages.</p> <p>LE m² :</p> <p>... Le prix n° ... rémunère la fourniture et la pose des dallettes préfabriquées en béton armé servant au coffrage du béton de la dalle.</p> <p>Ce prix comprend :</p> <ul style="list-style-type: none"> - La fourniture des dalles en béton armé, d'épaisseur ... cm et des joints d'étanchéité. - La mise en oeuvre de ces prédalles sur les ailes inférieures des poutrelles y compris les sujétions liées à la circulation. <p>LE m²</p>	

3 - ELEMENTS D'ESTIMATION

Ces coûts relatifs au tablier, sont extraits de l'appel d'offres de l'ouvrage décrit au § 3.4.

Ils ont été corrigés à la suite d'observations faites par l'entreprise adjudicataire et actualisés au 1.07.1984.

Désignation	Unité	Prix unitaire
. Ossature métallique fourniture des poutrelles, perçage, cintrage grenailage, transport, plus pièces de contre- ventement et boulonnerie.	kg	6,40
. Montage de l'ossature métallique	kg(1)	1,25
. Protection des semelles inférieures des poutrelles - par peinture époxydique	m ²	160,00
- par métallisation	m ²	280,00
. Béton léger LQ 350 pour tablier fourniture et mise en oeuvre	m ³	850,00
. Béton Q 350 pour tablier	m ³	580,00
. Coffrage métallique en tôle nervurée fourniture et pose	m ²	115,00
. Coffrages ordinaires	m ²	160,00
. Précontrainte transversale monotorons T15 graissés sous gaine plastique plus ancrages	kg	43,00
. Corniches architecturales parements préfabriqués servant de coffrages fourniture et système de fixation	m	1 650,00
. Aciers à haute adhérence Fe E 40	kg	6,00

(1) coûts rapportés à la masse totale de l'ossature.

ANNEXES

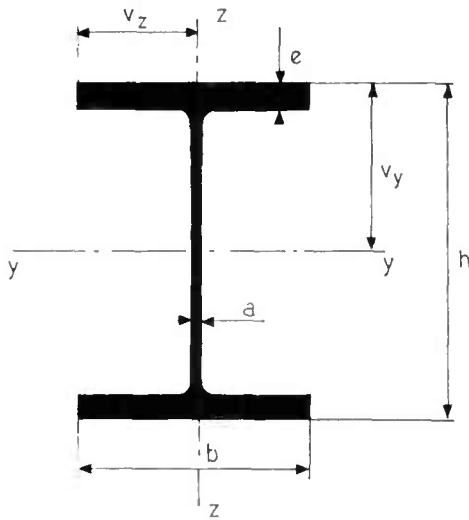
Page laissée blanche intentionnellement

ANNEXE 1

DIMENSIONS ET CARACTERISTIQUES DES POUTRELLES

1 - DIMENSIONS ET CARACTERISTIQUES BRUTES

. Les dimensions sont définies dans la norme NF A45.201



I_y et I_z : moments d'inertie principaux

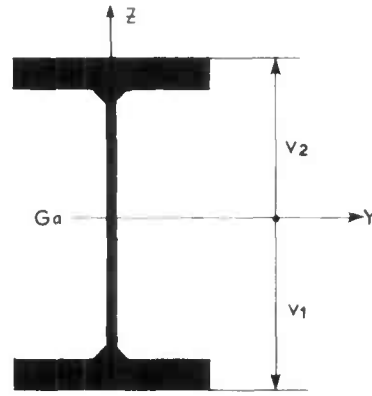
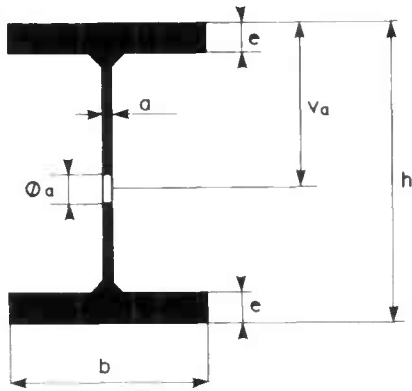
K : moment d'inertie de torsion

A_S : aire de la section droite

P : masse par mètre de poutrelle.

Profils	Dimensions				Caractéristiques rapportées à l'axe neutre					Section A_0 cm^2	Masse P kg/m
	h mm	b mm	a mm	e mm	I_y cm^4	I_y/v_y^3 cm^3	I_z cm^4	I_z/v_z^3 cm^3	K cm^4		
HEA 400	390	300	11	19	45 070	2 310	8 564	571	191	159,0	125
HEA 450	440	300	11,5	21	63 720	2 900	9 465	631	257	178,0	140
HEA 500	490	300	12	23	86 980	3 550	10 370	691	336	197,5	155
HEA 550	540	300	12,5	24	111 900	4 150	10 820	721	386	211,8	166
HEA 600	590	300	13	25	141 200	4 790	11 270	751	440	226,5	178
HEB 400	400	300	13,5	24	57 680	2 880	10 820	721	382	197,8	155
HEB 450	450	300	14	26	79 890	3 550	11 720	781	485	218,0	171
HEB 500	500	300	14,5	28	107 180	4 290	12 620	842	605	238,6	187
HEB 550	550	300	15	29	136 690	4 970	13 080	872	679	254,1	199
HEB 600	600	300	15,5	30	171 040	5 700	13 530	902	759	270,0	212
HEM 400	432	307	21	40	104 100	4 820	19 340	1 260	1 773	325,8	256
HEM 450	478	307	21	40	131 500	5 500	19 340	1 260	1 791	335,4	263
HEM 500	524	306	21	40	161 900	6 180	19 160	1 250	1 803	344,3	270
HEM 550	572	306	21	40	198 000	6 920	19 160	1 250	1 822	354,4	278
HEM 600	620	305	21	40	237 400	7 660	18 980	1 240	1 835	363,7	285

2 - CARACTERISTIQUES NETTES



- Section nette :

$$A = A_0 - a \cdot \phi_a$$

- Position du centre de gravité :

$$v_2 = \frac{A_0 \cdot h - 2 a \cdot \phi_a \cdot v_a}{2 A}$$

- Moment d'inertie de la section par rapport à un axe horizontal passant par le centre de gravité :

$$I = I_y + A_0 \cdot \frac{h^2}{4} - A \cdot v_2^2 - a \cdot \phi_a \cdot \left(\frac{\phi_a^2}{12} + v_a^2 \right)$$

Nous admettrons que le trou dans l'âme n'a pas d'influence sur les valeurs du moment d'inertie de torsion K et du moment d'inertie de flexion par rapport à un axe vertical passant par le centre de gravité I_z

A N N E X E 2

ASSEMBLAGES TYPES SUR APPUI

L'assemblage des poutres homologues de deux travées contiguës est réalisé par boulons à haute résistance et à serrage contrôlé.

La précontrainte appliquée aux boulons a pour but de garantir un assemblage rigide à l'état limite de service, assemblage qui doit pouvoir transmettre par frottement les efforts perpendiculaires aux tiges des boulons.

A l'état limite ultime, les boulons transmettent par pression diamétrale les efforts perpendiculaires à leur axe : on admet qu'il y a glissement de l'assemblage et que les efforts sont transmis par contact des tiges des boulons, soumises au cisaillement, avec les bords des trous.

1 - ASSEMBLAGES ASSURANT STRICTEMENT LA CONTINUITÉ MÉCANIQUE DES POUTRELLES

Bien que les moments d'inertie des joints proposés soient supérieurs à ceux des sections droites des profilés assemblés, ce sont ces derniers qui interviennent dans la vérification des contraintes sur l'appui à l'état-limite de service (2ème partie § 2.1.1). De la même façon dans le calcul des moments résistants ultimes sur appui, (2ème partie § 2.121.3) la section à prendre en compte est celle du profilé et non celle des couvre-joints assurant l'assemblage.

1.1. Hypothèses du calcul

Les assemblages proposés ont été déterminés à l'aide du fascicule 61 titre V (chapitre VIII), des recommandations pour le calcul en plasticité des constructions en acier (CTICM) et du règlement de calcul des ponts mixtes acier-béton (article 22).

Les boulons utilisés sont de la classe 10.9 de limite élastique 900 MPa, de diamètre 24 mm pour les couvre-joints de semelles et de diamètre 22 ou 24 mm pour les éclisses d'âme. Le diamètre des trous forés est supérieur de 3 mm à celui des boulons. Dans ces conditions, les efforts admissibles sont déterminés sur la section brute, puisque le rapport section nette/section brute est supérieur à 0,75. De plus ces efforts ont été majorés de 10%, afin qu'à l'état-limite ultime, la limite d'écoulement réelle du métal puisse être atteinte sans rupture de l'assemblage.

Les pièces sont supposées grenillées au degré SA3 de l'échelle suédoise ce qui autorise l'adoption d'un coefficient de frottement égal à 0,45. Les efforts résistants au glissement de chaque boulon sont alors dans chaque plan de frottement :

- boulon hr 10-9, M 24 : $f_r = 11,67 \text{ t}$
- boulon hr 10-9, M 22 : $f_r = 10,01 \text{ t}$

La résistance ultime au cisaillement d'une tige de boulon est de la forme:

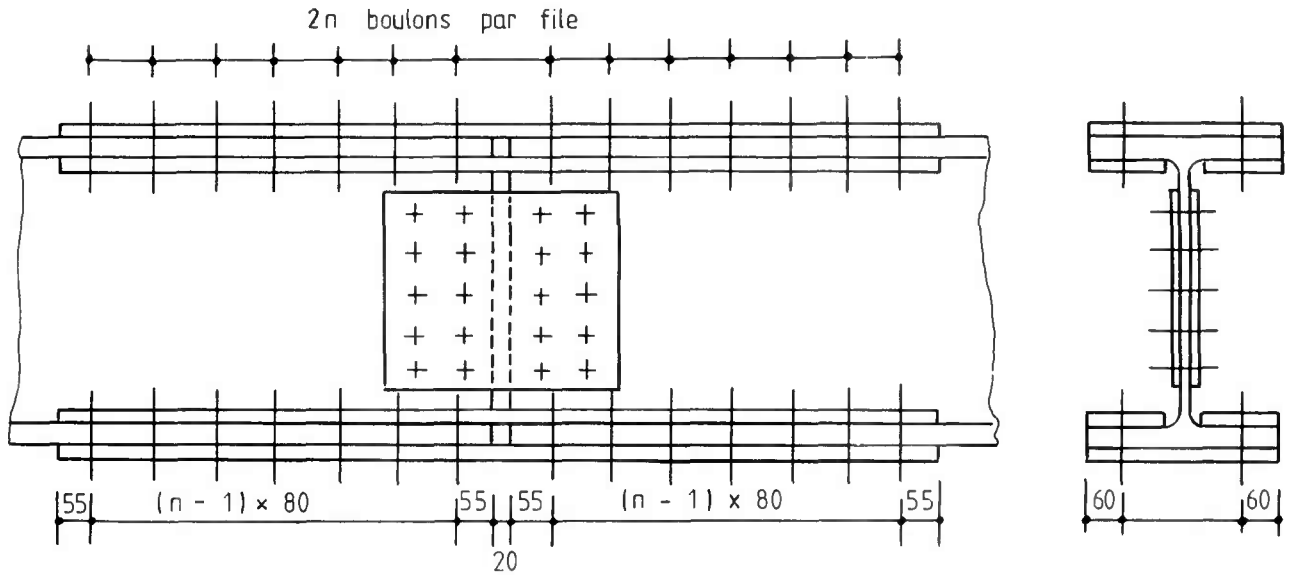
$$t_u = 0,5 \cdot A_r \cdot \sigma_e \text{ soit :}$$

- boulon hr 10-9, M 24 : $t_u = 16,2 \text{ t}$
- boulon hr 10-9, M 22 : $t_u = 13,9 \text{ t}$

Enfin la condition de pression diamétrale $\frac{t_u}{de} < 4.\sigma_e$ est toujours vérifiée, compte tenu des épaisseurs des pièces utilisées.

1.2. Assemblages proposés

L'espacement entre les abouts des poutrelles rendues continues est de 20 mm.



a) Couvre-joints de semelles

Profilé	Nombre et dimensions des couvre-joints	n	Nombre et types de boulons
HEA 400	2 x [880 x300 x14]+ 4 x [880x115 x14]	5	40 hr 10 - 9 M 24 - 90
500	2 x [1040 x300 x20]+ 4 x [1040x115 x20]	6	48 hr 10 - 9 M 24 - 100
600	2 x [1040 x300 x20]+ 4 x [1040x115 x20]	6	48 hr 10 - 9 M 24 - 100
HEB 400	2 x [1040 x300 x20]+ 4 x [1040x115 x20]	6	48 hr 10 - 9 M 24 - 100
500	2 x [1200 x300 x20]+ 4 x [1200x115 x20]	7	56 hr 10 - 9 M 24 - 110
600	2 x [1200 x300 x25]+ 4 x [1200x115 x25]	7	56 hr 10 - 9 M 24 - 110
HEM 400	2 x [1520 x305 x30]+ 4 x [1520x115 x30]	9	72 hr 10 - 9 M 24 - 130
500	2 x [1520 x305 x30]+ 4 x [1520x115 x30]	9	72 hr 10 - 9 M 24 - 130
600	2 x [1520 x305 x30]+ 4 x [1520x115 x30]	9	72 hr 10 - 9 M 24 - 130

NOTA

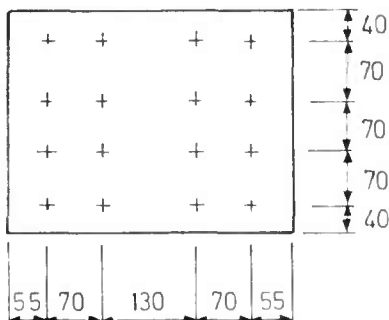
2 n : nombre de boulons par file

40 hr 10-9 M 24 - 90 : 40 boulons de classe 10-9, à têtes hexagonales, de diamètre 24 mm et de longueur 90 mm (NFE 27.711).

b) Couvre-joints d'âme

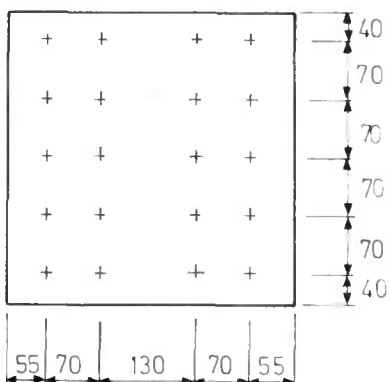
Le nombre de boulons assurant l'attache des éclisses d'âme est légèrement surabondant, ce qui peut permettre, dans certaines configurations de biais, la suppression d'un ou deux boulons autorisant le perçage du trou nécessaire au passage d'un câble.

b.1. Série HE 400



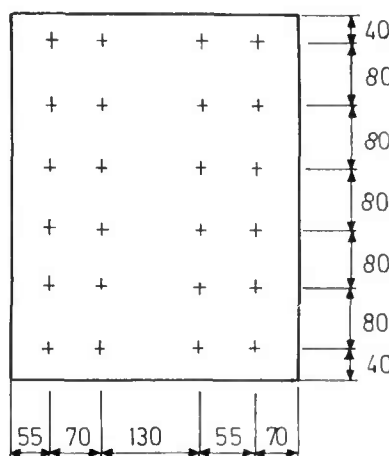
Profilé	Nombre et dimensions des éclisses	Nombre et type de boulons
HEA 400	2 x [380 x 290 x 8]	16hr 10-9 M22.70
HEB 400	2 x [380 x 290 x 8]	16hr 10-9 M22.70
HEM 400	2 x [380 x 290 x12]	16hr 10-9 M24.80

b.2. Série HE 500



Profilé	Nombre et dimensions des éclisses	Nombre et type de boulons
HEA 500	2 x [380 x 380 x 8]	20hr 10-9 M22.70
HEB 500	2 x [380 x 380 x10]	20hr 10-9 M22.70
HEM 500	2 x [380 x 380 x12]	20hr 10-9 M24.80

b.3. Série HE 600

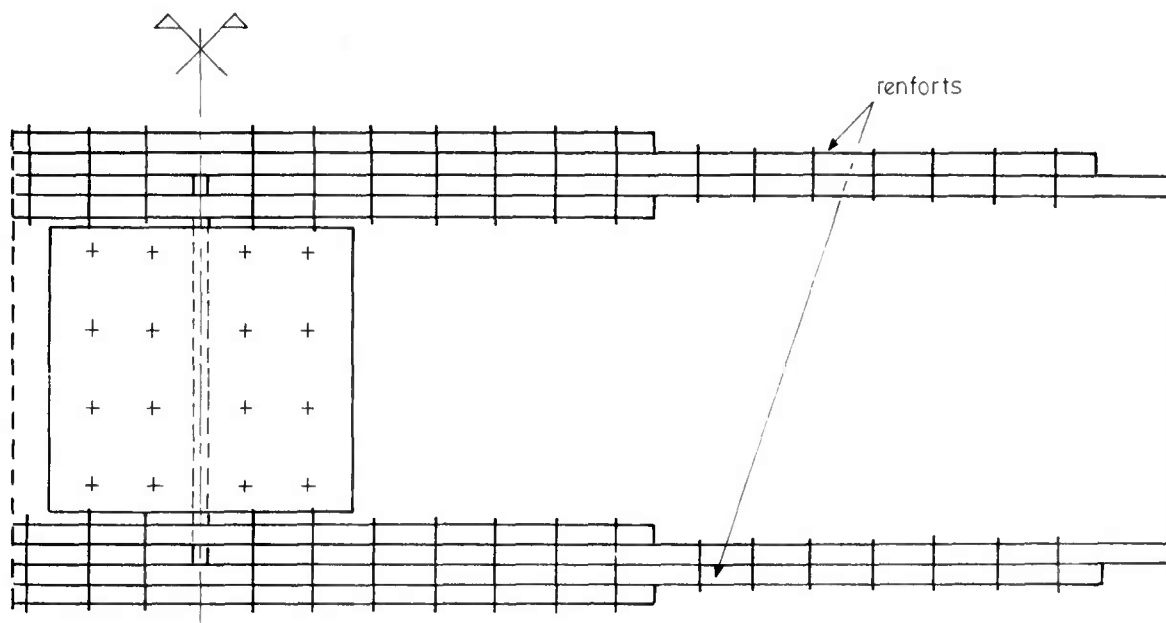


Profilé	Nombre et dimensions des éclisses	Nombre et type de boulons
HEA 600	2 x [380 x 480 x 8]	24hr 10-9 M22.70
HEB 600	2 x [380 x 480 x10]	24hr 10-9 M22.70
HEM 600	2 x [380 x 480 x12]	24hr 10-9 M24.80

2 - ASSEMBLAGES RENFORCÉS

Il peut être intéressant, dans le cas où le moment sur appui est supérieur à celui en travée, de prévoir un renforcement de l'assemblage pour absorber la pointe locale de moment négatif, renforcement qui conduit à une économie sur le nombre de poutrelles.

Ce renfort peut être constitué par deux plats d'égale section intercalés entre les semelles et les couvre-joints extérieurs.



Si b et e désignent respectivement la largeur et l'épaisseur des renforts, le moment d'inertie de la poutrelles à prendre en compte pour la vérification des contraintes sur appui devient $I + b.e.d^2/2$, où :

I est l'inertie de la section droite du profilé,

$d = h + e$, h étant la hauteur de la poutrelle.

La section du profilé à prendre en compte dans le calcul du moment résistant ultime est de même : $A + 2 b.e$

Le nombre total de boulons supplémentaires nécessaires à l'attaches des renforts sur les semelles est :

$$N \geq 4 \times 1,1 \cdot \frac{b.e.\sigma_a}{f_r}$$

expression dans laquelle :

$$\sigma_a = \frac{\sigma_e}{1,05}$$

f_r est l'effort résistant unitaire d'un boulon

3 - COUPLE DE SERRAGE

Le moment de serrage à appliquer est de la forme :

$$C_0 = k \cdot \emptyset \cdot N_V$$

où :

- N_V est la précontrainte appliquée au boulon : $N_V = 0,8 \cdot A_T \cdot \sigma_e$
- \emptyset est le diamètre nominal du boulon
- k est un coefficient tenant compte du frottement filets contre filets de l'écrou et de la vis.

Afin de garantir avec certitude l'existence réelle de ce couple de torsion, on impose un moment de serrage supérieur de 10% au moment C_0 donné par la relation précédente. D'autant plus que les moyens dont on dispose ne permettent pas d'obtenir une précision de plus ou moins 5%.

Dans le cas de boulons à l'état de livraison, donc légèrement graissés, on prend $k = 0,18$.

Dans ces conditions, les couples de serrage à appliquer sont :

- boulon hr 10 - 9 M 24 : 123 mkg
- boulon hr 10 - 9 M 22 : 97 mkg

Page laissée blanche intentionnellement

ANNEXE 3

CALCUL PRATIQUE DES MOMENTS HYPERSTATIQUES DUS AU RETRAIT SUR APPUIS

Nous proposons dans ce qui suit une méthode de calcul utilisant les résultats de la note de calcul PSIDA.

1 - EXPOSE DE LA METHODE

L'équation de la ligne d'influence du moment fléchissant sur l'appui i , fournie par PSIDA, est de la forme :

$$L(M_i) = A_j \cdot \alpha^3 + B_j \cdot \alpha^2 + C_j \cdot \alpha$$

où α est l'abscisse relative x/l_j de la force dans la travée j .

La dérivée seconde par rapport à x de cette expression est donc :

$$L''(M_i) = \frac{6 \cdot A_j \cdot \alpha + 2 \cdot B_j}{l_j^2}$$

et l'aire de cette dérivée dans la travée j est :

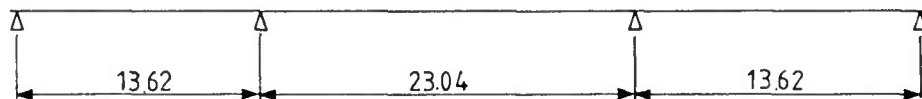
$$\int_0^{l_j} L''(M_i) \cdot dx = \frac{3 \cdot A_j + 2 \cdot B_j}{l_j}$$

Le moment hyperstatique dû au retrait sur l'appui i est alors :

$$M_{hri} = - M_{riso} \int_j \int_0^{l_j} L''(M_i) dx = - M_{riso} \int_j \frac{3 \cdot A_j + 2 \cdot B_j}{l_j}$$

2 - EXEMPLE

Considérons un ouvrage à 3 travées symétriques de portées :
13,62 m - 23,04 m - 13,62 m



Les équations de la ligne d'influence du moment fléchissant sur l'appui 2 sont selon PSIDA :

$$L(M_2) = 2,807272 \alpha^3 + 0,0 \alpha^2 - 2,807273 \alpha \quad (\text{force dans la travée 1})$$

$$L(M_2) = 10,557691 \alpha^3 + 24,099930 \alpha^2 - 13,542249 \alpha \quad (\text{force dans la travée 2})$$

$$L(M_2) = 0,882154 \alpha^3 - 2,646462 \alpha^2 + 1,764308 \alpha \quad (\text{force dans la travée 3})$$

L'aire totale de la dérivée seconde de cette ligne d'influence est alors :

$$\int_j \frac{3A_j+2B_j}{l_j} = \frac{3 \times 2,807272}{13,62} + \frac{3 \times 10,557691 + 2 \times 24,099930}{23,04} \\ + \frac{3 \times 0,882154 - 2 \times 2,64642}{13,62} = 1,143$$

Le moment hyperstatique dû au retrait sur l'appui 2 est donc :

$$M_{hr2} = - 1,143 \cdot M_{riso}$$

ANNEXE 4

CALCUL DU MOMENT ULTIME RESISTANT D'UNE SECTION MIXTE AVEC RECYCLAGE EVENTUEL DES ACIERS PASSIFS

1 - GENERALITES

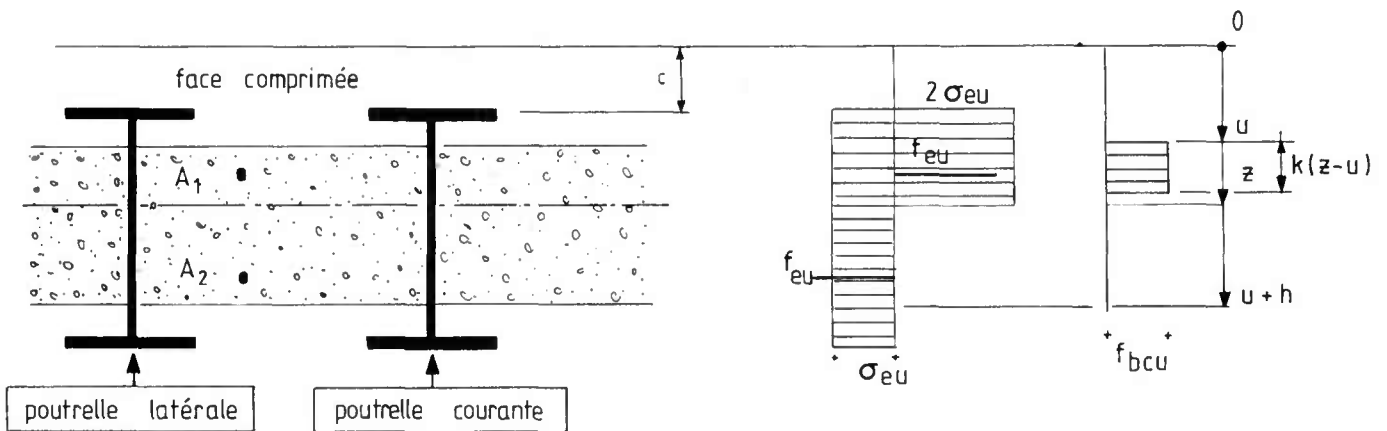
On présente dans la présente annexe une analyse du calcul du moment ultime résistant d'une section mixte à poutrelles laminées partiellement ou entièrement enrobées du béton. Le calcul est donc applicable à des ouvrages mixtes de type PSIPAP, PEB (poutrelles enrobées de la SNCF) ou OM (poutres en acier laminé et hourdis en béton) moyennant adaptations.

2 - BASES DE CALCUL

Le calcul est conforme au règlement de construction mixte. En particulier, on suppose le diagramme bi-rectangulaire de l'acier laminé.

3 - SCHEMA ET NOTATIONS

Le schéma ci-après représente une section mixte partiellement enrobée de béton.



La face supérieure est supposée comprimée (la section étant supposée soumise à un moment positif).

On définit :

- b : largeur de la table
 - h : hauteur de la poutrelle
 - e : épaisseur de la table
 - a : épaisseur de l'âme
- } d'une poutre courante

Pour une poutrelle latérale, on a de façon analogue b' , h' , e' , a' .

On repère la section par rapport à l'axe Oz issu d'une origine 0 extérieure à la section mixte et située du côté des compressions, soit :

- c (resp. c'), u, les distances du point 0 à la face la plus comprimée des poutrelles courantes (resp. latérales) et du béton.
- d₁(resp. d₂) la distance toujours par rapport à 0 du CDG des aciers les plus (resp. moins) comprimés.

Dans le cas d'un moment négatif, on obtient, moyennant un renversement de la section, les mêmes définitions.

4 - PRINCIPE DU CALCUL

A chaque position de l'axe neutre, définie par sa distance, z, au point 0, on calcule les efforts internes (effort normal N(z) et moment M(z)) de la section mixte.

Sous un moment ultime de calcul M_u, supposé positif (cf. §3), la position de l'axe neutre, définie par z₀, est déterminée par N(z₀)=0. La section n'étant soumise à aucun effort normal extérieur, cette équation a toujours une solution. On calcule alors le moment résistant M(z₀). La sécurité à l'état-limite ultime de résistance est assurée si M_u ≤ M(z₀). Dans le cas contraire, on détermine la section des aciers passifs tendus pour que cette résistance soit assurée.

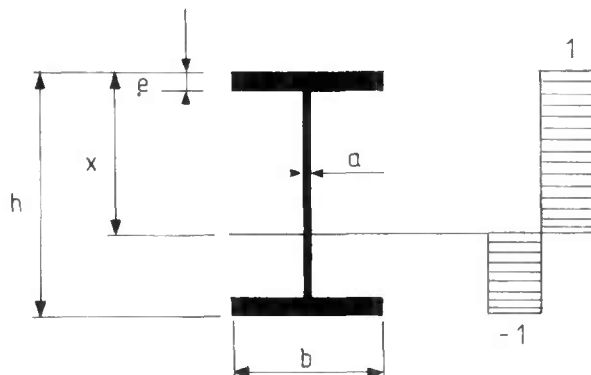
5 - ANALYSE DES CALCULS

5.1. Efforts internes d'une poutrelle

On définit les fonctions :

$$F_N(b, x) = b \cdot x$$
$$F_M(b, x) = \frac{1}{2} b \cdot x^2$$

On calcule l'effort normal N₁ et le moment M₁ (pris par rapport à la fibre supérieure) d'une poutrelle soumise à une distribution birectangulaire de contraintes (voir schéma ci-après).



$$N_1(b, h, e, a, x) = 2 \int_0^x W(t).dt - A = 2J_N - A$$

où :

A = aire de la section de la poutrelle
 W(t) = largeur de la section à l'ordonnée t

Calcul de J_N

$$J_N = \begin{cases} F_N(b, x) & \text{si } 0 \leq x \leq e \\ F_N(b-a, e) + F_N(a, x) & \text{si } e < x \leq h-e \\ F_N(b-a, e) + F_N(b, x) - F_N(b-a, h-e) & \text{si } h-e < x < h \\ A & \text{si } x \geq h \end{cases}$$

$$M_1(b, h, e, a, x) = 2 \int_0^x t.W(t).dt - A.h/2 = 2J_M - A.h/2$$

Calcul de J_M

Par la transformation $F_N \rightarrow F_M$ et $A \rightarrow A.h/2$, J_N devient J_M

Transfert du torseur au point 0

Les efforts internes d'une poutrelle se réduisent au point 0 en:

$$\begin{aligned} N_0 &= N_1 && \text{(effort normal)} \\ M_0 &= M_1 + c.N_1 && \text{(moment fléchissant)} \end{aligned}$$

5.2. Efforts internes des aciers passifs

On définit la fonction

$$n_S(d_1, z) = \begin{cases} 1 & \text{si } z \geq d_1 \\ -1 & \text{si } z < d_1 \end{cases}$$

Les efforts internes des aciers passifs sont :

$$\begin{aligned} N_S(z) &= f_{eu} \cdot \sum A_i \cdot n_S(d_i, z) && \text{(effort normal)} \\ M_S(z) &= f_{eu} \cdot \sum A_i \cdot d_i \cdot n_S(d_i, z) && \text{(moment fléchissant)} \end{aligned}$$

5.3. Efforts internes du béton

On définit la fonction

$$n_C(u, z) = \begin{cases} 0 & \text{si } z \leq u \\ k \cdot \min(z-u, H) & \text{si } z > u \end{cases}$$

Les efforts internes du béton sont :

$$N_C(z) = f_{bu} \cdot B \cdot n_C(u, z) \quad (\text{effort normal})$$

$$M_C(z) = N_C(z) \cdot \left[u + \frac{n_C(u, z)}{2} \right] \quad (\text{moment fléchissant})$$

5.4. Efforts internes de la section mixte

On pose

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = N_1(b, h, e, a, z-c) \\ N'_1 = N_1(b', h', e', a', z-c') \\ M_1 = M_1(b, h, e, a, z-c) \\ M'_1 = M_1(b', h', e', a', z-c') \end{array} \right.$$

L'effort normal interne de la section mixte est :

$$N(z) = (n-2) \cdot \sigma_{eu} \cdot N_1 + 2 \cdot \sigma_{eu} \cdot N'_1 + N_S(z) + N_C(z)$$

Le moment fléchissant interne de la section mixte est :

$$M(z) = (n-2) \cdot \sigma_{eu} \cdot (M_1 + c \cdot N_1) + 2 \cdot \sigma_{eu} \cdot (M'_1 + c' \cdot N'_1) + M_S(z) + M_C(z)$$

5.5. Résolution de $N(z)=0$

On range les dix ordonnées ci-après :

$$\begin{array}{l} c, c+e, c+h-e, c+h, \\ c', c'+e', c'+h'-e', c'+h', \\ u, u+h \end{array}$$

de façon à constituer l'ensemble ordonné :

$$z_1, z_2, \dots, z_{10}$$

On définit l'ensemble $\{\bar{N}_i\}$, $1 \leq i \leq 10$ par :

$$\bar{N}_i = N(z_i)$$

S'il existe un indice j tel que $\bar{N}_j = 0$, z_j est alors la solution. Dans le cas contraire, on détermine l'indice j tel que : $\bar{N}_j \cdot \bar{N}_{j+1} < 0$.

L'ordonnée z_0 définissant l'axe neutre est alors donnée par :

$$z_0 = z_j - \frac{\bar{N}_j}{\bar{N}_{j+1} - \bar{N}_j} (z_{j+1} - z_j)$$

5.6. Recyclage éventuel des aciers passifs

On remplace z par z_0 dans l'expression de M pour avoir le moment ultime résistant $M(z_0)$. Du fait que $N(z_0)=0$, $M(z_0)$ est également le moment pris par rapport à n'importe quel point de la section.

La sécurité vis-à-vis de la résistance est vérifiée si $M(z_0) > M_u$. Dans le cas contraire, on pose :

$$\Delta M = M_u - M(z_0) > 0$$

La section d'aciers passifs tendus à ajouter peut être alors estimée par :

$$\Delta A_s = \frac{\Delta M}{H \cdot f_{eu}} \quad , \quad H \text{ étant l'épaisseur du béton.}$$

5.7. Résumé

Le schéma fonctionnel du calcul peut être résumé comme suit :

- a) Saisie de M_u - On ne fait aucun calcul si $M_u < 0$
- b) Saisie d'autres données complémentaires dans le cas $M_u > 0$
 - n : nombre de poutrelles
 - b, h, e, a d'une poutrelle courante
 - b', h', e', a' d'une poutrelle latérale
 - B : largeur de la section béton
 - H : épaisseur du béton
 - $f_{eu}, \sigma_{eu}, f_{bu}, k$
- c) Choix de l'origine O extérieure à la section mixte
- d) Définition des distances par rapport à O :
 - c, c', d_1, d_2, u
- e) Contrôle
 - toutes les distances sont positives
 - $u < d_i < u+H$
- f) Définition des fonctions
 - $F_N, F_M, N_1, M_1 ; n_C, N_C, M_C ; n_S$
- g) Calcul de N_S, M_S, N, M
- h) Résolution de $N(z) = 0$
- i) Vérification de la résistance
Recyclage éventuel des aciers passifs et retour éventuel à l'étape (g).

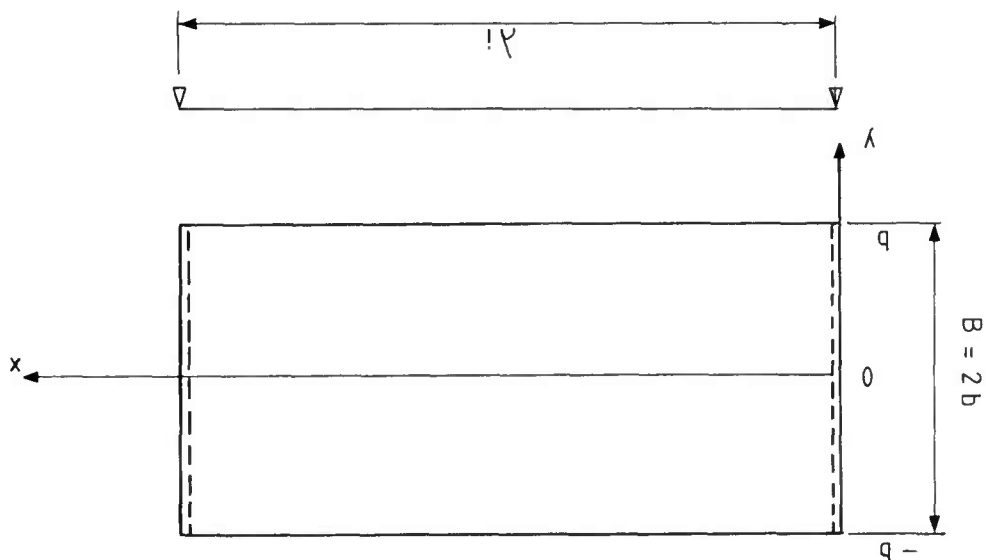
Page laissée blanche intentionnellement

ANNEXE 5

CALCUL DU MOMENT TRANSVERSAL DANS UNE DALLE HOMOGENE ISOTROPE SOUS L'ACTION D'UNE PRECONTRAINTE TRANSVERSALE RECTILIGNE ET EXCENTREE

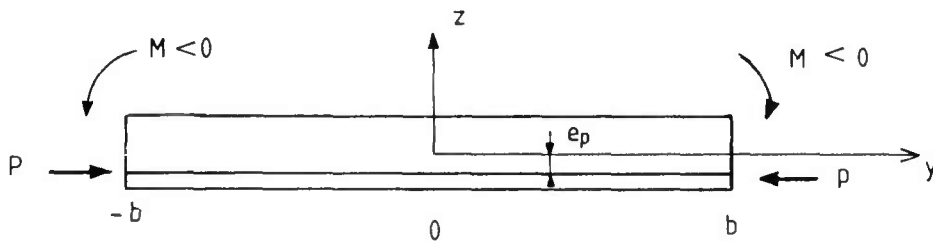
1 - THEORIE

Le calcul est dérivé de celui des moments de flexion transversale dans une dalle par la méthode de GUYON-MASSONNET-BARES.



λ_i et $2b$ sont les dimensions de la dalle rectangulaire équivalente à la travée envisagée (voir PSIDP.EL, annexe 6).

Cette dalle est soumise sur toute la longueur de ses bords libres à un moment unitaire $M = P \cdot e_p$ où P est la valeur probable de la force de précontrainte par mètre de longueur et e_p l'excentrement du câble mesuré algébriquement.



Le moment transversal au point de coordonnées (x, y) de la dalle est de la forme :

$$M_p = k_p(x, y) \cdot P \cdot e_p \quad \text{avec:}$$

$$k_p(x, y) = \frac{4b}{\pi \cdot \sin \psi_i} \sum_m \frac{1}{m} \sin \frac{m\pi x}{\lambda_i} \left[\left(\frac{\partial \mu_m}{\partial e} \right)_{-b} - \left(\frac{\partial \mu_m}{\partial e} \right)_b \right]$$

où $\frac{\partial \mu_m}{\partial e}$ est la dérivée partielle de la ligne d'influence du coefficient de flexion transversale de la fibre d'ordonnée y , et ψ_i le biais mécanique de la travée considérée.

Cette dérivée est de la forme :

$$\frac{\partial \mu_m}{\partial e} = - \frac{1}{4\sigma \operatorname{sh}^2 \sigma} \left(\frac{A \cdot B}{E} + \frac{C \cdot D}{F} + H \right)$$

avec :

$$A = [(1-\nu) \cdot \sigma \cdot \operatorname{ch} \sigma - (3+\nu) \cdot \operatorname{sh} \sigma] \operatorname{ch}(m\theta\beta) - (1-\nu) \cdot (m\theta\beta) \cdot \operatorname{sh}(m\theta\beta) \cdot \operatorname{sh} \sigma$$

$$B = \frac{\sigma}{b} \{ [(1-\nu) \cdot \sigma \cdot \operatorname{ch} \sigma - (1+\nu) \cdot \operatorname{sh} \sigma] \operatorname{sh}(m\theta\psi) - (1-\nu) \cdot \operatorname{sh} \sigma \cdot [\operatorname{sh}(m\theta\psi) + (m\theta\psi) \cdot \operatorname{ch}(m\theta\psi)] \}$$

$$C = (1-\nu) \cdot \sigma \cdot \operatorname{ch} \sigma \cdot \operatorname{sh}(m\theta\beta) - (1-\nu) \cdot (m\theta\beta) \cdot \operatorname{ch}(m\theta\beta) \cdot \operatorname{sh} \sigma$$

$$D = \frac{\sigma}{b} \{ [(1-\nu) \cdot \sigma \cdot \operatorname{ch} \sigma + 2 \cdot \operatorname{sh} \sigma] \operatorname{ch}(m\theta\beta) - (1-\nu) \cdot \operatorname{sh} \sigma \cdot [\operatorname{ch}(m\theta\psi) + (m\theta\psi) \cdot \operatorname{sh}(m\theta\psi)] \}$$

$$E = (3+\nu) \cdot \operatorname{sh} \sigma \cdot \operatorname{ch} \sigma - (1-\nu) \cdot \sigma$$

$$F = (3+\nu) \cdot \operatorname{sh} \sigma \cdot \operatorname{ch} \sigma + (1-\nu) \cdot \sigma$$

$$H = \delta \cdot \frac{\sigma}{b} \{ [(1-\nu) \cdot \sigma \cdot \operatorname{ch} \sigma - (1+\nu) \cdot \operatorname{sh} \sigma] \operatorname{sh}(m\theta\chi) - (1-\nu) \cdot \operatorname{sh} \sigma \cdot [\operatorname{sh}(m\theta\chi) + (m\theta\chi) \cdot \operatorname{ch}(m\theta\chi)] \}$$

où $\delta = 1$ pour $e = -b$, c'est-à-dire pour $\psi = -\pi$
 et $\delta = -1$ pour $e = b$, c'est-à-dire pour $\psi = \pi$

θ est le paramètre d'entretoisement : $\theta = \frac{b}{\lambda_i \cdot \sin^2 \psi_i}$ et $\sigma = m\pi\theta$

Les variables β , ψ et χ étant des fonctions des excentremets de la fibre étudiée et du couple appliqué :

$$\beta = \frac{\pi \cdot y}{b}, \quad \psi = \frac{\pi \cdot e}{b} = \pm \pi, \quad \chi = \pi - |\beta - \psi|$$

2 - CALCUL PRATIQUE

Les expressions précédentes peuvent être programmées sur une calculatrice de poche. Nous indiquons cependant ci-après une méthode permettant le calcul du coefficient k_p à partir d'éléments fournis par la note de calcul PSIDA.

Si Δ désigne le pas de calcul de la ligne d'influence du coefficient de flexion transversale déterminée par PSIDA, nous avons les relations :

$$\left(\frac{\partial \mu_m}{\partial e}\right)_{-b} \approx \frac{(\mu_m)_{-b+\Delta} - (\mu_m)_{-b}}{\Delta}$$

$$\left(\frac{\partial \mu_m}{\partial e}\right)_b \approx \frac{(\mu_m)_b - (\mu_m)_{b-\Delta}}{\Delta}$$

Les valeurs de μ_m sont lues directement sur la note de calcul.

Exemple : Considérons un ouvrage à 4 travées symétriques de portées : 9,75 m - 13,93 m - 13,93 m - 9,75 m, de largeur droite 7,913 m et de biais géométrique 80 gr.

Le biais mécanique de la 1ère travée est $\psi_1 = 86,574$ gr et les dimensions de la dalle rectangulaire équivalente sont : $2b = 8,092$ m et $\lambda_1 = 8,818$ m (voir la page ci-après extraite de la note de calcul PSIDA).

- Pour un point situé au centre de la dalle, nous avons :

$$\left(\frac{\partial \mu_1}{\partial e}\right)_{-b} = - \left(\frac{\partial \mu_1}{\partial e}\right)_b = \frac{-0,0422 + 0,0625}{0,500} = 0,0366$$

$$\left(\frac{\partial \mu_3}{\partial e}\right)_{-b} = - \left(\frac{\partial \mu_3}{\partial e}\right)_b = \frac{-0,0035 + 0,0033}{0,500} = -0,0004$$

$$\left(\frac{\partial \mu_5}{\partial e}\right)_{-b} = - \left(\frac{\partial \mu_5}{\partial e}\right)_b = \frac{-0,0003 + 0,0002}{0,500} = -0,0002$$

$$\text{d'autre part } \frac{x}{\lambda_1} = \frac{1}{2}$$

d'où :

$$k_p = \frac{2 \times 8,092}{\pi \cdot \sin(86,575 \text{ gr})} \left[\sin \frac{\pi}{2} \cdot (0,0366 \times 2) + \frac{1}{3} \cdot \sin \frac{3\pi}{2} \cdot (-0,0004 \times 2) \right. \\ \left. + \frac{1}{5} \cdot \sin \frac{5\pi}{2} \cdot (-0,0002 \times 2) \right] = 0,387$$

- Pour un point situé à mi-portée et appartenant à la fibre 2 excentrée de 1,978 m par rapport à l'axe mécanique de la dalle nous avons :

$$\left(\frac{\partial \mu_1}{\partial e}\right)_{-b} = \frac{-0,0174 + 0,0676}{0,500} = 0,1004$$

$$\left(\frac{\partial \mu_1}{\partial e}\right)_b = \frac{-0,0386 + 0,0333}{0,500} = 0,0106$$

$$\left(\frac{\partial \mu_3}{\partial e}\right)_{-b} = \frac{-0,0082 + 0,0150}{0,500} = 0,0136$$

$$\left(\frac{\partial \mu_3}{\partial e}\right)_b = \frac{-0,0006 + 0,0007}{0,500} = 0,0002$$

$$\left(\frac{\partial \mu_5}{\partial e}\right)_{-b} = \frac{-0,0032 + 0,0034}{0,500} = 0,0004$$

$$\left(\frac{\partial \mu_5}{\partial e}\right)_b = 0$$

d'où $k_p = 0,558$

Le calcul exact donne :

- pour le centre de la dalle : $k_p = 0,348$

- pour le point situé sur la fibre 2 : $k_p = 0,516$

Les valeurs données par le calcul approché sont légèrement supérieures à ces dernières. Le calcul approché est d'autant plus précis que le pas de calcul de la ligne d'influence du coefficient de flexion transversal est plus petit.

PSIDAEL 0001

ELEMENTS DE CALCUL DU MOMENT DE FLEXION TRANSVERSALE EN TRAVÉE 1

PAGE 27 BIAIS MECANIQUE (PSI): 86.574 LONGUEUR EQUIVALENTE BIAISE (DB): 9.017 LARGEUR EQUIVALENTE DROITE : 7.813
 COEFFICIENT DE POISSON :0.200 A1(2*B/SIN(PSI)): 8.092 A2(2*B/DB*SIN(PSI)): 0.897
 LES LIGNES D'INFLUENCE DU COEFFICIENT DE FLEXION TRANSVERSALE SONT CALCULEES A PARTIR DE LA TRAVÉE DROITE EQUIVALENTE DE 8.818M DE LONGUEUR ET 8.092M DE LARGEUR.(PARAMETRE D'ENTRETOISEMENT 0.459)

TERMES MULTIPLICATEURS RELATIFS A L'ETALEMENT LONGITUDINAL DES CHARGES

CHARGE REPARTIE	ETALEMENT	HARMONIQUE 1	HARMONIQUE 3	HARMONIQUE 5
BC	9.017	0.637	-0.212	0.127
BT	2.430	0.970	0.752	0.404
MC.120	2.280	0.974	0.780	0.461
	6.780	0.783	-0.110	-0.062

LIGNES D'INFLUENCE DU COEFFICIENT DE FLEXION TRANSVERSALE (PAS 0.500) DE LA FIBRE 1 (AXE MECANIQUE)

HARMONIQUE 1
 0.1848*

-0.0625	-0.0442	-0.0252	-0.0044	0.0197	0.0485	0.0841	0.1286	0.1848	0.1286	0.0841	0.0485	0.0197	-0.0044
-0.0252	-0.0442	-0.0625											

HARMONIQUE 3
 0.0692*

-0.0033	-0.0035	-0.0039	-0.0043	-0.0039	-0.0015	0.0061	0.0254	0.0692	0.0254	0.0061	-0.0015	-0.0039	-0.0043
-0.0039	-0.0035	-0.0033											

HARMONIQUE 5
 0.0416*

-0.0002	-0.0003	-0.0005	-0.0009	-0.0016	-0.0022	-0.0014	0.0066	0.0416	0.0066	-0.0014	-0.0022	-0.0016	-0.0009
-0.0005	-0.0003	-0.0002											

LIGNES D'INFLUENCE DU COEFFICIENT DE FLEXION TRANSVERSALE (PAS 0.500) DE LA FIBRE 2 A -1.9780E L'AXE MECANIQUE

HARMONIQUE 1
 0.1638*

-0.0676	-0.0174	0.0352	0.0934	0.1606	0.1191	0.0827	0.0545	0.0328	0.0161	0.0031	-0.0071	-0.0152	-0.0220
-0.0278	-0.0333	-0.0386											

HARMONIQUE 3
 0.0680*

-0.0150	-0.0082	0.0018	0.0220	0.0653	0.0260	0.0063	-0.0014	-0.0037	-0.0038	-0.0032	-0.0025	-0.0018	-0.0013
-0.0009	-0.0007	-0.0006											

HARMONIQUE 5
 0.0415*

-0.0034	-0.0032	-0.0021	0.0057	0.0388	0.0072	-0.0013	-0.0023	-0.0016	-0.0009	-0.0005	-0.0002	-0.0001	-0.0001
-0.0000	-0.0000	-0.0000											

LIGNES D'INFLUENCE DU COEFFICIENT DE FLEXION TRANSVERSALE (PAS 0.500) DE LA FIBRE 4 A -2.9670E L'AXE MECANIQUE

HARMONIQUE 1
 0.1187*

-0.0522	0.0283	0.1129	0.0876	0.0616	0.0417	0.0264	0.0148	0.0060	-0.0007	-0.0058	-0.0098	-0.0129	-0.0155
-0.0177	-0.0198	-0.0219											

HARMONIQUE 3
 0.0626*

-0.0239	0.0090	0.0582	0.0241	0.0057	-0.0015	-0.0037	-0.0037	-0.0031	-0.0023	-0.0017	-0.0012	-0.0008	-0.0005
-0.0004	-0.0003	-0.0002											

HARMONIQUE 5
 0.0403*

-0.0113	0.0018	0.0362	0.0071	-0.0015	-0.0023	-0.0016	-0.0009	-0.0005	-0.0002	-0.0001	-0.0001	-0.0000	-0.0000
-0.0000	-0.0000	-0.0000											

NOTA : LE CHIFFRE MARQUE D'UN ASTERISQUE CORRESPOND A L'ORDONNEE AU DROIT DE LA FIBRE CONSIDEREE

