



MINISTÈRE DE L'URBANISME DU LOGEMENT ET DES TRANSPORTS

Direction des Routes

PONTS DALLES PRECONTRAINS D'INERTIE CONSTANTE

Programme de calcul PSIDPEL

Notice d'utilisation du programme. Note de calcul modèle

Guide de calcul

OCTOBRE 85



SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES
DES ROUTES ET AUTOROUTES



Page laissée blanche intentionnellement

Le présent document a été rédigé au sein du
Département des Ouvrages d'Art du S.E.T.R.A.
par V. LE KHAC, Ingénieur E.N.P.C.

--§--

Sa présentation a été assurée par :

Mme Elisabeth FAURE
Mme Mariannic'k VINCENT
M. Bruno CECCON

--§--

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

PONTS DALLES PRECONTRAINTS D'INERTIE CONSTANTE

Programme de calcul PSIDPEL

Notice d'utilisation du programme. Note de calcul modèle

Guide de calcul



SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES
DES ROUTES ET AUTOROUTES



NOTE DE PRESENTATION

Les ponts-dalles faisaient jusqu'ici l'objet de deux dossiers-pilotes du SETRA, assortis des programmes de calcul automatique correspondants:

- PSIDA pour les dalles en béton armé
- PSIDP pour les dalles en béton précontraint.

L'établissement de ces dossiers-pilotes et programmes a eu pour conséquence de vulgariser la conception et le calcul de ces types d'ouvrages, à telle enseigne que ceux-ci ont connu un grand essor parmi les ponts types du SETRA, puisqu'ils représentent près de 50% de la surface des ponts construits en FRANCE ces dernières années. Depuis la création des programmes jusqu'à fin 84, 4425 calculs PSI-DP et 1712 calculs PSI-DA ont été ainsi effectués au SETRA.

Ces programmes de calcul et dossiers-pilotes étaient conformes à la réglementation française en vigueur: Instruction Provisoire n°1 relative au calcul de béton précontraint, règles CCBA relatives au calcul de béton armé et Titre II du Fascicule 61 concernant les charges d'exploitation des ponts-routes.

L'avènement de la réglementation de calcul aux états-limites a nécessité la refonte de ces programmes et des dossiers techniques correspondants et a donné lieu à la publication:

- du document PSIDA.EL en Septembre 1984 pour les tabliers-dalles en béton armé,
- du présent document PSIDP.EL relatif aux tabliers-dalles en béton précontraint.

Ces dossiers contiennent essentiellement les éléments nécessaires au calcul automatique de ces tabliers. Leur publication répond ainsi à un besoin urgent des projeteurs d'ouvrages d'art en matière de calcul, compte tenu de l'échéance d'application des règles BAEL (1er Janvier 1985) et BPEL (1er Janvier 1986). Ces dossiers seront ultérieurement complétés par un dossier général de conception des ponts-dalles.

Tous les tabliers usuels en dalle pleine à inertie constante peuvent donc maintenant être calculés suivant la nouvelle réglementation. De plus, les nouvelles versions des programmes PSIDA et PSIDP voient leur domaine d'emploi s'élargir tant en ce qui concerne les charges d'exploitation (ponts-routes, ponts-rails, passerelles piétons, tranchées couvertes...) qu'en ce qui concerne les règles de calcul, ces dernières pouvant être étendues à certaines réglementations étrangères basées sur des principes comparables.

L'ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées
Directeur du Département des Ouvrages d'Art



P. LEMARIÉ

SOMMAIRE

---§---

Présentation du programme	7*
Application des règles BPEL à la justification des ponts-dalles	11
Acquisition des données	21
Note de calculs commentée	45
Annexe 1 : Prédimensionnement	95
Annexe 2 : . Correction de l'épaisseur dans le cas de dalles bombées . Calcul du poids des équipements fixes	101
Annexe 3 : Calcul des encorbellements	109
Annexe 4 : Calcul des renforcements locaux	123
Annexe 5 : Note sur le ferrailage des zones d'about....	137
Annexe 6 : Méthode de Guyon-Massonnet-Barès	139

---§---

* Nota | Cette pagination qui est bien entendu
continue et valable pour tout le docu-
ment, est doublée d'une autre pagina-
tion, non continue, qui est celle de
la note de calculs (extrait) avec com-
mentaires.

Page laissée blanche intentionnellement

PRESENTATION DU PROGRAMME

Le programme PSIDP-EL est conçu pour le calcul automatique de tabliers-dalles continus à inertie constante, de section pleine, de forme assimilable à un rectangle mais pouvant comporter des encorbellements latéraux. Cette structure présente, dans les cas courants d'emploi, des portées de 9 à 20 mètres en travées de rive et 15 à 25 mètres, voire 30 mètres, en travées intermédiaires.

La dalle est construite sur cintre et précontrainte par des câbles filants règnant sur toute sa longueur.

Dans le sens transversal, les efforts sont en général suffisamment modérés pour être repris par un ferrailage passif, plus économique qu'une précontrainte transversale.

La précontrainte longitudinale peut être soit recherchée et optimisée par le programme dans une dalle à coffrage prédimensionné, soit vérifiée, à partir d'un câblage (nombre et tracé) introduit en données.

Le calcul et la vérification de la précontrainte sont effectués conformément aux Directives Communes de Calcul des Constructions (DC.1979) et aux règles BPEL de calcul de béton précontraint aux états-limites.

Le calcul des ferrailages longitudinal et transversal est conforme aux règles BAEL de béton armé aux états-limites.

L'avènement de ces nouvelles réglementations aux états-limites a nécessité, pour ce qui concerne les tabliers-dalles précontraints, la refonte du programme PSIDP. Ce dernier présente par rapport à l'ancienne version les principales modifications et améliorations suivantes :

1 - NOMBRE DE CHARGES D'EXPLOITATION ADMISES SUR L'OUVRAGE

Il est possible de prendre en compte dans un calcul PSIDP-EL plusieurs charges d'exploitation :

- charge A (charge répartie),
- charges B (charge roulante de type camion),
- charges CE de caractère particulier (convoi militaire, convois exceptionnels)
- charge sur trottoirs.

Leurs conditions d'admission sont les suivantes :

- **Charge A** : Une seule charge A (soit $A(l)$ réglementaire soit A généralisée) peut être admise sur l'ouvrage.
- **Charge B** : Les charges B réglementaires suivantes peuvent être admises sur l'ouvrage :

- . le camion B_c quelle que soit la classe de l'ouvrage (F 61, II, Art. 5.1).
- . le tandem B_t pour les classes 1 et 2 (F 61, II, Art. 5.1.).

En plus de ces charges B réglementaires, une charge B généralisée (semblable au camion B_c mais pouvant comporter plus d'essieux) peut également être admise. Cette possibilité permet, en particulier, la prise en compte de la charge apportée par des engins de terrassement si la circulation de ceux-ci doit être prévue sur l'ouvrage. Cette prise en compte s'effectue dans des conditions qui seront exposées ultérieurement.

- **Charges CE** : En plus des charges d'exploitation réglementaires de caractère particulier telles que le convoi militaire M_c 80 ou M_c 120, les convois exceptionnels D et E, des charges généralisées de caractère particulier peuvent être admises. Ces charges de caractère particulier, réglementaires et généralisées, ainsi admises doivent être limitées à quatre, eu égard aux limites du programme de calcul automatique.

Pour les charges d'exploitation réglementaires, les caractéristiques géométriques et mécaniques (dimensions, poids et répartition des essieux pour le système B, des chenilles pour le char, coefficients de dégressivité transversale (B et A(l)), etc.) sont directement définies et prises en compte par le programme. Les coefficients de majoration dynamique des systèmes B et charges militaires sont directement calculés, traversés par traversé, par le programme.

Pour les charges d'exploitation généralisées de type A, B ou char, les caractéristiques de celles-ci, si leur circulation est à prévoir sur l'ouvrage, doivent être définies en données.

- **Charge sur trottoirs** : La densité en t/m^2 de cette charge est désignée par PSTROI dans le bordereau des données. La charge des trottoirs est considérée par le programme, dans le cas général, comme une charge d'accompagnement de chacune des charges A, B et CE définies précédemment. Cette règle de cumul, si elle est vraie pour les charges réglementaires A(l), B (B_c , B_t) et les convois M_c , ne l'est plus pour les convois exceptionnels D et E, et également, sauf exception, pour les charges généralisées. Elle va cependant dans le sens de la sécurité et reste encore acceptable, dans le dernier cas, si la part de la charge des trottoirs est faible.

Les engins de chantier, lorsqu'ils sont introduits en données sous forme de charge B généralisée sont (au même titre que les charges d'exploitation) pris en compte, avec superstructures mises en place, dans les études aux états-limites, aux seuls stades de service de l'ouvrage (c'est-à-dire à sa mise en service d'une part et en service définitif d'autre part). Il convient en conséquence de s'assurer de la portance de l'ouvrage sous ces engins lorsque leur circulation doit être prévue à un stade antérieur à la mise en service. Consulter en ce cas le S.E.T.R.A. ainsi que dans le cas où cette circulation doit s'effectuer après mise en place d'un remblai sur l'ouvrage.

Outre les caractéristiques définies ci-dessus, à chacun des systèmes de charges A, B, CE et PSTROT correspondent un coefficient Y_{Qc} aux états-limites de service et un coefficient Y_{Qc} (ou Y_{F1}) aux états-limites ultimes. La détermination des combinaisons d'actions et de sollicitations aux états-limites relatives aux charges d'exploitation s'effectue selon la règle de cumul des charges exposée plus haut.

2 - CALCUL DE BÉTON PRÉCONTRAIT

En ce qui concerne le calcul de béton précontraint, le programme PSIDP-EL est conforme aux règles BPEL de béton précontraint aux états-limites, à savoir :

2.1. - La prise en compte des valeurs caractéristiques pour les actions : en particulier pour le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes et la précontrainte. Cette prise en compte est matérialisée dans le programme par diverses valeurs qui figurent en bordereau des données ou qui sont initialisées au début du calcul.

2.2. - Les diverses combinaisons d'actions et contraintes limites associées : elles correspondent aux différentes combinaisons d'actions d'une part et aux différentes classes de justification d'autre part (étude aux états-limites de service).

2.3. - La recherche de la précontrainte en intensité et en tracé : Les contraintes limites à respecter plus nombreuses qu'avec l'I.P. n° 1 ont conduit à modifier fondamentalement la logique de la recherche de la précontrainte. Cependant, comme dans la version antérieure, les contraintes limites de compression du béton, qui ne sont pas déterminantes dans le cas des dalles pleines, ne sont pas prises en compte dans le dimensionnement de la précontrainte.

2.4. - Le principe de justification aux états-limites ultimes de résistance est plus précis dans le BPEL que dans l'I.P.1, puisqu'il prend en compte l'état de déformation de la section, ceci à partir des sollicitations agissantes d'une part et des diagrammes de contrainte-allongement des matériaux constitutifs de la section d'autre part.

2.5. - La règle du calcul du ferrailage passif, ainsi que les dispositions constructives sont mieux détaillées dans les règles BAEL et BPEL, que dans les règles CCBA-IP1.

*
* *
*

En conclusion, le programme PSIDP-EL est conçu pour la justification de tabliers-dalles routiers en béton précontraint conforme à la réglementation française. Toutefois, la souplesse de sa structure de données lui ouvre la possibilité de calcul et de vérification de tabliers-dalles selon d'autres règlements de charges et de calcul de béton précontraint. Le programme peut être ainsi utilisé dans la justification des ponts-dalles ferroviaires, des passerelles pour piétons ou des tranchées couvertes dans le cadre de la réglementation française ou, dans une certaine mesure, dans le cadre d'autres règlements assimilables.

Page laissée blanche intentionnellement

APPLICATION DES REGLES BPEL A LA JUSTIFICATION DES PONTS-DALLES

1 - MODALITÉS D'APPLICATION

L'application des règles BPEL à la justification des ponts-dalles nécessite essentiellement la définition de la résistance du béton, la classe de vérification, le coefficient ψ_1 et la limite d'ouverture des fissures détaillée ci-après.

1.1. - Résistance caractéristique à la compression du béton.

L'article A.2.1,1 des règles BAEL définit cette résistance dans les conditions suivantes :

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours mesurée sur cylindre, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Celle-ci, notée f_{c28} , est choisie a priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte. Ces règles sont définies par la circulaire n° 79-23 du 9 Mars 1979 relative au contrôle de la qualité des bétons (cf également le fascicule 65 du CCTG relatif à l'exécution des ouvrages et constructions en béton).

Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de j jours (en cours d'exécution) est inférieur à 28, on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} obtenue au jour considéré.

A titre indicatif, les valeurs caractéristiques sont inférieures de 10 à 15% aux valeurs nominales de la réglementation antérieure.

Il est à remarquer que :

- on obtient facilement 25 MPa sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier ;
- on peut obtenir 30 MPa dans toutes les régions à condition, en outre, de choisir convenablement les matériaux et d'étudier la composition du béton ;
- des résistances supérieures peuvent être atteintes moyennant une sélection rigoureuse des matériaux utilisés ; elles sont normalement réservées aux structures exceptionnelles.

Sauf exception, la résistance caractéristique est choisie, pour chaque partie d'ouvrage parmi les classes normalisées suivantes :

B16	B20	B25	B30	B35	B40
-----	-----	-----	-----	-----	-----

Pour les tabliers-dalles, qui sont des structures massives et peu sollicitées en compression, la classe de résistance B25 (pour les dalles de section rectangulaire) ou B30 (pour les dalles à larges encorbellements) est conseillée.

1.2. - **Classe de vérification** (justifications aux états-limites de service, ELS) et donc contraintes admissibles de traction correspondantes. L'article 1.3 des règles BPEL prévoit trois classes de vérification : I, II et III. Chacune de ces classes se caractérise par ses contraintes limites en section d'enrobage d'une part et hors section d'enrobage d'autre part sous les diverses combinaisons d'actions.

Les ponts-dalles de béton précontraint sont normalement à calculer en classe II ou III, pour les justifications aux efforts généraux. Cependant on peut préciser dès maintenant

- que les ouvrages en site marin ou exposés au salage fréquent en période d'hiver sont à calculer en classe II,
- que la classe III (dite de précontrainte partielle) peut être admise pour les tabliers-dalles routiers de 2ème et 3ème classe au sens du fascicule 61 titre II, et situés en atmosphère peu agressive.
- les autres ponts-routes de 1ère classe sont de préférence à calculer en classe II.

Dans tous les cas, il y a lieu de respecter, en ce qui concerne le choix des aciers et la mise en oeuvre des unités de précontrainte, les conditions indiquées dans le Fascicule n°4, titre I (armatures pour béton armé), titre II (armatures de précontrainte) et la circulaire n°79-78 du 16 Août 1979 relative à la mise en oeuvre des unités de précontrainte.

1.3. - **Fraction ψ_1 de charges d'exploitation sans caractère particulier** entrant dans la combinaison d'actions fréquente.

Les justifications aux états-limites de service sont à effectuer sous les combinaisons d'actions quasi-permanentes, rares et fréquentes. La combinaison quasi permanente correspond à l'état en **service à vide** et la combinaison rare à l'état en **service en charge** de l'ouvrage. A la différence de ces deux justifications qui existaient déjà dans le cadre de l'I.P.1, la justification vis-à-vis de la combinaison fréquente d'actions, c'est-à-dire de la combinaison de charges permanentes plus une fraction ψ_1 de charges d'exploitation sans caractère particulier, constitue une nouveauté des règles BPEL.

En règle générale, ψ_1 prend les valeurs suivantes :

$$\psi_1 = \begin{cases} 0.6 \text{ pour ouvrages de 1ère classe} \\ 0.4 \text{ pour ouvrages de 2ème classe} \\ 0.2 \text{ pour ouvrages de 3ème classe} \end{cases}$$

(classe au sens du fascicule 61,II)

Cette justification (à l'ELS) a pour but d'assurer aux ouvrages en béton précontraint un comportement satisfaisant vis-à-vis de la fissuration et aussi de la fatigue sous les charges répétées et fréquentes, ceci par une réserve de compression du béton au niveau des armatures de précontrainte et surtout par une limitation de la traction dans les aciers passifs.

1.4. - **Limite d'ouverture des fissures** pour les justifications à l'ELS de type béton armé. On définit ainsi les conditions de justification selon lesquelles la fissuration du béton du tablier doit être considérée soit comme "peu nuisible", soit comme "préjudiciable" soit, cas exceptionnel, comme "très préjudiciable". Chacun de ces trois niveaux d'exigences relatives à l'ouverture des fissures se caractérise du point de vue du calcul par une contrainte limite des aciers passifs (en flexion, naturellement) correspondant à la combinaison d'actions rare. En règle générale, il y a lieu de considérer la fissuration comme préjudiciable et de limiter la contrainte de travail des aciers passifs à la plus basse des deux valeurs $2/3.f_e$ et 150η MPa, ce qui correspond pour les aciers HA ($\eta = 1,6$) à une limite de 240 MPa, soit $24\,480 \text{ tf/m}^2$. D'autres dispositions constructives, non moins importantes, relatives aux diamètre, espacement et enrobage des fers sont aussi indispensables à chaque niveau d'exigence (cf. BAEL, Article A 4.5.33).

2 - EMPLOI DU PROGRAMME PSIDP-EL

Le programme PSIDP-EL peut être utilisé pour des calculs de tabliers-dalles conformes à la réglementation française, suivant les conditions ci-après :

2.1. Actions

Outre sa souplesse dans la prise en compte des charges d'exploitation, déjà développée, le programme peut dimensionner la précontrainte et les armatures passives afin de reprendre les efforts dus à des **tassements différentiels** d'appuis ou à un **gradient thermique**, selon les modalités ci-après :

a) S'agissant de déplacements différentiels des appuis, leurs efforts sont évalués par le programme conformément à l'Article 4.1.5.3 des Directives Communes de 1979, à partir des valeurs de tassements probables et aléatoires introduites en données. Les tassements probables (appelés encore tassements absolus) entrent dans la définition de la combinaison d'actions quasi-permanente. Les tassements probables + tassements aléatoires ont leurs actions maximale et minimale dans la combinaison rare (études ELS) et dans la combinaison fondamentale (études ELU de résistance).

Les tabliers-dalles peuvent supporter, avec peu de renforcements, des tassements différentiels jusqu'à 2 à 3 centimètres. Les dalles précontraintes de type PSIDP peuvent même supporter des tassements bien supérieurs moyennant, il est vrai, des renforcements plus importants. Cependant les grands tassements, du fait qu'ils portent préjudice au bon fonctionnement des ouvrages, doivent être évités par un choix approprié du type de fondation. On estime à cet égard que les tassements différentiels ne sont pas tolérables pour le fonctionnement des ouvrages d'art, dès qu'ils dépassent 0.4 % de la longueur des travées.

La structure des données du programme (cf. commentaires des données) peut lui permettre d'ailleurs de façon générale de traiter du problème de dénivellation des appuis rencontré dans le cas où on veut :

- remonter un tablier dont le gabarit est insuffisant,
- ou redescendre un tablier qui a été construit en surgabarit pour réserver pendant la construction un tirant d'air suffisant sous échafaudage.

A titre indicatif, les efforts dans la structure sous l'action des dénivellations d'appuis sont fonction de l'histoire de ces dénivellations et de leur vitesse. Il y a de plus interaction entre la loi des dénivellations et la loi de fluage du béton. Il en résulte que le "module de calcul" du béton à prendre en compte pour évaluer les efforts dans la structure dus aux dénivellations peut être pris égal à E_{i28}/χ , où :

. $\chi = 1$, lorsqu'on veut étudier l'effet instantané d'une dénivellation (par exemple mise en place par vérinage d'un ouvrage).

. $\chi = \varphi / (1 - e^{-\varphi})$, lorsqu'on veut évaluer l'effet à long terme des tassements instantanés de fondation sur sols sableux ou sur graviers.

. $\chi = e^{\varphi}$, lorsqu'on veut évaluer l'effet à long terme des tassements de fondation sur argiles, ou plus généralement des tassements dont la vitesse est voisine de la vitesse du fluage du béton.

Dans les deux dernières expressions de χ , φ désigne la valeur du coefficient de fluage K_{f1} du béton chargé à 28 jours d'âge.

De façon concrète, la prise en compte des tassements d'appui dans le calcul PSIDP s'effectue au moyen des paramètres suivants (cf. commentaires des données à introduire dans ce programme):

- Les tassements probables TP_i et les tassements aléatoires $\pm \Delta T_i$, l'indice i étant rapporté à l'appui i , qui sont obtenus à partir du dossier géotechnique de l'ouvrage à calculer. La distribution ΔT_i est donc supposée centrée autour de TP_i , dans un souci de simplification. Pour l'évaluation des efforts, le programme attribue :

. soit à tous les appuis une valeur nulle (situation avant tassements),

. soit à chaque appui i la valeur du tassement absolu TP_i , sauf à deux d'entre eux auxquels il attribue les valeurs $TP_i \pm \Delta T_i$ de façon à obtenir l'effet le plus défavorable.

- Le coefficient χ défini précédemment (appelé YOUNG dans le tableau des données).

- La fraction K des tassements à prendre en compte par le programme dans les études ELS.

- La variation $\overline{\Delta \sigma}$ de contrainte normale admissible du béton sous la combinaison rare et les tassements $TP_i \pm \Delta T_i$.

L'ensemble de ces données permet au programme une prise en compte quasi complète du problème des dénivellations d'appuis. A titre d'exemple, $K=0$ correspond à une prise en compte de ces dénivellations dans les seules études ELU (Cf. également § 2.2 relatif à ces études).

b) S'agissant des effets d'un gradient thermique, ce phénomène peut expliquer certaines fissurations constatées dans les ponts-dalles. Il s'agit des fissures longitudinales en face inférieure des ponts-dalles larges. Il s'agit également des fissures transversales dans les zones voisines des ap-

puis intermédiaires, et toujours en face inférieure de la dalle. Par conséquent, il a été prévu dans le programme des sections minimales d'armatures passives dans le but de limiter l'ouverture de ces fissures, à savoir :

- pour ce qui concerne le ferrailage transversal en face inférieure et perpendiculaire aux bords libres, le programme prévoit un pourcentage minimum égal à la plus petite des deux valeurs : $2^{\circ}/\text{oo}$ et $1,3.\eta^{\circ}/\text{oo}$ de la section du béton, η étant le rapport largeur/portée. Bien entendu, ces pourcentages sont à multiplier par $1/\sin \varphi$, φ étant l'angle de biais géométrique, lorsque le ferrailage transversal est disposé parallèlement aux lignes d'appui;
- pour ce qui concerne le ferrailage longitudinal en face inférieure près des appuis intermédiaires, le programme prévoit un pourcentage minimum égal à $1.5^{\circ}/\text{oo}$ de la section du béton que doivent présenter les armatures disposées en tête-bêche au voisinage de ces appuis.

En revanche, bien que le gradient thermique conduise également à des efforts dans le sens longitudinal, et en raison de l'expérience acquise par le bon comportement des quelques milliers de tabliers-dalles PSIDP déjà construits, il n'y a pas lieu de faire intervenir le gradient thermique dans la justification de la précontrainte et des contraintes normales de flexion de ces tabliers.

2.2. - Etudes BP

2.2.1. Généralités

Le programme PSIDP-EL peut être utilisé dans le calcul automatique de ponts-dalles conforme aux règles BPEL (les trois classes I, II et III de justification sont possibles), ceci grâce à un jeu de données destinées à définir :

- . les combinaisons d'actions, c'est-à-dire les coefficients de prise en compte des charges tant pour les études aux états-limites ultimes que pour les études aux états limites de service, avec, dans le dernier cas, les contraintes admissibles correspondantes;
- . les paramètres servant au calcul des valeurs caractéristiques des tensions des aciers de précontrainte.

Dans le cadre d'une justification standard conforme aux règles BPEL, et afin de faciliter au maximum la tâche des utilisateurs qui n'auront à introduire en ce cas qu'un minimum de données, le programme initialise les paramètres ayant trait aux règles BPEL, selon les détails indiqués ci-après.

2.2.2. Etudes ELS

Compte tenu des éléments exposés dans le présent paragraphe 2, les combinaisons d'actions pour les études ELS avec leurs contraintes limites correspondantes prévues dans le programme dans le cadre d'application des règles BPEL peuvent être condensées dans le tableau page 17 (les notations sont définies au § 2.2.4).

2.2.3. Etudes ELU

Le programme considère deux combinaisons conformément aux DC.79 :

$$- \gamma_{F3} \cdot \gamma_{F1G} \cdot G_0 + P$$

$$- \gamma_{F3} \left[\gamma_{F1G} \cdot (G + TPA) + \gamma_{F1Q} \cdot Q \right] + P$$

Les notations sont définies au § 2.2.4.

L'étude à l'état-limite ultime de résistance est limitée pour le programme à une vérification puis un "recyclage" éventuel des armatures passives déjà obtenues lors des étapes de calcul antérieures, à savoir :

- le calcul du ferrailage de peau ($3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ de parement, article 6.1.31, BPEL)
- la reprise conventionnelle de tractions du béton (condition de non-fragilité, définie à l'article 6.1,32, BPEL)
- et la justification de l'équilibre mécanique de la section fissurée dans le cas d'une vérification suivant la classe III (Article 6.1,24, BPEL).

CONTRAINTES LIMITES DES MATERIAUX (Etude E.L.S.)

Elles sont associées aux combinaisons et varient (sauf pour les limites en compression) selon la classe de justification.

Limites en traction

		CLASSE DE JUSTIFICATION				
		CLASSE 2	CLASSE 3	OBSERVATIONS		
Situation transitoire	C ₁	G ₀ + P (en cours de construction)	Mêmes limites que celles des combinaisons C ₄ , avec ici f _{cj} au lieu de f _{c28} , f _{tj} au lieu de f _{t28}			
	C ₂	G + P + k.TP (comb.quasi-permanente)	Béton sans objet	. 0 en section d'enrobage . non définies ailleurs		
S I T U , A T E I X O P L O I T A T I O N	C ₃	C ₂ + ψ ₁ Q _r (combinaison fréquente)	Béton	. 0 en section d'enrobage . non définies ailleurs	ψ ₁ = { 0.6, ponts de 1ère classe 0.4, ponts de 2ème classe 0.2, ponts de 3ème classe (Classe ici au sens Fascicule 61 Titre II)	
			Acier	sans objet		Aciers passifs σ _s ≤ 60 MPa
	C ₄	C ₂ + γ Q (combinaison rare)	Béton	f _{t28} en section d'enrobage 1.5 f _{t28} ailleurs		sans objet
			Acier	sans objet		Aciers passifs : σ _s ≤ σ _s Aciers de précontraintes Δ σ _p ≤ f _{rg} /10
C ₅	G + P + k (TPA) + γ Q Q (combinaison rare)	Béton	Les contraintes limites sont celles correspondant à C ₄ augmentées de Δ σ			
		Acier	Les contraintes limites sont celles correspondant à C ₄			

Limites en compression

Quelle que soit la classe de vérification retenue, les contraintes de compression du béton sont limitées à :

- 0,5 f_{c28} sous C₂ (combinaisons quasi-permanentes)
- 0,6 f_{c28} sous C₄ et C₅
- 0,6 f_{cj} sous C₁ (en construction).

Nota Les notations sont définies au § 2.2.4.

2.2.4. Notations.

Les notations suivantes sont utilisées aux § 2.2.2. et 2.2.3. :

- G_0 : poids propre de la dalle
- G : poids propre + poids des équipements fixes
- P : précontrainte (valeurs caractéristiques prises dans la situation considérée)
- TP : tassements absolus (ou probables)
- TPA : tassements max. ou min. (probables + aléatoires)
- k : fractions de tassements à prendre en compte dans les justifications aux ELS
- Q : charges d'exploitation
- Q_R : charges d'exploitation sans caractère particulier
- Q_{Rp} : charges d'exploitation de caractère particulier (convois exceptionnels, convois militaires)
- ψ_1 : fraction de Q_R entrant dans la combinaison d'actions fréquente.
- γ_Q : coefficient de prise en compte des charges d'exploitation dans les études ELS

$$\gamma_Q = \begin{cases} 1.2 & \text{pour } Q_R \text{ sauf charges sur trottoirs} \\ 1 & \text{pour } Q_{Rp} \text{ et charges sur trottoirs} \end{cases}$$

$$ELU \left\{ \begin{array}{l} \gamma_{F3} = 1.125 \text{ (coefficient tenant compte des incertitudes sur les sollicitations agissantes),} \\ \gamma_{F1G} = \begin{cases} 1.2 & \text{pour } G_{max} \\ 0.9 & \text{pour } G_{min} \end{cases} \\ \gamma_{F1Q} = \begin{cases} 1.42 & \text{pour } Q_R \\ 1.2 & \text{pour } Q_{Rp} \end{cases} \end{array} \right.$$

On note :

$$\gamma_F = \gamma_{F3} \times \begin{cases} \gamma_{F1Gmax} = 1.35 \\ \gamma_{F1Gmin} = 1 \\ \gamma_{F1Qr} = 1.6 \\ \gamma_{F1Qrp} = 1.35 \end{cases}$$

$f_{c,j}$ (resp. f_{c28}) : résistance caractéristique en compression du béton à la construction (resp. à 28 jours d'âge)

$f_{t,j}$ (resp. f_{t28}) : résistance caractéristique en traction du béton à la construction (resp. à 28 jours d'âge)

f_e : limite d'élasticité des aciers passifs

f_{rg} : limite garantie de rupture des aciers de précontrainte

η : coefficient de fissuration des aciers

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisses} \\ 1,6 & \text{pour les aciers HA} \end{cases}$$

σ_s : contrainte des aciers passifs, atteinte sous la combinaison considérée

$\Delta\sigma_p$: surtension des aciers de précontrainte

$\overline{\Delta\sigma}$: variation de contrainte limite de traction du béton sous la combinaisons C5, introduite en donnée ou prise par défaut par le programme égale à $f_{t28}/2$.

2.3. Adaptation du programme à d'autres emplois

Le programme PSIDP-EL, bien qu'il soit conçu dans le cadre de la réglementation française, peut être utilisé moyennant adaptation des données (cf. tableau des données commentées) pour le calcul de tabliers-dalles conforme à d'autres règlements de calcul (relatifs aux charges et au calcul de béton précontraint).

2.4. Limites d'emploi du programme

Le programme PSIDP, du fait qu'il utilise la méthode de Guyon-Massonnet-Barès, ne peut être employé valablement que pour des tabliers-dalles de biais et de courbure en plan modérés. De façon plus précise, il est plutôt conseillé pour des biais géométriques supérieurs à 50 grades et des biais mécaniques supérieurs à 65 grades ainsi que des portées angulaires (rapport portées/rayon de courbure) ne dépassant pas 0.3 radian. Pour les tabliers-dalles de biais ou de courbure prononcé, il convient de faire appel à d'autres moyens de calcul plus généraux (tels par exemple que le programme MRB du S.E.I.R.A.) tenant compte notamment des efforts de torsion introduits dans le tablier par le biais ou la courbure en plan.

2.5. Préparation des données pour un calcul automatique

Le programme automatique PSIDP calcule et vérifie le câblage (intensité et tracé) et les ferraillements (longitudinal et transversal) à partir d'une dalle à **géométrie imposée**. Il ne fait donc pas l'optimisation de l'épaisseur de la dalle. Cette épaisseur est à déterminer par exemple par les abaques présentés dans l'annexe relative au prédimensionnement. Le cas échéant, elle est à corriger, par effet de **bombement** de la dalle, selon les indications fournies en annexe.

Pour ce qui concerne le calcul automatique, **l'acquisition des données** s'effectue au moyen des tableaux de données, dont les commentaires sont présentés ci-joint. Ces données permettent de définir:

- l'identité de l'ouvrage et ses caractéristiques géométriques;
- les caractéristiques des matériaux;
- les actions, en particulier:
 - . le **poids des équipements fixes**, qui est à déterminer selon les indications fournies en annexe,
 - . les tassements d'appuis,
 - . les charges d'exploitation;
- la classe (ou le genre) de justification et les contraintes admissibles associées (études ELS).

En principe, un calcul ou une vérification standard conforme à la réglementation française de charges et de calcul de béton précontraint, nécessite pour l'utilisateur une préparation minimum de données.

2.6. Interprétation des résultats

La note de calculs commentée présentée ci-après est destinée à illustrer les résultats des calculs automatiques.

2.7. Calculs complémentaires

Certains calculs non effectués actuellement par le programme PSIDP-EL sont à compléter par l'utilisateur.

Ces calculs qui peuvent être conduits selon les indications fournies en annexe concernent :

- le ferrailage des encorbellements dans le cas de dalles à encorbellements latéraux,
- le ferrailage des renforcements locaux au voisinage des chevêtres incorporés,
- les frettages en zones d'about (notamment de diffusion de la précontrainte).

ACQUISITION DES DONNEES

Page laissée blanche intentionnellement

NOTICE GENERALE D'EMPLOI DU BORDEREAU DES DONNEES

1. **Unités** - Les unités employées dans la présente version sont le **mètre** (longueurs) et la **tonne-force** (forces). Les contraintes sont exprimées en tonnes-forces par mètre carré. La correspondance avec les unités légales est la suivante :

$$100 \text{ tf/m}^2 = 0,98 \text{ MPa ou } 1 \text{ tf/m}^2 \# 1 \text{ Kda N/m}^2 \text{ à } 2\% \text{ près}$$

2. Les **données tramées** sur le bordereau des données ne sont à remplir ou à modifier que dans les cas particuliers d'emploi du programme automatique. L'utilisateur devra, en ces cas, surcharger la **valeur atandard préimprimée** sur le bordereau des données.

3. On désigne dans ce texte :

- **D C. 79** : les Directives Communes relatives au calcul des constructions de 1979.

- **F.61,II** : fascicule 61, titre II du C C T G relatif au règlement français de charges sur ponts-routes.

- **B P E L** : règles de calcul françaises de béton précontraint aux états limites.

4. Le schéma ci-dessous illustre la **composition** du bordereau des données et le mode d'acquisition de données.

Tableau A (Données standard)	13 lignes A, à remplir dans tous les cas, comportant, entre autres, les clés A, B, CE, GENRE, BP, CABLAGE.
Tableau B (Données optionnelles sur les charges)	Lignes optionnelles commandées par les clés A, B, CE
Tableau C (Données optionnelles sur BP)	Lignes optionnelles commandées par les clés GENRE, BP
Tableau D (Données optionnelles pour câblage)	Lignes optionnelles commandées par la clé CABLAGE

Ponts-dalles en béton précontraint à inertie constante

réserved ← P S I O P - E L		N°		DATE		NIV		TEL		A.DONNÉES GÉNÉRALES		CODE CLIENT	
A1													
A2													
A3													
A4													
A5													
A6													
A7													
A8													
A9													
A10													
A11													
A12													
A13													

1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50 51 52 53 54 55 56 57 58 59 60 61 62 63 64 65 66 67 68 69 70 71 72

B. CHARGES D'EXPLOITATION GENERALISEES (CAS DE CHARGES NON CONFORMES AU FASCICULE 61_TITRE II)

B1	WCSM	NES	TYPES	ES AV	ES AR	LONG ENC	LARG ENC	LARG ES	DYNA	DYNAM	CDTB(1)	CDTB(2)	CDTB(3)	CDTB(4)	CDTB(5)	CDTB(6)	Seulement si chiffre des centaines de B=1
B2	ABESS 1	POESS 1	ABESS 2	POESS 2	ABESS 3	POESS 3	ABESS 4	POESS 4	ABESS 5	POESS 5	ABESS 6	POESS 6					
B3	PAS	A(1)	A(1)	A(2)	A(3)	A(4)	L VOIE	CDTA(1)	CDTA(2)	CDTA(3)	CDTA(4)	CDTA(5)	CDTA(6)	Seulement si chiffre des centaines de A=1			
B4	TITRE	IDYCHA	DYCHA	POICHA	LMAX	LMIN	LARGCHA	LOCHE	CHELA	ESCHE							
B4	TITRE	IDYCHA	DYCHA	POICHA	LMAX	LMIN	LARGCHA	LOCHE	CHELA	ESCHE							
B4	TITRE	IDYCHA	DYCHA	POICHA	LMAX	LMIN	LARGCHA	LOCHE	CHELA	ESCHE							
B4	TITRE	IDYCHA	DYCHA	POICHA	LMAX	LMIN	LARGCHA	LOCHE	CHELA	ESCHE							

Rappel : Les clés A, B, CE sont définies à la ligne A8

Seulement si chiffre des centaines de CE = 1 Remplir un nombre de lignes B4 égal à ce chiffre

C. CALCUL BP GENERALISE

CONSTRAINTES-LIMITES EN SECTION D'ENROBAGE CONSTRAINTES-LIMITES HORS SECTION D'ENROBAGE

Rappel : Les clés GENRE, BP sont définies à la ligne A9

C1	σ_j	σ_{QL}	σ_ψ	σ_{mini}	$\sigma_{j,2}$	$\sigma_{QL,2}$	$\sigma_{\psi,2}$	$\sigma_{mini,2}$	γ_{bj}	γ_{bv}	Seulement si chiffre des centaines de GENRE = 0									
C2	γ_{oc} ETAT-LIMITE D'UTILISATION				γ_m ULTIME				γ_{OL} ULTIME				γ_{oc} ULTIME				Effet max PRECONTRAINTE			
	COEFCA	COEF CB	COEF CM	COEF C1	γ_s	γ_p	γ_b	γ_{F3}	$\gamma_{F1 Gmax}$	$\gamma_{F1 Gmin}$	γ_{OCA}	γ_{OBC}	γ_{OCM}	γ_{OT}	PO	DP	P	γ_p		
C3	ϵ_{L1}	ϵ_{L24}	n_i	n_v	Seulement si chiffre des centaines de GENRE = 0 et chiffre des unités de BP = 1										Seulement si chiffre des centaines de GENRE = 0 et chiffre des centaines de BP = 1					

D. COTES NECESSAIRES A LA VERIFICATION D'UN CABLE (COTES DE L'AXE DU CABLE PAR RAPPORT A LA SOUS-DALLE)

D1	P_1	0.1ℓ	0.2ℓ	0.3ℓ	0.4ℓ	0.5ℓ	0.6ℓ	0.7ℓ	0.8ℓ	0.9ℓ	P_2
D2	P_2	0.1ℓ	0.2ℓ	0.3ℓ	0.4ℓ	0.5ℓ	0.6ℓ	0.7ℓ	0.8ℓ	0.9ℓ	P_3
D3	P_3	0.1ℓ	0.2ℓ	0.3ℓ	0.4ℓ	0.5ℓ	0.6ℓ	0.7ℓ	0.8ℓ	0.9ℓ	P_4
D4	P_4	0.1ℓ	0.2ℓ	0.3ℓ	0.4ℓ	0.5ℓ	0.6ℓ	0.7ℓ	0.8ℓ	0.9ℓ	P_5
D5	P_5	0.1ℓ	0.2ℓ	0.3ℓ	0.4ℓ	0.5ℓ	0.6ℓ	0.7ℓ	0.8ℓ	0.9ℓ	P_6
D6	P_6	0.1ℓ	0.2ℓ	0.3ℓ	0.4ℓ	0.5ℓ	0.6ℓ	0.7ℓ	0.8ℓ	0.9ℓ	P_7

25

commande de calcul automatique

(A envoyer en deux exemplaires)

PROGRAMME UTILISE: _____

OUVRAGE

Identité de l'ouvrage: _____
Commune : _____ Département: _____
Voie portée : _____
Voie franchie: _____
Pièces jointes et remarques particulières: _____

**ORGANISME
DEMANDEUR**

Raison sociale: _____
Adresse: _____
Commune: _____ Code postal : _____
Ingénieur responsable: _____ Téléphone(*): _____
Télex : _____

ENVOI

Organisme demandeur A tenir à disposition à l'accueil du SETRA
 Organisme désigné ci-dessous:
Raison sociale: _____
Adresse: _____
Commune: _____ Code postal : _____
A l'attention de: _____ Téléphone(*): _____
Nombre de photoréductions supplémentaires (**) demandé: _____

FACTURATION

Organisme demandeur Organisme destinataire
 Organisme désigné ci-dessous:
Raison sociale: _____
Adresse: _____
Commune: _____ Code postal : _____
A l'attention de: _____ Téléphone(*): _____

Commande adressée au

Fait à _____ le _____ 19__

SETRA

Département des Ouvrages d'Art

Ouvrages- types

46 avenue Aristide Briand

B.P. 100 - 92223 BAGNEUX (FRANCE)

Téléphone: 4 231 31 31

Télex : 260 76 3F

(signature du demandeur)

répétée en lettres majuscules pour lisibilité:

(*) Ne pas omettre l'indicatif complet

(**) Deux photoréductions au format 21 x 29,7 sont fournies avec la note de calcul originale; les exemplaires supplémentaires sont facturés en sus.

Cadre réservé au SETRA | Niveau de prestation:

NOTICE EXPLICATIVE DES DONNEES

A - DONNÉES GÉNÉRALES

LIGNES A1 et A2	Identité de l'ouvrage à calculer pour sa localisation. (Département, Commune, voiries, n° OA...)
LIGNE A3 :	Exécution des calculs. Porter généralement 1 dans toutes les cases de la ligne A3 pour demander l'exécution des calculs correspondants; Porter TASMENT = 2 dans le cas où les tassements sont à prendre en compte dans les justifications aux différents états limites. Remplir seulement en ce cas la ligne A12.
LIGNINF	Calculs des équations des lignes d'influence des moments fléchissants, efforts tranchants et réactions d'appui.
EXCENTR	1 : Calcul des coefficients correctifs de répartition transversale selon la méthode de MM.GUYON et MASSONNET. 0 : Le programme utilise les coefficients de répartition transversale lus à la ligne A8.
MOMENT	Calcul des courbes enveloppes des moments longitudinaux.
EFTRAN	Calcul des efforts tranchants extrêmes sur appuis.
REAPPUI	Calcul des réactions d'appui globales extrêmes par appui.
MOTRAN	Calcul des moments de flexion transversale (selon la méthode de MM.GUYON et MASSONNET) en milieu de travée.
TASMENT	0 : Pas de calculs. 1 : Calcul des moments et réactions sur appuis dus à des dénivellations d'appui unitaires de 1 cm. 2 : En plus, la sécurité vis-à-vis des tassements d'appui introduits en ligne A12 est étudiée. Les sollicitations dues aux tassements probables (ou zéro), considérés comme actions de longue durée, sont prises en compte dans l'étude aux états-limites de service sans modification des contraintes limites. Les sollicitations dues aux tassements probables et aléatoires sont prises en compte d'une part avec des contraintes limites éventuellement plus larges dans l'étude aux états-limites de service et d'autre part dans l'étude aux états-limites ultimes de résistance. Remplir en ce cas la ligne A12.
DIMAP	Dimensionnement des appareils d'appui. Calcul des chevêtres.

CABLAGE 1 : **calcul** du câblage dans une dalle donnée ;
4 : **Vérification** d'un câblage dont on introduit le nombre de câbles (ligne A10) et le tracé (lignes D1 à D6).

FERTRAN Calcul du ferrailage transversal.

ETRIERS Sécurité vis-à-vis du cisaillement à l'effort tranchant général.

POINÇON Cisaillement de poinçonnement aux environs des appuis centrés (non opérationnel).

DEFORM Calcul des déformations probables du tablier (flèches et rotations).

AVANT-METRE Avant-métré récapitulatif (béton, coffrages, aciers).

P.P. Tableau récapitulatif des résultats du programme PSI.DP utilisables en données pour le programme P.P.(Piles et Palées).

DESSIN Cette case commande l'exécution du dessin automatique du câblage (1 : Dessin ; 0 : pas de dessin).

LIGNE A4 IMPRESSION DES RESULTATS

Chaque symbole a la même signification que sur la ligne A3 et commande l'impression des résultats.

0 : Seule l'impression des résultats essentiels est assurée.
1 : Les résultats intermédiaires de calcul sont également fournis.

Porter normalement les mêmes chiffres que sur la ligne A3 dans les cases LIGNINF, EXCENTR, MOMENT, MOTRAN de la ligne A4 pour permettre la vérification réglementaire de la note par l'Entrepreneur.

Rappel : Les données tramées du bordereau des données sont à remplir ou à modifier seulement dans les **cas particuliers d'emploi du programme.**

LIGNE A5 PROFIL EN LONG DE L'OUVRAGE (cf. dessins joints)

N T Nombre de travées

BIAIS Biais géométrique moyen de l'ouvrage (angle en grades entre ses lignes d'appui et son axe longitudinal).

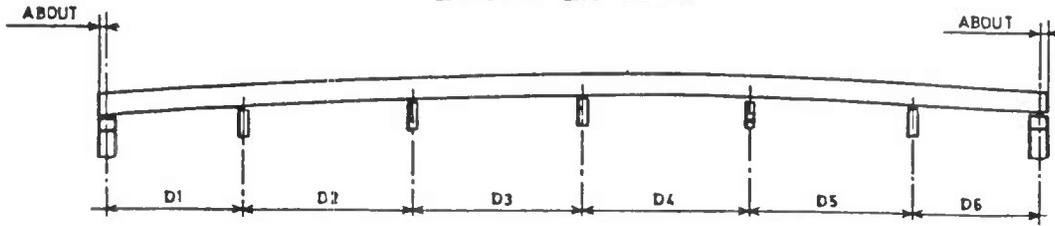
ABOUT Longueur biaise d'about sur appuis extrêmes (distance mesurée suivant l'axe de l'ouvrage entre la ligne d'appui de rive et l'about de la dalle).

D1...D6 Portées biaises des travées successives.
Les remplir toutes, même si l'ouvrage est symétrique.

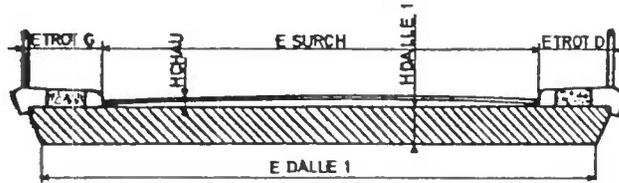
Dans le cas d'ouvrages courbes en plan, introduire les portées développées prises sur l'axe de l'ouvrage.

ND1...ND6	<p>ND_i est le nombre d'intervalles en travée i entre les sections équidistantes au droit desquelles on désire la cote de l'axe du câble par rapport à la sous-dalle.</p> <p>On choisira les nombres ND_i de façon à ce que la longueur des intervalles soit voisine de l'espacement des supports de câbles recommandé par la circulaire d'agrément du système de précontrainte retenu.</p> <p>Respecter ND_i ≤ 48.</p>
LIGNE A6	PROFIL EN TRAVERS DE L'OUVRAGE (cf. dessins joints)
NVOIE	<p>Nombre de voies de circulation.</p> <p>N'est à remplir que si le nombre de voies est différent de celui qui résulte de l'application de l'article 2.2 du fascicule 61,II.</p> <p>Exemple : Chaussée de 9 m avec deux voies de circulation seulement ; chaussée bidirectionnelle avec séparateur central.</p>
ETROTG	<p>Largeur utile du trottoir de gauche. Pour un passage inférieur : largeur droite de la bande non chargée située à gauche de la glissière de sécurité de gauche (glissière côté terre-plein central).</p>
EGAU	<p>Lorsqu'il existe un dispositif de retenue (glissière ou barrière), largeur de la bande non chargeable côté chaussée, le long du dispositif de retenue (0,50 m) ; sinon porter 0.</p>
ESURCH	<p>Largeur chargeable, telle qu'elle est définie par l'article 2 du titre II du fascicule 61.</p>
EDROI	<p>Lorsqu'il existe un dispositif de retenue (glissière ou barrière), largeur de la bande non chargeable côté chaussée, le long du dispositif de retenue (0,50 m) ; sinon porter 0.</p>
ETROTD	<p>Largeur utile du trottoir de droite. Pour un passage inférieur : Largeur droite de la bande non chargée située à droite de la glissière de sécurité de droite.</p>
HCHAU	<p>Epaisseur moyenne de béton équivalent au renformis (éventuel), à la chape et à la chaussée.</p>
SYMTAB	<p>Symétrie transversale du profil en travers. Porter 1 si ETROTG = ETROTD et EGAU = EDROI - Porter 0 dans les autres cas. (cf. dessins)</p>
DIEXT	<p>Distance de l'axe mécanique à l'axe géométrique de l'extrados de la dalle. (cf. dessins)</p>
DISINT	<p>Distance de l'axe mécanique à l'axe géométrique de l'intrados de la dalle. (cf. dessins)</p>
NF	<p>Donnée relative aux fibres étudiées pour la flexion transversale.</p> <ol style="list-style-type: none">1 : Les calculs sont effectués pour la fibre 1, axe mécanique de la dalle.2 : Les calculs sont effectués pour la fibre 1, et pour les fibres 2 et 3 à ± EDALLE/4 de l'axe mécanique de la dalle.3 : Les calculs sont effectués pour la fibre 1, les fibres 2 et 3 et les fibres 4 et 5 à ± 3 EDALLE/8 de l'axe mécanique de la dalle.

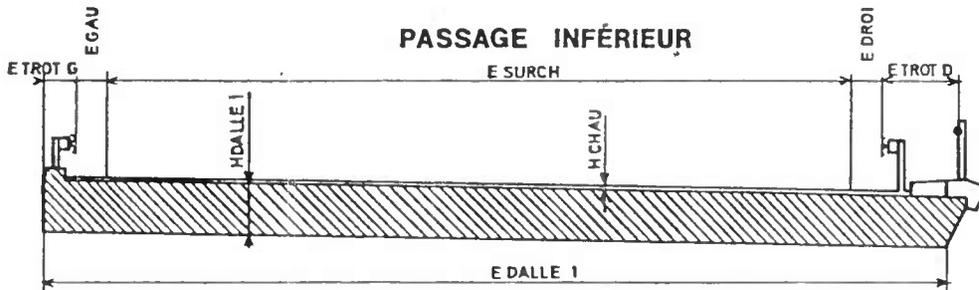
PROFIL EN LONG



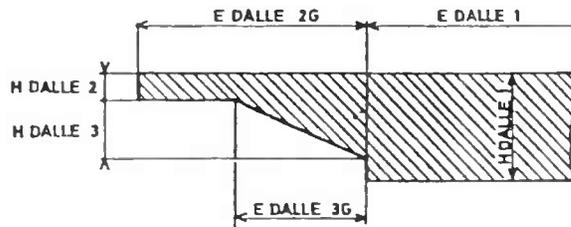
PASSAGE SUPÉRIEUR



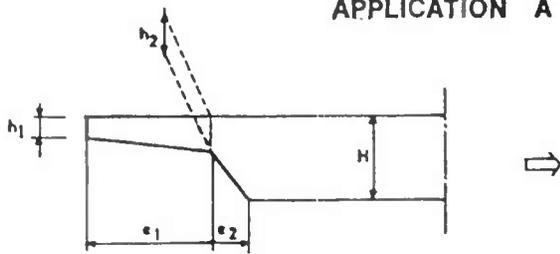
PASSAGE INFÉRIEUR



DÉTAIL D'UN ENCORBELLEMENT



APPLICATION A UN CAS COURANT



$$H_{DALLE 2} = \frac{1}{2} (h_1 + h_2)$$

$$H_{DALLE 3} = H - H_{DALLE 2}$$

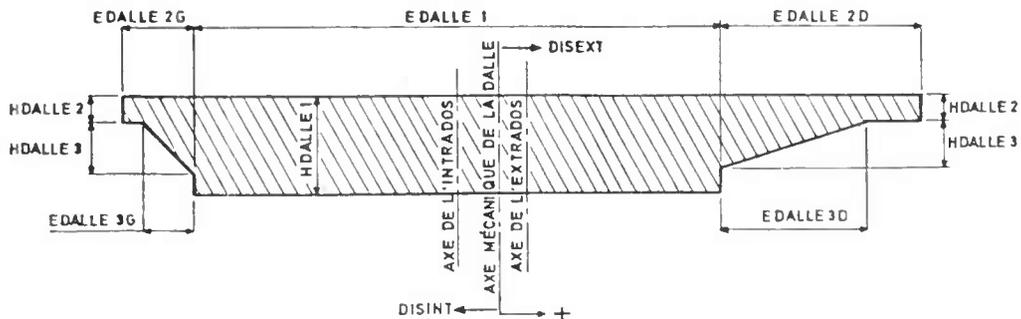
$$E_{DALLE 2G} = e_1 \cdot e_2$$

$$E_{DALLE 3G} = e_2$$

NOTA IMPORTANT

$E_{DALLE 2} = E_{DALLE 2G} + E_{DALLE 2D}$
 $E_{DALLE 3} = E_{DALLE 3G} + E_{DALLE 3D}$
 $H_{DALLE 1}$ et $H_{DALLE 2}$ sont à ajuster si l'ossature résistante est bombée

DISSYMETRIE TRANSVERSALE (paramètres DISEXT et DISINT)



YY(2) Normalement porter 0. Des valeurs différentes de 0 seront à
YY(3) porter pour certains profils d'ouvrages exceptionnels :
YY(4) ponts plus larges qu'un pont normal d'autoroute, profils en
YY(5) travers plus dissymétriques qu'un tablier de P.I., largeurs
de trottoirs très faibles.

Si $YY(2) \neq 0$, les coefficients K de répartition transversale seront étudiés pour les fibres 1 (bord gauche du trottoir gauche), et les fibres 2, 3, 4, 5 définies au bordereau des données dans les cases YY(2), YY(3), YY(4), YY(5) par leurs distances au **bord gauche du trottoir gauche**.

LIGNE A7 CARACTERISTIQUES DE LA COUPE TRANSVERSALE DE LA STRUCTURE PORTEUSE.

Cette ligne utilise les éléments de définition de la coupe transversale schématisée sur les **dessins joints**.

HDALLE 1 Epaisseur de la dalle résistante.
Lorsque la coupe transversale comporte des encorbellements latéraux, HDALLE 1 est l'épaisseur du béton de la nervure.

HDALLE 2 Epaisseur à l'extrémité des encorbellements latéraux de la dalle. Ces épaisseurs (HDALLE 1 et HDALLE 2) sont à majorer si la dalle est bombée pour prendre en compte une épaisseur moyenne (cf. annexe).

HDALLE 3 Epaisseur verticale du flanc qui peut exister entre l'encorbellement et le corps de la dalle.

EDALLE 1 Largeur droite d'intrados entre encorbellements (largeur entre arêtes inférieures).

EDALLE 2 Largeur droite **cumulée** des encorbellements.

EDALLE 3 Largeur droite **cumulée** des flancs obliques.

Le programme utilise ces caractéristiques géométriques pour les études ci-après :

- Calcul des coefficients correctifs de répartition transversale selon la méthode de MM.GUYON-MASSONNET - BARES.
- Calcul du ferrailage longitudinal.
- Justifications de l'équilibre mécanique de la section fissurée relevant de la classe III - BPEL.
- Vérifications de l'état-limite ultime de résistance.
- Calculs de la flexion transversale et du ferrailage transversal.
- Sécurité vis-à-vis de l'effort tranchant général.

En revanche, si la structure calculée s'écarte de la définition d'une dalle et est définie par les données suivantes, aucune de ces études n'est faite par le programme.

Le programme de calcul PSI.DP permet également le calcul des efforts et la recherche de la précontrainte pour une structure de section quelconque d'inertie constante. Dans ce cas, la structure est à définir par ses seules caractéristiques mécaniques : il ne faut rien mettre dans les cases précédentes de la ligne A7 mais remplir les cases suivantes :

S Aire de la section brute de béton de la coupe transversale
I Inertie brute de la section béton
S,I,V,V' V Distance du centre de gravité (de la section brute) à la fibre supérieure.
V' Distance du centre de gravité (de la section brute) à la fibre inférieure.

LIGNE A8 DÉFINITION DES CHARGES

STATUT Porter **100, 200, 300**, selon que le pont est de 1°, 2° ou 3° classe (F 61.II art.3).
La valeur **000** de STATUT correspond à un calcul selon le Fascicule 61, titre II de 1960.

MASVOL Valeur **probable** de la masse volumique du béton.
N'est à remplir que si la masse volumique du béton est différente de la valeur $2,5 \text{ t/m}^3$ fixée à l'article 4.1 des D.C.79 (cas d'emploi de bétons légers par exemple).

OSSAM **Coefficients multiplicateurs** pour le calcul de la valeur caractéristique maximale (resp. minimale) du poids de l'ossature.
(resp.OSSAm)

QSUPTM Valeur **caractéristique** maximale (resp. minimale) du poids des superstructures (équipements fixes de toute nature ne concourant pas à la résistance de l'ouvrage). Se reporter à l'annexe 2 pour le calcul de QSUPTM et QSUPTm.
(resp.QSUPTm)

Définition des charges d'exploitation

La définition et les conditions d'admission des charges d'exploitation, réglementaires et généralisées, sont exposées en détail dans la présentation.

A **Charges de type A** (l) (F 61, II art.4).
001 - La charge $A(l)$ est la charge réglementaire définie au F 61, II.
100 - La charge $A(l)$ est une charge généralisée, définie par l'utilisateur en ligne B3 (ex : passerelle piétons, voie ferrée, tranchée couverte).

B **Charges du type B** (F 61, II art.5).
001 - Camions BC et tandems Bt (suivant la classe du pont, définis au F 61, II).
100 - L'ouvrage est étudié sous l'effet des seuls camions généralisés BG qui sont à définir par l'utilisateur en lignes B1 et B2 (ex : engins de terrassement).
101 - L'ouvrage est étudié sous l'effet de la charge B du F 61, II et des camions généralisés BG.
Si B = **100** ou **101**, penser à remplir les deux lignes B1 et B2.

CE **Charges de caractère particulier**
(convois militaires, charges exceptionnelles)
La donnée CE est de la forme **imj**, chaque caractère correspondant à un type de charges de caractère particulier:

i - charges **généralisées** de caractère particulier ; ces charges viennent en plus des charges militaires ou exceptionnelles type D et E et sont affectées dans les combinaisons d'actions des mêmes coefficients de prise en compte Ψ . Par exemple : convois de transport exceptionnel définis par la lettre-circulaire R/EG.3 du 20 Juillet 1983.

m - Charges exceptionnelles (F 61, II art.10)

j - Charges militaires (F 61, II art.9)

Le programme permet de prendre en compte **au maximum quatre** charges de caractère particulier.

i { 0 pas de charge généralisée de caractère particulier
i : i charges généralisées de caractère particulier. Penser alors à remplir les lignes B4 correspondantes.(i lignes)

m { 0 pas de charge exceptionnelle
1 convoi exceptionnel de type D du F.61, II
2 convois exceptionnels types D et E du F.61, II

j { 0 pas de charges militaires
3 charge militaire Mc 80 du F.61, II
4 charge militaire Mc 120 du F.61,II

Exemple : La valeur **124** de **imj** correspond à l'admission sur l'ouvrage d'une charge généralisée dont les caractéristiques seront à définir en ligne B4 (1 ligne), les convois exceptionnels D et E et le convoi militaire MC 120.

PSTROT

Charge générale des trottoirs.

Indiquer **0** dans le cas d'une plateforme autoroutière.
Indiquer **0.150** dans le cas de voirie ordinaire.

$\Delta\theta$

Gradient thermique global (en degrés centigrades) à prendre en compte dans les justifications à l'état limite de service (flexion longitudinale).

$\Psi_{0\theta}$

Fraction du gradient thermique à prendre en compte dans la **combinaison rare** d'actions (en présence des charges d'exploitation).

Nota : $\Delta\theta$ et $\Psi_{0\theta}$ ne sont pas opérationnels actuellement.

KA, KBC, KBT
KCM, KTR

Coefficients correctifs de répartition transversale, relatifs **respectivement** à la charge A, à la charge Bc, à la charge Bt, au char militaire, à la charge des trottoirs. Ces cinq coefficients sont à définir si, et seulement si, on ne désire pas que les coefficients correctifs de répartition transversale soient calculés par la méthode de MM. GUYON et MASSONNET et que l'on a en conséquence porté 0 dans la case EXCENTR de la ligne A3. Le programme ne considère qu'une seule valeur par type de charge, valable pour l'ensemble de l'ouvrage.

Pour A et Bc, ces coefficients doivent tenir compte non seulement de la majoration due à l'excentrement des charges, mais aussi des coefficients a1 et bc fonction du nombre de voies surchargées donnant l'effet le plus défavorable. Plus précisément, il faut pour les différentes fibres longitudinales considérées, NVOIE étant le nombre de voies, calculer les coefficients d'excentrement KA(i) (ou KBC(i)) des différentes voies de circulation (ou files de camions) successifs, comparer les quantités

$$\frac{a1(i) \times \sum_{j=1}^i KA(j)}{NVOIE} \quad \text{ou} \quad \frac{bc(i) \times \sum_{j=1}^i KBC(j)}{NVOIE}$$

et retenir les plus grandes de ces quantités pour les reporter dans les données KA et KBC du programme. En général, les coefficients KA et KBC sont de la forme a1(NVOIE)x(1 + ε₁) et bc(NVOIE)x(1 + ε₂).

LIGNE 9 CLASSE DE VERIFICATION - CONTRAINTES ADMISSIBLES

(étude à l'état-limite de service).

- Genre
- 101 : L'ouvrage est justifié selon la classe 1 (cas non courant) des règles BPEL.
 - 201 : L'ouvrage est justifié selon la classe 2 des règles BPEL
 - 301 : L'ouvrage est justifié selon la classe 3 des règles BPEL
 - 001 : Classe extra-réglémentaire dont les contraintes admissibles sont à définir dans la ligne C1.

Pour l'emploi de la classe extra-réglémentaire consulter le S.E.I.R.A.

BP Cette donnée n'est à remplir que si l'on est en classe extra-réglémentaire définie ci-dessus et que l'on souhaite également modifier divers coefficients tels les coefficients ou (et) les modules d'élasticité du béton. (cf. plus loin l'usage de cette donnée).

ψ₁ Fraction de charges d'exploitation sans caractère particulier à prendre en compte dans la combinaison d'actions fréquente pour l'étude à l'état limite de service.

POISSON Coefficient de Poisson du béton.

f_{cj} Résistance caractéristique du béton en compression à la mise en précontrainte.

f_{c28} Résistance caractéristique du béton en compression à 28 jours.
Valeurs minimales : 2500 t/m² pour les dalles rectangulaires et 3000 t/m² pour les dalles à larges encorbellements latéraux.

Limites d'élasticité nominales des aciers utilisés en armatures passives :

- f_{e1} 1° - pour les ferraillements longitudinaux et transversaux.
- f_{e2} 2° - pour les armatures verticales (cadres)
Normalement f_{e1} = 40 800 t/m² et f_{e2} = 40 800 t/m²

$\bar{\sigma}_a$	Contrainte limite de traction des armatures passives longitudinales et transversales dans les justifications vis-à-vis de la combinaison rare d'actions (études ELS).
$\bar{\sigma}_{\psi_1}$	A remplir seulement en classe 3 de justification. Contrainte limite de traction des armatures passives longitudinales dans les justifications vis-à-vis de la combinaison d'actions fréquente .
LIGNE A10	ACIER DE PRÉCONTRAINTÉ.
PROCÉDÉ	Procédé de précontrainte. Inscrire le nom du procédé utilisé en toutes lettres, blancs compris, centré à l'intérieur des dix colonnes. Exemples : FREYSSINET, VSL, CCL, LH, PAC, SEEE.
UNITE	Unité de précontrainte Inscrire l'unité du procédé choisi en tous caractères (chiffres, lettres), blancs compris, centré à l'intérieur des huit colonnes. Exemples : 12 T 13, 5.12, 12 T 15, 6.12.
f_{prg} f_{peg}	Contrainte de rupture garantie de l'acier de précontrainte. Contrainte caractéristique de déformation garantie de l'acier de précontrainte.
σ_{po}	Tension initiale à l'origine ; c'est la plus petite des valeurs suivantes : $0,80.f_{prg}$ et la contrainte initiale maximale agréée pour l'armature de précontrainte utilisée.
E_p	Module d'élasticité de l'acier de précontrainte. En général $E_p = 20\ 400\ 000\ t/m^2$, pour les fils et les barres et $E_p = 19\ 400\ 000\ t/m^2$ pour les torons ou les câbles toronnés ou torsadés.
NCAB	Nombre d'armatures. Inscrire le nombre d'armatures de précontrainte seulement dans le cas d'une vérification d'un câblage donné par points. Dans tous les cas, le programme compare cette valeur introduite en données et le nombre théorique résultant du calcul pour en retenir le plus grand des deux.
SECAB	Section d'acier d'une armature en mm^2 (c'est la seule donnée n'utilisant pas la tonne et le mètre).
DGAINE	Diamètre d'encombrement de la gaine exprimé en mètre.
COUVS (resp. COUVI)	Couverture minimale de béton au-dessus (resp. en dessous) de la gaine en son point haut (resp. bas). Dans le cas de dalle bombée, corriger la valeur de COUVS selon la disposition transversale de câbles au point haut de leur tracé.
DECALAGE	Ecart existant dans les parties les plus courbes du câble entre le centre de gravité des aciers durs et l'axe de la gaine (armatures sans espaçateur d'acier). Valeur conseillée 0,11 DGAINE
RAYMIN	Rayon de courbure minimal des gaines.

LIGNE A11 ÉLÉMENTS DE CALCUL DES PERTES DE TENSION.

MODE Nature des ancrages. Dans tous les cas, les câbles sont filants d'une extrémité à l'autre de l'ouvrage.

Porter 0 ou 3 si les câbles sont à mettre en tension par leur deux extrémités (tous les ancrages sont alors actifs).

Porter 1 si tous les câbles sont tirés par leurs extrémités gauche seulement.

Porter 2 si tous les câbles sont tirés par leurs extrémités droite seulement.

Porter 4 si les câbles sont tirés alternativement une unité sur deux par l'une de leurs extrémités.

Le sens gauche-droite de l'ouvrage est défini une fois pour toute par l'ordre de définition des différentes portées en ligne A5. (le côté gauche étant le côté de la travée 1).

Perte par frottement :

f Coefficient de frottement dans les courbes.

φ Coefficient de perte par déviation parasite (perte relative de tension par mètre).

Corriger la valeur de φ dans le cas des ponts courbes en plan par $\varphi' = \varphi + f/R$, R étant le rayon de courbure en plan pris dans l'axe de l'ouvrage. Introduire φ' (au lieu de φ) en donnée.

RECLAN **Perte par blocage :**

Rentrée d'ancrage au moment du report de l'effort de traction de l'armature sur le béton aux abouts.

ϵ_{rto} **Perte par retrait du béton :**

Raccourcissement relatif de retrait du béton (en 10^{-4}) à prendre en compte dans les calculs de pertes différées de précontrainte. Normalement sa valeur est égale à $\epsilon_{rto} = \epsilon_r [1 - r(t_0)]$ avec :

ϵ_r retrait final du béton,

r(t) fonction du temps qui varie de 0 à 1 quand le temps t varie de 0 à l'infini à partir du bétonnage,

t_0 âge du béton au moment de la mise en précontrainte.

Valeurs conseillées:

$3 \cdot 10^{-4}$ dans le quart sud-est de la France

$2 \cdot 10^{-4}$ dans le reste de la France.

ρ_{1000} **Perte par relaxation des aciers.**

Valeur escomptée de la relaxation à 1000 heures correspondant à la sous-classe de l'acier de précontrainte utilisée (TBR, RN).

Sous-classe conseillée : très basse relaxation (TBR)

($\rho_{1000} = 2,5\%$) ; le supplément de coût des armatures à très basse relaxation est largement compensé par la minoration des pertes différées et par voie de conséquence des aciers de précontrainte à mettre en oeuvre. Bien entendu, l'exécution devra être conforme.

μ_0 Valeur servant à calculer la perte par relaxation et varie en fonction de la sous-classe de l'acier de précontrainte ($\mu_0 = 0.43$ pour la sous-classe TBR).

K Fluage **Perte par fluage du béton.**
Facteur de calcul du fluage du béton. Une valeur de 2 est à appliquer dans les cas courants. Si une plus grande précision est recherchée ou si la précontrainte est appliquée à un béton très jeune, K fluage est à évaluer au moyen de l'annexe des règles BPEL.

$r(j)$ **A la mise en service de l'ouvrage**
Fraction des pertes de tension différées déjà effectuées à la mise en service de l'ouvrage (j jours après la mise en tension des armatures). Une valeur égale à 0,50 est à appliquer dans les cas courants et correspond à une mise en service de l'ouvrage 90 jours après la mise en précontrainte (ou postérieure).

LIGNE A12 TASSEMENT DES APPUIS

Cette ligne est à remplir seulement si la donnée TASMENT de la ligne A 3 vaut 2 .

Limite de variation de la contrainte admissible de traction du béton de l'ouvrage en présence des tassements **aléatoires** vis-à-vis de la **combinaison rare** d'actions.

YOUNG Valeur comprise entre 3 et 4 servant à déterminer la valeur $E_{i28}/YOUNG$ du module de déformation du béton utilisé par le programme dans le calcul des efforts dus aux tassements des appuis, E_{i28} étant la valeur du module de déformation instantanée du béton à 28 jours. Sauf précisions contraires du Marché, porter $YOUNG = 1 + K_{fluage}$, K_{fluage} ayant la valeur définie en ligne A 11.

KTP Fraction des tassements à prendre en compte dans l'étude ELS.

TP_i Tassement probable de l'appui i

ΔTP_i Tassement supplémentaire aléatoire de l'appui i

LIGNE A13 DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI

COMPREN V (resp. COMPREB V) Contrainte minimale admissible de compression moyenne des appareils d'appui en élastomère (resp. en section rétrécie de béton). C'est la limite inférieure **en dessous** de laquelle il y a risque soit de cheminement (appareils d'appui en élastomère), soit de tenue insuffisante vis-à-vis des cisaillements sous les déformations dues au freinage, retrait, fluage... Valeurs conseillées (en l'absence de précisions du Marché) :

$$COMPREN V = 250 \text{ t/m}^2, \text{ COMPREB V} = 2000 \text{ t/m}^2$$

COMPREN S Contrainte **maximale** admissible de compression moyenne des
(resp. appareils d'appui en élastomère (resp. en section rétrécie
COMPREB S) de béton). C'est la limite supérieure **au-dessus** de laquelle
il y a risque soit de désordres dus à la compression exces-
sive de l'élastomère ou du béton, soit de volume trop impor-
tant de frettes à mettre en oeuvre dans le béton voisin des
appareils d'appui. Valeurs conseillées (en l'absence de pré-
cisions du Marché) :

COMPREN S = 1500 t/m², COMPREB S = 3500 t/m²

SYMAP Symétrie **longitudinale** des appareils d'appui :
 0 - pas de symétrie,
 1 - symétrie longitudinale,
 2 - les appareils d'appui sur les appuis
 intermédiaires sont tous identiques.

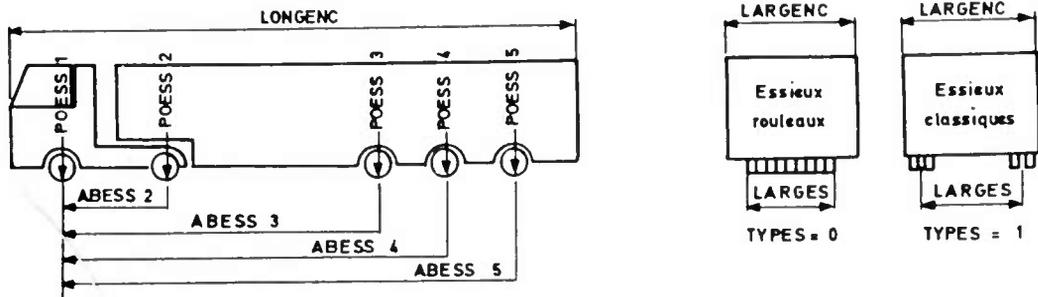
TYPAP Type de l'appareil d'appui utilisé :
 0 - articulation de FREYSSINET,
 1 - appareil d'appui en élastomère fretté,
 2 - autre type d'appareil d'appui.

NAP Nombre d'appareils d'appui sur la ligne d'appui considérée.

B - CHARGES D'EXPLOITATION GENERALISEES (OPTION)

LIGNE B1 CHARGES B GENERALISEES

ligne à remplir seulement si le chiffre des centaines de la donnée B (cf. ligne A 8) vaut 1.



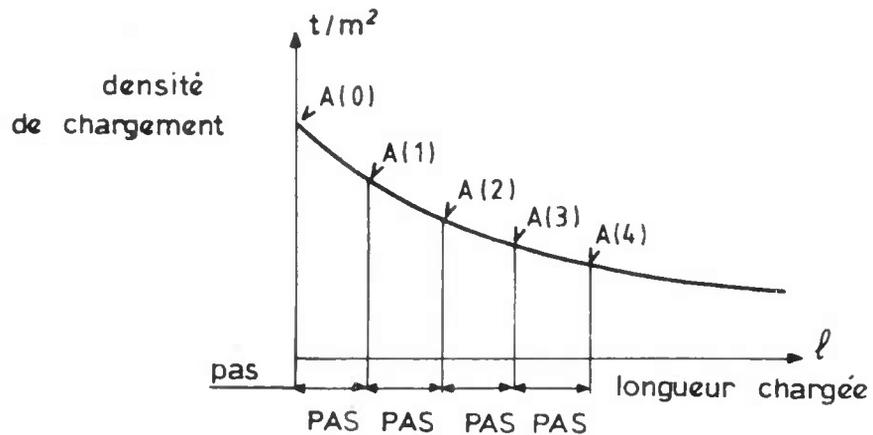
- NCAM Nombre de véhicules par voie de circulation ; ce nombre doit être inférieur ou égal à 3.
- NES Nombre d'essieux par véhicule ; ce nombre doit être **inférieur ou égal à 6**.
- TYPES 1 : Essieu classique composé de deux roues.
 0 : Essieu du type rouleau.
 A noter que tous les essieux doivent être du même type.
- ESAV Dans le calcul de la flexion transversale pour la surcharge du type B, les essieux de numéro ESAV à ESAR (bornes comprises) sont pris en compte.
- ESAR
- LONG ENC Longueur d'encombrement d'un véhicule.
- LARG ENC Largeur d'encombrement d'un véhicule.
- LARG ES Largeur de l'essieu type rouleau (si TYPES = 0) ou distance d'axe à axe des deux roues d'un même essieu (si TYPES = 1).
- DYNA 1 : le coefficient de majoration dynamique doit être lu dans la case DYNAM.
 0 : le coefficient de majoration dynamique est calculé selon les dispositions prévues par le règlement (F 61, II) **pour le système Bc**.
- DYNAM Donnée à remplir seulement si DINA = 1.
 Valeur du coefficient de majoration dynamique valable pour l'ensemble de l'ouvrage. Prendre la valeur **enveloppe** pour l'ensemble des travées pour être dans le sens de sécurité tant vis-à-vis de la flexion longitudinale que vis-à-vis de la flexion transversale.

CDTB(i) Coefficient bc relatif aux camions B pour i files considérées. Si le nombre de files de camions NFC est inférieur au nombre de voies de circulation, porter 0 dans les coefficients CDTB(i) pour i NFC.

LIGNE B2 La ligne B2 définit longitudinalement le véhicule en précisant les abscisses et poids de chaque essieu par rapport à une origine donnée. On prendra l'essieu avant du véhicule comme essieu d'origine (ES(1) abscisse 0) ; les essieux seront numérotés dans l'ordre et on fournira pour chacun d'eux son **abscisse** (ABESS_i) par rapport à l'essieu d'origine et son poids (POESS_i).

LIGNE B3 CHARGE A GÉNÉRALISÉE

Cette surcharge généralisée n'est prise en compte que si le chiffre des centaines de A est égal à 1 (cf. ligne A 8).



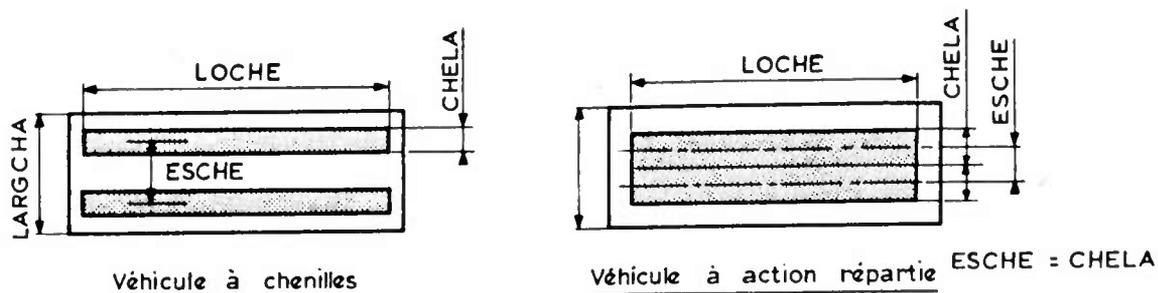
PAS La ligne B 3 définit une charge A généralisée à partir de données supplémentaires qui sont, pour une longueur unitaire PAS exprimée en mètre, les charges générales de chaussée A(0), A(1), A(2), A(3), A(4) pour une longueur chargée de 0, PAS, 2 PAS, 3 PAS, 4 PAS. Adopter normalement pour PAS une valeur entière voisine du quart de la somme des deux plus grandes portées.

LVOIE Largeur nominale d'une voie v₀ (cf. § 4.2 du fascicule 61, II).

CDTA(i) Coefficient a₁ relatif à la charge A correspondant à i voies chargées.

LIGNE(S)B4 CHARGES GENERALISEES DE CARACTERE PARTICULIER

A remplir seulement si le chiffre des centaines de CE (cf. ligne A8) est supérieur ou égal à 1. Remplir un nombre de lignes B4 égal à ce chiffre. Chacune d'elles décrit une charge généralisée de caractère particulier sous forme de convoi de deux véhicules identiques analogues aux charges militaires.



TITRE Identification en caractères alphanumériques du convoi (6 caractères).

IDYCHA 1 : Le coefficient de majoration dynamique de la charge généralisée valable pour l'ensemble de l'ouvrage doit être lu dans la donnée suivante.

0 : Les coefficients de majoration dynamique sont calculés suivant les dispositions du fascicule 61, II prévues pour les charges militaires.

DYCHA Si IDYCHA = 1, valeur du coefficient de majoration dynamique, valable pour l'ensemble de l'ouvrage, applicable à la charge généralisée.

POICHA Masse totale de chacun des deux véhicules.

LMAX Distance entr'axes maximale (resp.minimale) des impacts des deux véhicules.

CAS PARTICULIERS :

Lorsque LMAX = LMIN, ces données correspondent à un entr'axe constant à respecter entre les deux véhicules.

Lorsque LMAX = LMIN \geq 100 m, un seul véhicule est pris en compte dans le calcul des efforts.

LARGCHA Largeur d'encombrement du véhicule. Elle est égale à deux fois la distance minimale entre l'axe longitudinal de la charge et le bord de la largeur chargeable.

LOCHE Longueur d'une chenille.

CHELA Largeur d'une chenille.

ESCHE Distance d'axe en axe des deux chenilles. Pour un véhicule à action répartie, comme par exemple, l'une des remorques de la charge exceptionnelle type D ou E, prendre ESCHE = CHELA = demi-largeur d'impact (cf. figure).

C - ETUDES B P EXTRA-REGLEMENTAIRES (OPTION)

LIGNE C1 **CONTRAINTES LIMITES DÉFINISSANT LA CLASSE DE VÉRIFICATION**

Remplir seulement si le chiffre des centaines de GENRE vaut 0.

Conventions de signe :

Les contraintes de compression sont positives et les contraintes de traction sont négatives.

Contraintes admissibles en section d'enrobage.

$\bar{\sigma}_j$ Contrainte limite minimale du béton en section d'enrobage en situation de construction.

$\bar{\sigma}_{QL}$ Contrainte limite minimale du béton en section d'enrobage sous les charges quasi-permanentes, c'est-à-dire les charges permanentes plus s'il y a lieu les tassements probables (combinaison **quasi-permanente**).

$\bar{\sigma}_\psi$ Contrainte limite minimale du béton en section d'enrobage sous la combinaison des charges quasi-permanentes et de la fraction ψ_1 des charges d'exploitation **sans caractère particulier** (combinaison **fréquente**).

$\bar{\sigma}_{min}$ Contrainte limite minimale du béton en section d'enrobage de l'ouvrage en service toutes pertes déduites et en l'absence des tassements aléatoires (combinaison **rare**).

Contraintes limites hors section d'enrobage.

$\bar{\sigma}_{j,2}$ Mêmes significations que celles des contraintes plus haut

$\bar{\sigma}_{QL,2}$ relatives à la section d'enrobage.

$\bar{\sigma}_{\psi,2}$

$\bar{\sigma}_{min,2}$

γ_{bj} Coefficient définissant $\frac{f_{cj}}{\gamma_{bj}}$ (resp. $\frac{f_{c28}}{\gamma_{bv}}$), contrainte limite de compression du béton à la mise en tension (resp. en service toutes pertes déduites).

(resp. γ_{bv})

LIGNE C2 **DIVERS COEFFICIENTS.**

A remplir seulement si le chiffre des centaines de GENRE vaut 0 et le chiffre des centaines de BP -ligne 9- vaut 1.

γ_Q (ELS)
 COEFCA
 COEF CB
 COEF CM
 COEF TR

Coefficient de prise en compte des charges d'exploitation pour les justifications aux états-limites de service relatives aux charges A, B, char et trottoirs.

γ_M (ELU)
 γ_s
 γ_p
 γ_b

Coefficients d'affinité servant à définir les diagrammes de calcul de contrainte-déformation des matériaux que sont respectivement l'acier pour le renforcement longitudinal, l'acier de précontrainte et le béton en vue de la justification aux états-limites ultimes.

γ (ELU)	}	γ_{F3}	Coefficient d'ensemble d'évaluation des sollicitations.
		γ_{F1GMAX}	Coefficients γ de prise en compte des charges permanentes.
		γ_{F1GMIN}	
		γ_{QCA}	Coefficients γ de prise en compte des charges d'exploitation (A, B, char, trottoirs, respectivement).
		γ_{QCB}	
γ_{QCM}			
γ_{QT}			
P_{o1} DP_1	}		Coefficients servant à déterminer les valeurs caractéristiques maximale et minimale de l'action due à la précontrainte.
P_{o2} DP_2	}		Coefficients servant à déterminer les valeurs caractéristiques maximale et minimale de l'action due à la précontrainte.
			$\sigma_{p1} = P_{o1} \cdot \sigma_{po} - DP_1 \cdot \sigma_{pj}(x) \rightarrow P_1$ (valeur maximale) $\sigma_{p2} = P_{o2} \cdot \sigma_{po} - DP_2 \cdot \sigma_{pj}(x) \rightarrow P_2$ (valeur minimale)

LIGNE C3 DIVERS MODULES D'ÉLASTICITÉ DU BÉTON.

Cette ligne est à remplir lorsque les modules de déformation du béton ou lorsque les coefficients d'équivalence ont des valeurs différentes de celles obtenues règlementairement (A remplir seulement si le chiffre des centaines de GENRE vaut 0 et le chiffre des unités de BP - ligne A9 - vaut 1).

E_{ij}	Module d'élasticité de déformation instantanée du béton à la mise en précontrainte.
E_{i28}	Module de déformation instantanée en service.
E_{v28}	Module de déformation différée totale.
E_f	Module de déformation différée par fluage.
n_v	Coefficients d'équivalence acier-béton correspondant aux déformations différée et instantanée du béton entrant dans la justification de l'équilibre mécanique des sections fissurées et de déformation de la section jusqu'à la décompression du béton.
n_i	

D - VÉRIFICATION D'UN CABLAGE (OPTION)

Ces lignes sont liées à l'**option 4** de la donnée **CABLAGE** de la ligne A 3. Le tracé de câblage à vérifier est introduit par les cotes de l'**axe du câble moyen** par rapport au fond de moule tous les 1/10 de travée (une ligne par travée, 11 cotes du câble par travée).

Attention : Du fait du décalage dans les parties courbes, les cotes à introduire correspondent à l'**axe des aciers** de précontrainte et non à l'axe des gaines.

Page laissée blanche intentionnellement

NOTE DE CALCULS COMMENTEE

SOMMAIRE DE LA NOTE DE CALCUL

P 1 DONNEES : GEOMETRIE DE L'OUVRAGE
P 2 : MATERIAUX
P 3 : APPAREILS D'APPUI
P 4 : CALCUL B.P.
P 5 : CHARGES REGLEMENTAIRES ADMISES
P 6 LIGNES D'INFLUENCE : MOMENTS FLECHISSANTS LONGITUDINAUX SUR APPUIS
P 7 : MOMENTS FLECHISSANTS LONGITUDINAUX EN TRAVEE
P 8 : ZEROS ET AIRES
P 15 : EFFORTS TRANCHANTS
P 16 : REACTIONS D'APPUI
P 17 MAJORATION DYNAMIQUE
P 20 COEFFICIENTS CORRECTIFS DE REPARTITION TRANSVERSALE
P 21 MOMENTS FLECHISSANTS LONG. EXTREMES , ET
P 22 POSITIONS DES SURCHARGES CORRESPONDANTES
P 25 EFFORTS TRANCHANTS
P 26 REACTIONS D'APPUIS
P 27 DONNEES PRINCIPALES NECESSAIRES AU CALCUL B.P.
P 28 EQUATIONS PARABOLIQUES DU CABLE
P 29 TENSIONS EN PHASE INITIALE
P 31 FORCES ET MOMENTS HYPERSTATIQUES EN PHASE INITIALE
P 33 TENSIONS, FORCES ET MOMENTS HYPERSTATIQUES DE PRECONTRAITE EN SERVICE
P 35 CONTRAINTES NORMALES DU BETON : A LA FIN DE LA MISE EN TENSION (M.T)
P 37 : A LA MISE EN SERVICE (M.S)
P 39 : EN SERVICE DEFINITIF (E.S)
P 41 JUSTIFICATIONS E.L.U.
P 42 ELEMENTS DE CALCUL DU FERRAILLAGE LONGITUDINAL
P 44 CONTRAINTES NORMALES EXTREMES ATTEINTES DANS LE BETON
P 45 ELEMENTS DE CALCUL DES MOMENTS DE FLEXION TRANSVERSALE
P 46 MOMENTS FLECHISSANTS TRANSVERSAUX EXTREMES
P 49 TENSEURS DES EFFORTS REDUITS AU CENTRE MECANIQUE DES TRAVEES
P 50 FERRAILLAGE TRANSVERSAL EN TRAVEE
P 51 EFFORTS TRANCHANTS DE PRECONTRAITE
P 52 APPAREILS D'APPUI - CHEVETRES INCORPORES
P 53 REPARTITION DU FERRAILLAGE TRANSVERSAL
P 54 FERRAILLAGE LONGITUDINAL A METTRE EN DEUVRE
P 55 EFFORTS TRANCHANTS
P 56 CALCUL DES ETRIERES
P 57 POUSSEE AU VIDE DE LA PRECONTRAITE
P 58 DEFORMATIONS ET CONTRE-FLECHES A DONNER AU FOND DE MOULE
P 66 RESUME DES DONNEES PRINCIPALES - AV. METRE RECAPITULATIF
P 67 RESUME DES TENSIONS ET FORCES DE PRECONTRAITE
P 68 CONTRAINTES NORMALES EXTREMES ATTEINTES DANS LE BETON
P 69 COTES DE L'AXE DU CABLE MOYEN
P 70 COTES DE LA SOUS-GAINE DU CABLE MOYEN
P 71 RESULTATS UTILES AU CALCUL DES APPUIS
P 73 FIN

.....
 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE

UNITES: METRE
 TONNE
 GRADE ← 1

PROFIL EN LONG

NOMBRE DE TRAVEES	4			
	TRAVEE 1	TRAVEE 2	TRAVEE 3	TRAVEE 4
PORTEES	13.500	17.610	17.610	13.500 ← 2
LONGUEUR BIAISE D'ABOUT DU TABLIER :	0.550			

PROFIL EN TRAVERS

SYMETRIE TRANSVERSALE	OUI				
	TROTTOIR GAUCHE	BANDE DERASEE GAUCHE	CHAUSSEE	BANDE DERASEE DROITE	TROTTOIR DROIT
	1.250	0.0	7.500	0.0	1.250
4 →	EPAISSEUR MOYENNE DU REVETEMENT (HCHAU) = 0.080				
	CARACTERISTIQUES TRANSVERSALES DE LA DALLE PORTEUSE				

EN HAUTEUR	H DALLE 1	H DALLE 2	H DALLE 3	5
	0.550	0.200	0.350	
EN LARGEUR	E DALLE 1	E DALLE 2	E DALLE 3	
	9.600	0.400	0.400	

DISSYMETRIE TRANSVERSALE
 DE L'EXTRADOS 0.0
 DE L'INTRADOS 0.0

PROFIL EN PLAN

BIAS GEOMETRIQUE	80.000			
BIAS MECANIKES APPROCHES :	TRAVEE 1	TRAVEE 2	TRAVEE 3	TRAVEE 4
7 →	87.611	89.977	89.977	87.611

LARGEUR DE LA DALLE EQUIVALENTE ← 6
 9.837

COMMENTAIRE DE LA PAGE 1

- 1- Il s'agit de la tonne métrique. Pour les forces, l'unité sera la tonne-force. A titre d'ordre de grandeur, rap- pelons les équivalences suivantes (à 2% près) :
 - . 1 tonne-force # 10⁴ Newtons
 (tf) (N)
 - . 1 tf/m² # 10⁴ N/m² = 10⁻² MPa
- 2- Il s'agit de portées mesurées suivant le biais (cas d'ouvrages biais) ou de portées développées mesurées dans l'axe longitudinal (cas d'ouvrages courbes en plan).
- 3- ou "largeur chargeable" au sens du F 61.II.
- 4- Donnée uniquement utilisée dans le calcul de diffusion des charges.
- 5- Ces données sont remplacées par les caractéristiques mécaniques S, I, V, V' si ces dernières sont introduites en données (cas particulier d'emploi).
- 6- Dalle rectangulaire équivalente de même inertie et de même épaisseur que la dalle réelle.
- 7- Pour chaque travée, l'angle de biais mécanique, ψ , est l'angle formé par la direction mécanique principale des plus grands moments en travée et la direction perpendiculaire aux bords libres. L'angle de biais géométrique, φ , et l'angle de biais mécanique, ψ , sont reliés par la loi empirique suivante :

$$\psi = \varphi \text{ si } \eta \geq 2$$

$$\psi = \varphi + (100 - \varphi) (1 - 0,5 \eta)^2 \text{ si } \eta < 2$$

expression dans laquelle φ et ψ sont exprimés en grades et η désigne le rapport largeur équivalente/portée droite.

L'intérêt du calcul de ψ est double :

- . d'une part, le programme réduit les moments de flexion longitudinale et les efforts tranchants dus aux charges d'exploitation par le coefficient $\sin^2 \psi$,
- . d'autre part, le programme utilise ψ dans le calcul des éléments de réduction du tenseur de flexion et le ferrailage transversal dans chacune des travées.

* MATERIAUX *

CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DU BETON

MODULE DE DEFORMATION INSTANTANEE A LA MISE EN PRECONTRAINTE EI = 3128069.
MODULE DE DEFORMATION DIFFEREE PAR FLUAGE EF = 1608113.
MODULE DE DEFORMATION INSTANTANEE EN SERVICE EI28 = 3216226.
MODULE DE DEFORMATION DIFFEREE TOTALE EV28 = 1072075.

DEFORMATION RELATIVE DUE AU RETRAIT 0.0002000

COEFFICIENT DE POISSON 0.200

CONTRAINTES DE COMPRESSION DE RUPTURE: A 28 JOURS 2500.T/M2 , A LA MISE EN TENSION 2300.T/M2

CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DES ACIERS DE PRECONTRAINTE

PROCEDE	UNITE	NOMBRE	SECTION D'UNE ARMATURE	DIAMETRE D'UNE GAINÉ	SECTION D'UNE GAINÉ	RAYON MINIMAL	COUVERTURE DE LA GAINÉ	
RG	TG	EA	TD	REL. 1000H	PHI	COEF FROT	RECU D'ANCRAGE	F.SUP. F.INF.
12 T 13		0	1116.MM2	0.070M	0.003848M2	6.000M	0.070M	0.070M
189000.T/M2	168000.T/M2	19400000.T/M2	151000.T/M2	0.0250 COEF.MUD=D.43	0.0020	0.18	0.006M	0.007M

>>> MODE D'ANCRAGE : ACTIF AUX DEUX EXTREMITES

CARACTERISTIQUES DES ACIERS DE BETON ARME

LIMITE D'ELASTICITE FERRAILLAGE LONGITUDINAL ET TRANSVERSAL ETRIERS
40000.T/M2 40000.T/M2

Commentaires

- ① Il s'agit de résistances caractéristiques, notion différente des notions de résistance moyenne ou de résistance nominale résultant de textes antérieurs et qu'il importe de ne confondre ni avec l'une ni avec l'autre.
- ② Couvertures (ou enrobages) de la gaine en ses points hauts et ses points bas.
- ③ Valeur probable de la tension à l'origine, notée σ_{po} , dans les règles BPEL.

* APPUIS - DIVERS *

CARACTERISTIQUES DES APPAREILS D'APPUI

	APPUI 1	APPUI 2	APPUI 3	APPUI 4	APPUI 5
* TYPE	1	1	1	1	1
NOMBRE	3	4	4	4	3

* 0 SYMBOLISE UNE ARTICULATION DE FREYSSINET
1 SYMBOLISE UN APPAREIL D'APPUI EN ELASTOMERE FRETTE
2 SYMBOLISE TOUT AUTRE TYPE D'APPUI A DIMENSIONNER PAR L'UTILISATEUR

DIVERS

PROFIL VERTICAL DU CABLE NOMBRE DE DIVISIONS PAR TRAVEE
ND1= 13 ND2= 17 ND3= 17 ND4= 13

 * BASE DE CALCUL DE BETON PRECONTRAINTE *

CONTRAINTES CARACTERISTIQUES DES ACIERS DE PRECONTRAINTE

VALEUR CARACTERISTIQUE MAXIMALE VALEUR CARACTERISTIQUE MINIMALE
 P1 = 1.020 * PO - 0.300 * DELTAP P2 = 0.980 * PO - 1.200 * DELTAP

PO = VALEUR PROBABLE DE LA TENSION A L'ANCRAGE
 DELTAP = PERTE TOTALE DE TENSION

COEFFICIENT DE CALCUL DES PERTES PAR FLUAGE : KFL = 2.00 (1)

FRACTION DE PERTES DE TENSION DIFFEREES A LA MISE EN SERVICE DE L'OUVRAGE : R(J) = 0.500

COEFFICIENT PSI11 = 0.600 POUR COMBINAISON FREQUENTE (QL+PSI11.QR)

CONTRAINTES LIMITES RELEVANT DU GENRE 2 (2)

	EN PHASE INITIALE	SOUS QL	SOUS QL+QC	SOUS QL+PSI11.QR
(4) DE COMPRESSION DU BETON	1380.		1500.	
DE TRACTION DU BETON EN SECTION D'ENROBAGE	-199.	0.	-211.	0.
DE TRACTION DU BETON HORS SECTION D'ENROBAGE	-299.		-317.	
DE TRACTION DES ARMATURES PASSIVES			24480.	
(3) COEFFICIENTS D'EQUIVALENCE ACIER-BETON : NI = 5.0 NV = 15.0				

LES COEFFICIENTS GAMMA DE L'ETUDE AUX ETATS-LIMITES SONT DEFINIS PAR LES DIRECTIVES COMMUNES DE 1979 :

POUR LA PRISE EN COMPTE DES CHARGES D'EXPLOITATION (GAMMA QC) :	TROTTOIRS	CHARGE A	CHARGES B	CHARGES PARTICULIERES (5)
ETATS LIMITES D'UTILISATION	1.000	1.200	1.200	1.000
ETATS LIMITES ULTIMES	1.420	1.420	1.420	1.200
AUTRES COEFFICIENTS :	GAMMA F3 1.125	GAMMA QL1 1.200	GAMMA QL2 0.900	GAMMA B 1.500
			GAMMA MA 1.150	GAMMA MP (6) 1.150

CARACTERISTIQUES MECANQUES DE LA SECTION BRUTE

AIRE	CENTRE DE GRAVITE V	DE GRAVITE V1	INERTIE	RENDEMENT
5.4300 M2	0.2730 M	0.2770 M	0.136392 M4	0.3322

COMMENTAIRES DE LA PAGE 4

- 1 - Le programme calcule la perte de tension par fluage par $\Delta\sigma_{fl} = K_{f1} \frac{\sigma_b}{E_{i28}}$ Ep, σ_b étant la contrainte moyenne normale (évaluée par itérations successives) du béton au niveau du câble en service à vide.
- 2 - Classe de justification selon les règles **BPEL**, à ne pas confondre avec la classe du pont au sens du **F 61.II**
- 3 - Contrainte admissible de traction en service des aciers transversaux (et longitudinaux dans le cas d'une justification selon la classe 3 des règles BPEL).
- 4 - Il s'agit des contraintes normales admissibles du béton soit en compression, soit en traction qui sont fonction des combinaisons d'actions et, dans le cas de la traction, fonction aussi de la classe (ou genre) de justification.

Dans le cadre du présent modèle d'application, les combinaisons d'actions envisagées (études ELS) sont les suivantes :

- C1 (en phase initiale) : Poids propre dalle + précontrainte
- C2 (sous QL) : Charge permanente + précontrainte
- C3 (QL + ψ_1 QR) : C2 + fraction ψ_1 des charges d'exploitation sans caractère particulier
- C4 (QL + γ_{QC} .QC) : C2 + charges d'exploitation.

5 - Valeur des divers coefficients γ entrant dans la détermination des combinaisons d'actions aux études ELS.

6 - Valeur des divers coefficients γ utilisés aux états-limites ultimes.
 On note dans le cas présent avec les valeurs définies par les **DC.79** :

$$\gamma_{F3} \times \begin{cases} \gamma_{QL1} = 1.125 \times 1.2 = 1.35 \\ \gamma_{QL2} = 1.125 \times 0.9 = 1.0125 \end{cases} \quad \gamma_{FQ} \times \begin{cases} \gamma_{QR} = 1.125 \times 1.42 = 1.59375 \text{ (charges d'exploitation sans caractère particulier)} \\ \gamma_Q = 1.125 \times 1.2 = 1.35 \text{ (charges d'exploitation à caractère particulier)} \end{cases}$$

CHARGES (ACTIONS)

CHARGES PERMANENTES (EN T/ML)

	OSSATURE	SUPERSTRUCTURES	TOTAL
VALEURS MOYENNES	13.575	3.500	17.075
VALEURS CARACTERISTIQUES MAXIMALES	13.847	4.000	17.846
VALEURS CARACTERISTIQUES MINIMALES	13.303	3.000	16.303

>>> POUR MEMOIRE : MASSE VOLUMIQUE DU BETON = 2.500 T/M3

Valeurs introduites en donnée

CHARGES D'EXPLOITATION A CARACTERE NORMAL - NOMBRE DE VOIES CHARGEABLES = 2

* RELEVANT DU TITRE II DU FASC. 61 (1971) L'OUVRAGE EST DE CLASSE 1

CHARGE GENERALE DE TROTTOIRS 0.150T/M2

CHARGE A(L) - LARGEUR NOMINALE D'UNE VOIE = 3.500 M

Largeur v_0 , fonction de la classe (F.61,II)

CHARGES BC , BT

CHARGES D'EXPLOITATION A CARACTERE PARTICULIER

* RELEVANT DU TITRE II DU FASC. 61 (1971)

CONVOI MILITAIRE TYPE MC 120 - Convoi de deux chars $M_c 120$

Nota : Cette page serait suivie d'une autre page de rappel des caractéristiques des charges d'exploitation "généralisées" si ces dernières étaient introduites en données.

①

$$\begin{cases} 13.575 = 2.5 \times 5.43 & \text{aire de la section du béton} \\ 13.847 = 13.575 \times 1.02 & \text{donnée OSSAM} \\ 13.303 = 13.575 \times 0.98 & \text{donnée OSSAm} \end{cases} \text{ introduites en données}$$

EQUATIONS DES LIGNES D INFLUENCE DES MOMENTS FLECHISSANTS SUR APPUIS

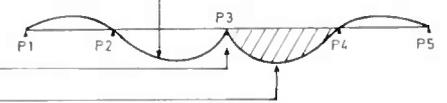
CUBIQUE DE LA FORME $A \cdot X^3 + B \cdot X^2 + C \cdot X$
X ETANT L'ABSCISSE RELATIVE DE LA FORCE DANS LA TRAVÉE

SECTION SUR	FORCE DANS LA	TRAVÉE 1	TRAVÉE 2	TRAVÉE 3	TRAVÉE 4
APPUI 2	A	3.170542	-6.846333	1.862218	-0.241420
	B	0.0	16.184738	-4.354280	0.724260
	C	-3.170542	-9.338402	2.492058	-0.482840
APPUI 3	A	-0.852990	6.579631	-6.579631	0.852990
	B	0.0	-4.354280	15.384635	-2.558970
	C	0.852990	-2.225355	-8.804993	1.705980
APPUI 4	A	0.241420	-1.862218	6.846333	-3.170542
	B	0.0	1.232382	-4.354280	9.511626
	C	-0.241420	0.629838	-2.492058	-6.341084

$$\begin{aligned} \mu(x) &= 6,579631 x^3 \\ &- 4,354280 x^2 \\ &- 2,225355 x \end{aligned}$$

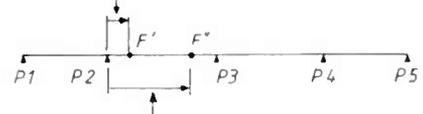
AIRES DES LIGNES D INFLUENCE DES MOMENTS FLECHISSANTS SUR APPUIS

SECTION SUR	AIRE TOTALE	TRAVÉE 1	TRAVÉE 2	TRAVÉE 3	TRAVÉE 4
APPUI 2	-24.295	-10.701	-17.361	4.581	-0.815
APPUI 3	-26.616	2.879	-16.187	-16.187	2.879
APPUI 4	-24.295	-0.815	4.581	-17.361	-10.701



ABSCISSES DES FOYERS PAR RAPPORT A L'APPUI DE GAUCHE DE LA TRAVÉE

	TRAVÉE 1	TRAVÉE 2	TRAVÉE 3	TRAVÉE 4
FOYER DE GAUCHE		3.885	3.733	2.568
FOYER DE DROITE	10.932	13.877	13.725	

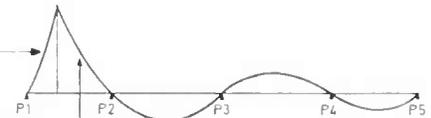


CUBIQUE DE LA FORME $A \cdot X^3 + B \cdot X^2 + C \cdot X + D$
 X ÉTANT L'ABSCISSE RELATIVE DE LA FORCE DANS LA TRAVÉE

DANS LA COLONNE TRAVÉE 10, LA FORCE ET LA SECTION SONT DANS LA MEME TRAVÉE ET L'ABSCISSE DE LA FORCE EST SUPÉRIEURE À CELLE DE LA SECTION. D EST ALORS ÉGAL À L'ABSCISSE DE LA SECTION. D EST NUL DANS TOUS LES AUTRES CAS

SECTION	ABSCISSE CUMULÉE		TRAVÉE 1G	TRAVÉE 1D	TRAVÉE 2	TRAVÉE 3	TRAVÉE 4
0.05L	0.675	A	0.158527	0.158527	-0.342317	0.093111	-0.012071
		B	0.0	0.0	0.809237	-0.217714	0.036213
		C	12.666472	-0.833527	-0.466920	0.124603	-0.024142
0.10L	1.350	A	0.317054	0.317054	-0.684633	0.186222	-0.024142
		B	0.0	0.0	1.618472	-0.435428	0.072426
		C	11.832946	-1.667053	-0.933840	0.249206	-0.048284
0.20L	2.700	A	0.634108	0.634108	-1.369265	0.372444	-0.048284
		B	0.0	0.0	3.236948	-0.870856	0.144852
		C	10.165892	-3.334107	-1.867679	0.498412	-0.096568
0.30L	4.050	A	0.951162	0.951162	-2.053899	0.558666	-0.072426
		B	0.0	0.0	4.855421	-1.306283	0.217278
		C	8.498838	-5.001161	-2.801519	0.747617	-0.144852
0.40L	5.400	A	1.268216	1.268216	-2.738532	0.744887	-0.096568
		B	0.0	0.0	6.473896	-1.741711	0.289704
		C	6.831784	-6.668216	-3.735359	0.996823	-0.193136
0.50L	6.750	A	1.585271	1.585271	-3.423165	0.931109	-0.120710
		B	0.0	0.0	8.092370	-2.177140	0.362130
		C	5.164730	-8.335270	-4.669200	1.246029	-0.241420
0.60L	8.100	A	1.902325	1.902325	-4.107799	1.117331	-0.144852
		B	0.0	0.0	9.710844	-2.612567	0.434556
		C	3.497676	-10.002324	-5.603040	1.495234	-0.289704
0.70L	9.450	A	2.219378	2.219378	-4.792432	1.303553	-0.168994
		B	0.0	0.0	11.329318	-3.047995	0.506982
		C	1.830621	-11.669379	-6.536880	1.744440	-0.337988
0.80L	10.800	A	2.536433	2.536433	-5.477065	1.489775	-0.193136
		B	0.0	0.0	12.947792	-3.483423	0.579408
		C	0.163568	-13.336432	-7.470720	1.993646	-0.386272
0.90L	12.150	A	2.853487	2.853487	-6.161699	1.675997	-0.217278
		B	0.0	0.0	14.566266	-3.918851	0.651834
		C	-1.503487	-15.003487	-8.404561	2.242852	-0.434556
0.95L	12.825	A	3.012014	3.012014	-6.504016	1.769107	-0.229349
		B	0.0	0.0	15.375504	-4.136565	0.688047
		C	-2.337014	-15.837014	-8.871481	2.367455	-0.458698

$\mu(x) = 0,951162x^3 + 8,498838x$



$\mu(x) = 0,951162x^3 - 5,001161x + 4,050$

SECTION	ABSCISSE CUMULÉE	ABSCISSE DU ZÉRO	AIRE À GAUCHE	AIRE À DROITE	AIRE TOTALE EN TRAVÉE 1
0.90L	12.150	9.799	-2.674	1.244	-1.429
0.95L	12.825	11.891	-6.120	0.283	-5.837



SECTION	ABSCISSE CUMULÉE	AIRE TOTALE	TRAVÉE 1	TRAVÉE 2	TRAVÉE 3	TRAVÉE 4
0.05L	0.675	3.114	3.793	-0.868	0.229	-0.041
0.10L	1.350	5.772	7.131	-1.736	0.458	-0.081
0.20L	2.700	9.721	12.440	-3.472	0.916	-0.163
0.30L	4.050	11.848	15.926	-5.208	1.374	-0.244
0.40L	5.400	12.152	17.590	-6.944	1.833	-0.326
0.50L	6.750	10.634	17.431	-8.681	2.291	-0.407
0.60L	8.100	7.293	15.450	-10.417	2.749	-0.489
0.70L	9.450	2.130	11.646	-12.153	3.207	-0.570
0.80L	10.800	-4.856	6.020	-13.889	3.665	-0.652
0.90L	12.150	-13.664	-1.429	-15.625	4.123	-0.733
0.95L	12.825	-18.752	-5.837	-16.493	4.352	-0.774

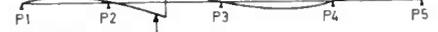
Cette aire se retrouve dans le tableau ci-dessus.

EQUATIONS DES LIGNES D INFLUENCE DES EFFORTS TRANCHANTS
CUBIQUE DE LA FORME $A \cdot X^3 + B \cdot X^2 + C \cdot X + D$

X ETANT L'ABSCISSE RELATIVE DE LA FORCE DANS LA TRAVÉE
D=1 QUAND LA FORCE EST DANS LA MEME TRAVÉE QUE LA SECTION ET A DROITE DE CELLE-CI
D=0 DANS TOUS LES AUTRES CAS

SECTION DANS LA	FORCE DANS LA	TRAVÉE 1	TRAVÉE 2	TRAVÉE 3	TRAVÉE 4
TRAVÉE 1	A	0.234855	-0.507136	0.137942	-0.017883
	B	0.0	1.198869	-0.322539	0.053649
	C	-1.234854	-0.691733	0.184597	-0.035766
TRAVÉE 2	A	-0.228480	0.762406	-0.479378	0.062147
	B	0.0	-1.166326	1.120891	-0.186441
	C	0.228480	-0.596079	-0.641513	0.124294
TRAVÉE 3	A	0.062147	-0.479378	0.762406	-0.228480
	B	0.0	0.317244	-1.120891	0.685439
	C	-0.062147	0.162135	-0.641514	-0.456960
TRAVÉE 4	A	-0.017883	0.137942	-0.507136	0.234855
	B	0.0	-0.091288	0.322539	-0.704565
	C	0.017883	-0.046655	0.184597	-0.530289

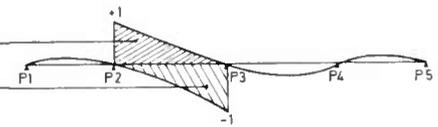
$$T(X) = 0,762406X^3 - 1,166326X^2 - 0,596079X + 1$$



$$T(X) = 0,762406X^3 - 1,166326X^2 - 0,596079X$$

AIRES DES LIGNES D INFLUENCE DES EFFORTS TRANCHANTS SUR APPUIS

	AIRE TOTALE	TRAVÉE 1	TRAVÉE 2	TRAVÉE 3	TRAVÉE 4
TRAVÉE 1 COTE GAUCHE	4.950	5.957	-1.286	0.339	-0.060
TRAVÉE 1 COTE DROIT	-8.550	-7.543	-1.286	0.339	-0.060
TRAVÉE 2 COTE GAUCHE	8.673	0.771	8.872	-1.179	0.210
TRAVÉE 2 COTE DROIT	-8.937	0.771	-8.738	-1.179	0.210
TRAVÉE 3 COTE GAUCHE	8.937	-0.210	1.179	8.738	-0.771
TRAVÉE 3 COTE DROIT	-8.673	-0.210	1.179	-8.872	-0.771
TRAVÉE 4 COTE GAUCHE	8.550	0.060	-0.339	1.286	7.543
TRAVÉE 4 COTE DROIT	-4.950	0.060	-0.339	1.286	-5.957



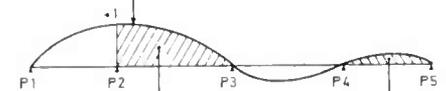
Dans chaque travée on obtient
aire côté gauche + aire côté droit = portée de la travée

EQUATIONS DES LIGNES D INFLUENCE DES REACTIONS D APPUIS
CUBIQUE DE LA FORME $A \cdot X^3 + B \cdot X^2 + C \cdot X + D$

X ETANT L'ABSCISSE RELATIVE DE LA FORCE DANS LA TRAVÉE
D=1 QUAND LA FORCE EST DANS LA TRAVÉE DE MEME NUMERO QUE L'APPUI ETUDIE
D=0 DANS LES AUTRES CAS

APPUI	FORCE DANS LA	TRAVÉE 1	TRAVÉE 2	TRAVÉE 3	TRAVÉE 4
APPUI 1	A	0.234855	-0.507136	0.137942	-0.017883
	B	0.0	1.198869	-0.322539	0.053649
	C	-1.234854	-0.691733	0.184597	-0.035766
APPUI 2	A	-0.463335	1.269541	-0.617320	0.080030
	B	0.0	-2.365194	1.443430	-0.240090
	C	1.463333	0.095654	-0.826110	0.160060
APPUI 3	A	0.290627	-1.241783	1.241783	-0.290627
	B	0.0	1.483569	-2.241783	0.871880
	C	-0.290627	0.758214	-0.000001	-0.581254
APPUI 4	A	-0.080030	0.617320	-1.269541	0.463335
	B	0.0	-0.408531	1.443430	-1.390003
	C	0.080030	-0.208789	0.826111	-0.073330
APPUI 5	A	0.017883	-0.137942	0.507136	-0.234855
	B	0.0	0.091288	-0.322539	0.704565
	C	-0.017883	0.046655	-0.184597	0.530289

$$R(x) = 1,269541X^3 - 2,365194X^2 + 0,095654X + 1$$



APPUI	AIRE TOTALE	ABOUT	TRAVÉE 1	TRAVÉE 2	TRAVÉE 3	TRAVÉE 4
APPUI 1	5.514	0.564	5.957	-1.286	0.339	-0.060
APPUI 2	17.223		8.314	10.158	-1.519	0.270
APPUI 3	17.874		-0.981	9.918	9.918	-0.981
APPUI 4	17.223		0.270	-1.519	10.158	8.314
APPUI 5	5.514	0.564	-0.060	0.339	-1.286	5.957

63,348 - 1,128 = 62,220 = somme des portées biaises.

DENSITE DE CHARGE PERMANENTE
POIDS AU METRE

Valeur moyenne utilisée pour le calcul des coefficients de majoration dynamique

OSSATURE	13.575
SUPERSTRUCTURE	3.500
TOTAL	17.075

COEFFICIENTS DE MAJORATION DYNAMIQUE

PORTEE	CP	BC	BT	MC. 120					
TRAVÉE 1	13.500	231.	119.	1.177	****	1.177	110.	1.172	$\delta_{B_t} = \delta_{B_c}$ (Fasc. 61, II, Art. 5.5)
TRAVÉE 2	17.610	301.	132.	1.148	****	1.148	110.	1.139	$132 = \frac{60}{\text{tonnes}} \times \frac{2}{2 \text{ voies}} \times \frac{1.10}{\text{coef. } b_c}$
TRAVÉE 3	17.610	301.	132.	1.148	****	1.148	110.	1.139	
TRAVÉE 4	13.500	231.	119.	1.177	****	1.177	110.	1.172	$119 = 54 \times 2 \times 1.10$

COEFFICIENTS DE MAJORATION DYNAMIQUE SUR APPUIS

	APPUI 1	APPUI 2	APPUI 3	APPUI 4	APPUI 5
BC	1.338	1.177	1.148	1.177	1.338
BT	1.338	1.177	1.148	1.177	1.338
MC. 120	1.186	1.172	1.139	1.172	1.186

$1.177 = \max(1.177, 1.148)$

$1.338 = \frac{1.177 + 1.5}{2} (*)$

$1.186 = \frac{1.172 + 1.2}{2} (*)$

(*) valeurs fixées forfaitairement par le programme (sécurité anti-soulèvement des appuis extrêmes)

① — COEFFICIENTS CORRECTIFS DE REPARTITION TRANSVERSALE EN TRAVEE 1 PSIDP 0015 PAGE 18
 PORTEE EQUIVALENTE 12.428 PARAMETRE D'ENTRETOISEMENT 0.40 ③

FIBRE -4.92M DE L'AXE DE L'EXTRADOS
 LIGNE D'INFLUENCE
 (PAS DE 0.125)

1.7697	1.7445	1.7194	1.6943	1.6692	1.6442	1.6194	1.5946	1.5701	1.5456
1.5214	1.4973	1.4735	1.4499	1.4265	1.4034	1.3806	1.3580	1.3357	1.3136
1.2919	1.2705	1.2493	1.2285	1.2080	1.1878	1.1679	1.1484	1.1292	1.1103
1.0917	1.0735	1.0556	1.0380	1.0208	1.0039	0.9873	0.9711	0.9552	0.9396
0.9243	0.9093	0.8947	0.8803	0.8663	0.8526	0.8392	0.8260	0.8132	0.8007
0.7884	0.7764	0.7647	0.7532	0.7420	0.7311	0.7204	0.7100	0.6997	0.6897
0.6800	0.6704	0.6610	0.6519	0.6429	0.6341	0.6254	0.6170	0.6086	0.6004
0.5924	0.5844	0.5766	0.5689	0.5612	0.5536	0.5461	0.5386	0.5312	0.5238
0.5163	0.5089	0.5015							

TROTTOIRS A(2./ 2.) BC(2./ 2.) BT(2./ 2.) MC.120
 COEFFICIENTS 1.099 0.970 ④ 1.230 1.054 1.176

FIBRE -3.75M DE L'AXE DE L'EXTRADOS
 LIGNE D'INFLUENCE
 (PAS DE 0.125)

1.5295	1.5170	1.5044	1.4919	1.4792	1.4665	1.4536	1.4406	1.4274	1.4139
1.4002	1.3862	1.3719	1.3574	1.3427	1.3278	1.3128	1.2976	1.2824	1.2671
1.2517	1.2363	1.2210	1.2056	1.1903	1.1750	1.1598	1.1447	1.1296	1.1147
1.0999	1.0853	1.0707	1.0564	1.0421	1.0281	1.0142	1.0005	0.9870	0.9737
0.9605	0.9476	0.9349	0.9224	0.9100	0.8979	0.8860	0.8744	0.8629	0.8516
0.8406	0.8297	0.8191	0.8087	0.7984	0.7884	0.7786	0.7690	0.7595	0.7503
0.7412	0.7323	0.7236	0.7151	0.7067	0.6985	0.6904	0.6824	0.6746	0.6669
0.6594	0.6519	0.6445	0.6373	0.6301	0.6229	0.6159	0.6088	0.6018	0.5948
0.5878	0.5809	0.5738							

TROTTOIRS A(2./ 2.) BC(2./ 2.) BT(2./ 2.) MC.120
 COEFFICIENTS 1.045 0.986 1.220 1.057 1.152

AXE DE LA CHAUSSEE
 LIGNE D'INFLUENCE
 (PAS DE 0.125)

0.9218	0.9256	0.9294	0.9332	0.9370	0.9409	0.9448	0.9487	0.9526	0.9565
0.9605	0.9646	0.9686	0.9727	0.9768	0.9809	0.9851	0.9892	0.9934	0.9975
1.0017	1.0058	1.0099	1.0139	1.0179	1.0218	1.0256	1.0293	1.0329	1.0364
1.0397	1.0428	1.0457	1.0484	1.0508	1.0529	1.0547	1.0562	1.0573	1.0580
1.0582	1.0580	1.0573	1.0562	1.0547	1.0529	1.0508	1.0484	1.0457	1.0428
1.0397	1.0364	1.0329	1.0293	1.0256	1.0218	1.0179	1.0139	1.0099	1.0058
1.0017	0.9975	0.9934	0.9892	0.9851	0.9809	0.9768	0.9727	0.9686	0.9646
0.9605	0.9565	0.9526	0.9487	0.9448	0.9409	0.9370	0.9332	0.9294	0.9256
0.9218	0.9180	0.9142							

TROTTOIRS A(2./ 2.) BC(2./ 2.) BT(2./ 2.) MC.120
 COEFFICIENTS 0.941 1.018 1.137 1.028 1.029

NOTA:POUR CES CALCULS,LA DALLE EST SUPPOSEE DE SECTION PARFAITEMENT RECTANGULAIRE DE LARGEUR 9.837

COMMENTAIRES DE LA PAGE 18

①- Les tableaux se lisent horizontalement, ligne par ligne. Le premier nombre correspond à l'extrémité gauche de la largeur utile. Le dernier est pris au-delà de l'extrémité droite.

Chaque tableau représente (par pas de 0,125 m) l'ordonnée de la ligne d'influence du coefficient K de répartition transversale (méthode de Guyon-Massonnet-Barès) pour l'étude de la flexion longitudinale.

②- Il s'agit de la portée équivalente ayant la même flèche que la portée réelle sous un chargement uniforme sur toute la travée.

③- Paramètre d'entretoisement (θ) est le rapport $\frac{\text{demi-largeur équivalente}}{\text{portée équivalente}} = \frac{b}{\lambda}$

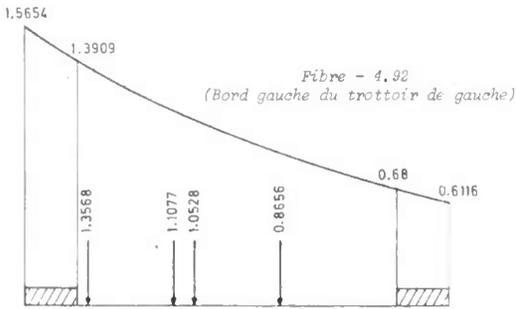
Le paramètre θ et le paramètre de torsion α (α = 1 dans le cas de dalles isotropes) caractérisent le platement dans la méthode de Guyon-Massonnet-Barès.

④- La charge permanente étant supposée répartie sur toute la largeur du tablier et centrée sur son axe, seul le calcul de K des charges d'exploitation est présenté. Ainsi, par exemple, pour la travée 1 et pour la fibre située à - 4.92 m = - b/2 de l'axe et vis-à-vis de la charge A (1), la valeur max. de K est obtenue par le chargement de 2 voies sur les 2 voies que constitue la chaussée.

FIBRE -4.92M DE L'AXE DE L'EXTRADOS
 LIGNE D'INFLUENCE
 (PAS DE 0.125)

1.5654	1.5478	1.5302	1.5125	1.4949	1.4774	1.4599	1.4425	1.4252	1.4079
1.3908	1.3737	1.3568	1.3401	1.3234	1.3069	1.2905	1.2743	1.2583	1.2424
1.2267	1.2112	1.1958	1.1807	1.1657	1.1509	1.1363	1.1219	1.1077	1.0937
1.0798	1.0662	1.0528	1.0396	1.0266	1.0138	1.0012	0.9888	0.9766	0.9646
0.9528	0.9413	0.9299	0.9187	0.9077	0.8969	0.8862	0.8758	0.8656	0.8555
0.8456	0.8359	0.8264	0.8171	0.8079	0.7988	0.7900	0.7813	0.7727	0.7643
0.7560	0.7479	0.7399	0.7320	0.7243	0.7167	0.7091	0.7017	0.6944	0.6872
0.6800	0.6730	0.6660	0.6590	0.6522	0.6453	0.6385	0.6318	0.6250	0.6183
0.6116	0.6048	0.5981							

TROTTOIRS	A (2./ 2.)	BC (2./ 2.)	BT (2./ 2.)	MC.120	
COEFFICIENTS	1.062	0.981	1.205	1.047	1.139



On retient pour chaque cas de charge le coefficient relatif à la fibre la plus sollicitée. Il est applicable aux charges positionnées dans la travée.

Lorsque le profil en travers de la voie portée n'est pas symétrique (SYMTAB = 0 en bordereau des données), le programme de calcul examine également le bord droit de la chaussée et le bord droit du trottoir de droite.

Lorsque les données YY sont utilisées, les coefficients k de répartition transversale seront étudiés pour les fibres 1 (bord gauche du trottoir de gauche) et les fibres 2, 3, 4, 5 définies par leurs distances YY (2)..., YY (5) au bord gauche du trottoir gauche.

Pour la fibre étudiée, la valeur maximale du coefficient K_{B_c} , est obtenue avec deux camions B_c joints et excentrés à gauche :

$$1.205 = \frac{1.3568 + 1.077 + 1.0528 + 0.8656}{4} \times 1.10$$

$bc (2)$

RECAPITULATION DES COEFFICIENTS CORRECTIFS DE REPARTITION TRANSVERSALE

L'EFFET DES COEFFICIENTS REDUCTEURS FONCTIONS DU NOMBRE DE VOIES CHARGÉES EST PRIS EN COMPTE DANS LE CALCUL DES COEFFICIENTS CORRECTIFS DE REPARTITION TRANSVERSALE

	TROTTOIRS	A	BC	BT	MC.120
TRAVEE 1	1.099	1.018	1.230	1.057	1.176
TRAVEE 2	1.062	1.011	1.205	1.047	1.139
TRAVEE 3	1.062	1.011	1.205	1.047	1.139
TRAVEE 4	1.099	1.018	1.230	1.057	1.176

Nota : Le coefficient de majoration dynamique n'est pas pris en compte dans ce tableau

INFLUENCE DU BIAIS. COEFFICIENTS DE MINORATION DES EFFORTS DUS AUX CHARGES

TRAVEE	BIAS MECANIQUE	COEFFICIENTS DE MINORATION
TRAVEE 1	87.611	0.963
TRAVEE 2	89.977	0.975
TRAVEE 3	89.977	0.975
TRAVEE 4	87.611	0.963

Coefficients de réduction pris égaux à $\sin^2 \psi_i$

MOMENTS FLECHISSANTS EN TRAVÉE 1

SOUS LES CHARGES PERMANENTES ET LES DIFFERENTS CAS DE SURCHARGE POUR LA LARGEUR TOTALE

SECTION	ABSCISSE CUMULEE	CHARGES PERMANENTES		CHARGES D'EXPLOITATION					ETATS - LIMITES D'UTILISATION			
		OSSAT. *	C.P.	*TASSEMENT	*CHARGE A	*CHARGE B	C.E.	*TROTTOIRS *	QL+QC	* QL+KI.QC *	* QL+QC *	
0.0 L	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.10L	1.350	79.9	103.0	0.0	80.3	84.4	131.2	3.0	237.2	155.5	320.9	
		76.8	94.1	0.0	-17.3	-14.3	-22.0	-0.7	71.4	83.3	64.4	
0.20L	2.700	134.6	173.5	0.0	140.1	143.9	227.8	5.3	406.6	263.0	550.2	
		129.3	158.5	0.0	-34.7	-28.6	-44.1	-1.4	113.0	136.8	98.7	
0.30L	4.050	164.0	211.4	0.0	179.4	179.5	290.4	6.9	508.7	323.3	688.4	
		157.6	193.2	0.0	-52.0	-42.9	-66.1	-2.1	124.9	160.7	102.9	
0.40L	5.400	168.3	216.9	0.0	198.1	193.0	321.7	7.7	546.2	340.3	739.3	
		161.7	198.1	0.0	-69.3	-57.2	-88.2	-2.8	107.1	154.8	77.1	
0.50L	6.750	147.2	189.8	0.0	196.3	189.7	319.1	7.8	516.6	312.2	699.4	
		141.5	173.4	0.0	-86.6	-71.5	-110.2	-3.5	59.6	119.3	21.1	
0.60L	8.100	101.0	130.2	0.0	174.0	174.8	285.0	7.2	422.3	239.3	571.9	
		97.0	118.9	0.0	-104.0	-85.8	-132.2	-4.2	-17.6	54.0	-64.9	
0.70L	9.450	29.5	38.0	0.0	131.2	147.6	224.7	5.9	268.6	130.1	364.0	
		28.3	34.7	0.0	-121.3	-100.1	-154.3	-4.9	-124.5	-41.0	-181.0	
0.80L	10.800	-64.6	-79.2	0.0	70.9	105.1	136.4	3.8	61.1	-13.8	110.1	
		-67.2	-86.7	0.0	-138.6	-114.4	-176.3	-5.7	-268.6	-173.2	-364.0	
0.90L	12.150	-181.8	-222.8	0.0	48.5	50.6	49.1	2.1	-159.9	-191.1	-141.3	
		-189.2	-243.9	0.0	-156.0	-133.7	-198.3	-7.4	-449.6	-341.9	-608.8	
1.00L	13.500	-323.2	-396.1	0.0	45.7	37.8	53.9	1.8	-339.4	-367.6	-325.2	
		-336.4	-433.6	0.0	-205.8	-208.1	-220.4	-11.3	-694.6	-565.2	-935.8	



COMMENTAIRE DE LA PAGE 21

- ① Il s'agit de valeurs caractéristiques
- ② Coefficients Y non compris
- ③ Coefficients Y non compris, mais δ , a_1 , a_2 , b_c , minoration due au biais inclus
- ④ Tous coefficients pris en compte
- ⑤⑥ Combinaison rare (études ELS)

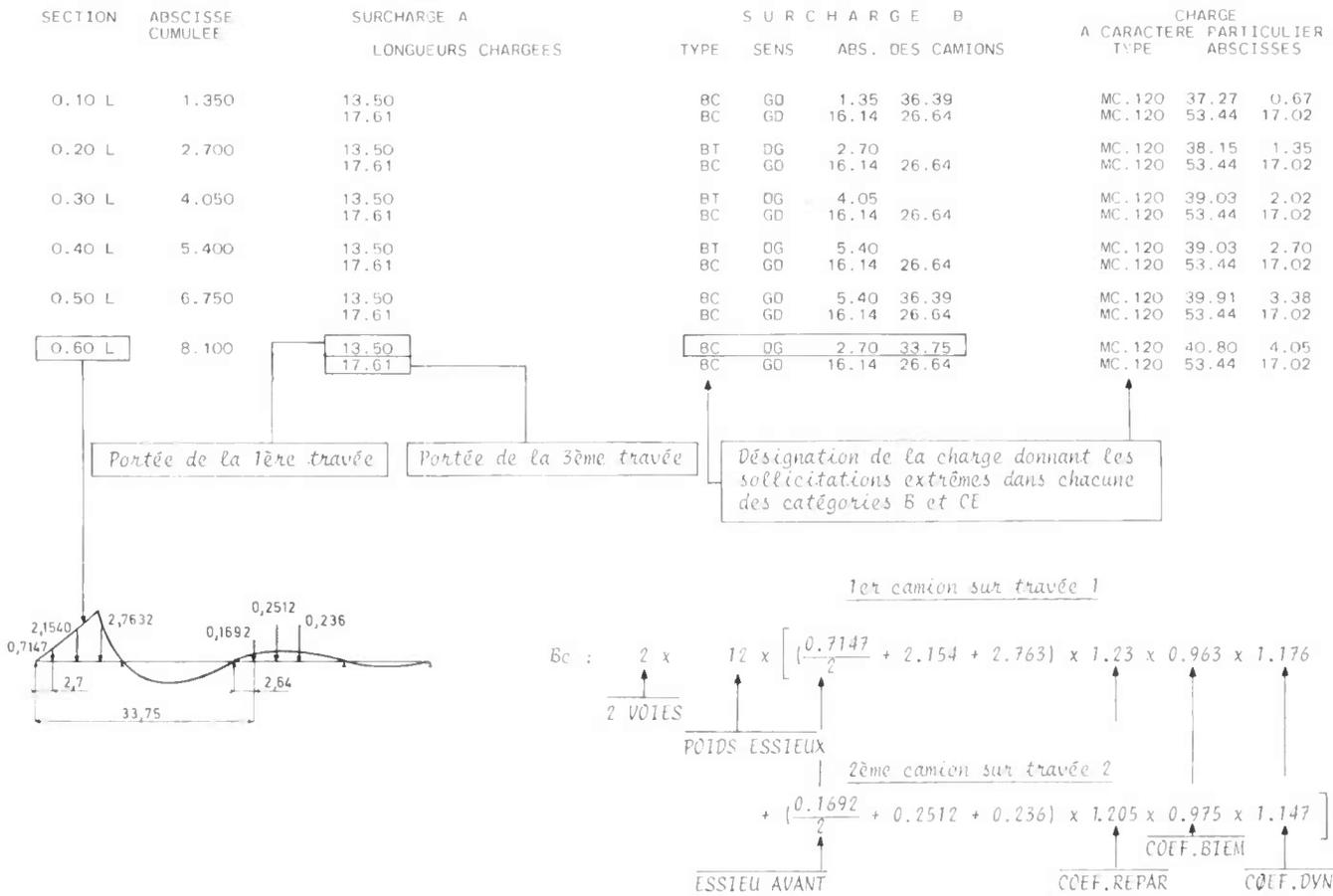
$$\begin{aligned}
 & -339.4 = -396.1 + 0. \\
 & -694.6 = -433.6 + 0. \\
 & \quad \quad \quad + 45.7 \times 1.20 + 1.8 \times 1. \\
 & \quad \quad \quad - 208.1 \times 1.20 - 11.3 \times 1.
 \end{aligned}$$

- ⑦⑧ Combinaisons fondamentales (étude ELU)

$$\begin{aligned}
 325.2 &= \left\{ (-396.1 + 0.) \times 0.90 + 45.7 \times 1.42 + 1.8 \times 1.42 \right\} \times 1.125 \\
 935.8 &= \left\{ (-433.6 + 0.) \times 1.20 - 208.1 \times 1.42 - 11.3 \times 1.42 \right\} \times 1.125
 \end{aligned}$$

- ⑨ Il s'agit, pour mémoire, de la combinaison fréquente QL + ψ_1 . Q_F (études ELS)

POSITIONS DES SURCHARGES CORRESPONDANT AUX MOMENTS FLECHISSANTS EXTREMES EN TRAVÉE 1



MOMENTS FLECHISSANTS EN TRAVÉE 2

SOUS LES CHARGES PERMANENTES ET LES DIFFERENTS CAS DE SURCHARGE POUR LA LARGEUR TOTALE

SECTION	ABSCISSE CUMULEE	CHARGES PERMANENTES			CHARGES D'EXPLOITATION				ETATS-LIMITES D'UTILISATION ULTIME		
		OSSAT. *	C.P.	*TASSEMENT	*CHARGE A	*CHARGE B	*C.E.	*TROTTOIRS *	QL+QC *	QL+KI.QC *	QL+QC *
0.0 L	13.500	-323.2 -336.4	-396.1 -433.6	0.0 0.0	45.7 -205.8	37.8 -208.1	53.9 -220.4	1.8 -11.3	-339.4 -694.6	-367.6 -565.2	-325.2 -935.8
0.10L	15.261	-140.6 -146.4	-172.4 -188.7	0.0 0.0	37.4 -113.9	45.6 -120.2	32.7 -150.5	1.6 -5.8	-116.1 -345.0	-144.1 -264.3	-99.1 -467.2
0.20L	17.022	0.7 0.7	0.9 0.8	0.0 0.0	91.3 -89.9	108.0 -70.6	145.5 -123.9	3.2 -3.2	149.6 -126.4	67.6 -55.1	202.8 -171.7
0.30L	18.783	104.8 100.7	135.1 123.4	0.0 0.0	155.2 -74.6	158.0 -67.7	240.8 -112.7	6.2 -3.3	382.1 7.5	233.6 76.7	517.3 -32.4
0.40L	20.544	166.0 159.5	214.0 195.5	0.0 0.0	202.8 -65.9	189.5 -70.1	303.5 -108.9	8.2 -3.5	525.7 83.1	340.6 151.3	711.7 45.3
0.50L	22.305	184.3 177.0	237.5 217.0	0.0 0.0	219.5 -71.2	199.1 -72.5	324.2 -108.9	8.9 -3.8	570.6 104.3	374.6 171.2	772.6 66.7
0.60L	24.066	159.6 153.3	205.7 187.9	0.0 0.0	205.2 -78.6	188.9 -75.5	307.9 -114.4	8.5 -4.1	522.1 69.4	333.9 -138.3	707.0 29.3
0.70L	25.827	92.0 88.4	118.5 108.3	0.0 0.0	159.9 -99.4	160.7 -82.1	247.8 -126.7	6.9 -4.3	373.2 -22.8	219.1 46.1	505.6 -68.4
0.80L	27.588	-17.9 -18.6	-21.9 -24.0	0.0 0.0	94.3 -120.1	113.3 -99.2	156.9 -145.3	4.2 -4.7	139.2 -173.9	48.6 -98.8	196.3 -236.0
0.90L	29.349	-165.4 -172.1	-202.6 -221.8	0.0 0.0	43.1 -140.8	49.6 -132.2	62.0 -170.2	2.3 -7.1	-138.3 -399.1	-171.5 -310.6	-117.8 -540.6
1.00L	31.110	-354.1 -368.5	-433.9 -475.0	0.0 0.0	45.5 -221.8	48.4 -220.9	88.5 -195.6	2.3 -12.6	-343.1 -753.7	-403.5 -615.6	-316.2 -1015.7

Valeurs utilisées dans le tableau : "Eléments de réduction des efforts au centre mécanique des différentes travées" pour le calcul du moment longitudinal principal (cf. page 49).

EFFORTS TRANCHANTS SUR APPUIS
SOUS LA CHARGE PERMANENTE ET LES DIFFERENTS CAS DE SURCHARGE POUR LA LARGEUR TOTALE

Valeurs caractéristiques	CHARGE PERMANENTE	CHARGE A	CHARGE B	CHARGE C	TROTTOIRS	ETATS-LIMITES	
						SERVICE	ULTIME
TRAVEE 1 COTE GAUCHE	88.3 80.7	69.7 -13.2	79.0 -10.9	114.2 -16.7	2.6 -0.5	205.2 63.4	277.6 58.2
COTE DROIT	-139.4 -152.6	3.5 -88.2	2.9 -92.7	3.6 -127.6	0.1 -3.6	-135.1 -283.8	-135.4 -384.1
TRAVEE 2 COTE GAUCHE	154.8 141.4	90.8 -12.1	99.4 -10.0	125.7 -14.5	3.9 -0.5	284.4 126.4	385.0 122.8
COTE DROIT	-145.7 -159.5	9.0 -89.4	8.6 -96.8	15.7 -121.0	0.4 -3.9	-129.6 -284.5	-125.7 -385.0

Coefficients Y_{Q1}
non compris

Coefficient Y_{Qc} non compris
Coefficients $\delta, a_1, a_2, b_c,$
minoration due au biais
inclus

Tous coefficients
pris en compte

① E L S : $284.4 = 154.8 + 125.7 \times 1. + 3.9 \times 1.$
 $126.4 = 141.4 - 14.5 \times 1. - 0.5 \times 1.$

② E L U : $385.0 = (154.8 \times 1.2 + 125.7 \times 1.2 + 3.9 \times 1.42) \times 1.125$
 $122.8 = (141.4 \times 0.9 - 14.5 \times 1.2 - 0.5 \times 1.42) \times 1.125$

Diagram showing coefficients Y_{QL1} , Y_{QL2} , Y_{Qc} , and Y_{F3} with arrows pointing to the corresponding terms in the equations above.

REACTIONS D APPUIS

SOUS LA CHARGE PERMANENTE ET LES DIFFERENTS CAS DE SURCHARGE POUR LA LARGEUR TOTALE

Valeurs caractéristiques	CHARGES PERM.	TROTTOIRS	A (L)	CHARGES		MC. 120	CHARGES C	ETATS-LIMITES	
				BC	BT			B	C
APPUI 1	98.4 89.9	2.6 -0.5	73.6 -13.0	65.1 -8.6	63.3 -7.5	88.4 -12.9		189.4 73.8	256.3 69.4
APPUI 2	307.4 280.8	7.0 -0.6	137.7 -15.4	106.0 -10.2	63.8 -8.8	110.8 -14.0		479.7 261.8	646.2 258.8
APPUI 3	319.0 291.4	7.4 -0.7	137.8 -15.8	107.7 -13.0	63.8 -7.1	107.6 -22.7		491.8 267.9	662.6 263.2

Seuls pris en compte les coefficients de
dégressivité transversale
Les coefficients δ et Y non compris

Tous coefficients inclus,
sauf δ

① E L S : $479.7 = 307.4 + 7 \times 1 + 137.7 \times 1.2$
 $261.8 = 280.8 - 0.6 \times 1 - 15.4 \times 1.2$

② E L U : $646.2 = (307.4 \times 1.2 + 7 \times 1.42 + 137.7 \times 1.42) \times 1.125$
 $258.8 = (280.8 \times 0.9 - 0.6 \times 1.42 - 15.4 \times 1.42) \times 1.125$

Diagram showing coefficients Y_{QL1} , Y_{QL2} , Y_{Qc} , and Y_{F3} with arrows pointing to the corresponding terms in the equations above.

CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DU BETON

MODULE DE DEFORMATION INSTANTANEE A LA MISE EN PRECONTRAINTE EI = 3128069.
 MODULE DE DEFORMATION DIFFEREE PAR FLUAGE EF = 1608113.
 MODULE DE DEFORMATION INSTANTANEE EN SERVICE E128 = 3216226.
 MODULE DE DEFORMATION DIFFEREE TOTALE EV28 = 1072075.

DEFORMATION RELATIVE DUE AU RETRAIT 0.0002000

COEFFICIENT DE POISSON 0.200

CONTRAINTES DE COMPRESSION DE RUPTURE: A 28 JOURS 2500.T/M2 , A LA MISE EN TENSION 2300.T/M2

CONTRAINTES LIMITEES EN T/M2. RELEVANT DU GENRE 2 (PSI1= 0.600) :
 EN PHASE INITIALE SOUS QL SOUS QL+QC SOUS QL+PSI1.QR
 DE COMPRESSION DU BETON 1380. 1500.
 DE TRACTION DU BETON EN SECTION D'ENROBAGE -199. -211. 0.
 DE TRACTION DU BETON HORS SECTION D'ENROBAGE -299. -634. -317. 0.
 DE TRACTION DES ARMATURES PASSIVES 24480. -634.

CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DES ACIERS DE PRECONTRAINTE

PROCEDE	UNITE	NOMBRE	SECTION D'UNE ARMATURE	DIAMETRE D'UNE GAINÉ	SECTION D'UNE GAINÉ	RAYON MINIMAL	COUVERTURE DE LA GAINÉ F.SUP. F.INF.
	12 T 13	18	1116.MM2	0.070M	0.003848M2	6.000M	0.070M 0.070M
RG	TG	EA	TO	REL.1000H	PHI	COEF FROT	RECU D'ANCRAGE
189000.T/M2	168000.T/M2	19400000.T/M2	151000.T/M2	0.0250 MUO=0.43	0.0020	0.18	0.006M 0.007M

>>> MODE D'ANCRAGE : ACTIF AUX DEUX EXTREMITES

CARACTERISTIQUES DES ACIERS DE BETON ARME

LIMITE D'ELASTICITE FERRAILLAGE LONGITUDINAL ET TRANSVERSAL 40000.T/M2 ETRIERS 40000.T/M2

CARACTERISTIQUES DES SECTIONS TRANSVERSALES

SECTION BRUTE	SECTION NETTE	CENTRE DE GRAVITE V	DE GRAVITE V1	IG (SECTION BRUTE)	I(X) (SECTION NETTE)
5.4300 M2	5.3607 M2	0.2730 M	0.2770 M	0.136392 M4	0.136392 - 0.069272 Z(X)**2

PROFIL VERTICAL DU CABLE NOMBRE DE DIVISIONS PR TRAVEE
 ND1 = 13 ND2 = 17 ND3 = 17 ND4 = 13

EQUATIONS PARABOLIQUES DU CABLE UTILISEES DANS LE CALCUL DES PERTES DE TENSION

PARABOLES DE LA FORME $Z = A * X^2 + B * X + C$

RAPPORTEES AUX AXES OX = FIBRE MOYENNE DE LA SECTION BRUTE, OZ = APPUI DE GAUCHE DE LA TRAVEE

TRAVEE	A	B	C	DE O A	DE	DE	DE	DE
1	0.003698	-0.040182	0.0	5.400	5.400	11.126	11.126	13.500
2	-0.019766	0.0	0.157419	1.766	1.766	8.805	8.805	15.852
3	-0.021350	0.0	0.157419	1.758	1.758	8.805	8.805	15.844
4	-0.013896	0.0	0.157419	2.374	2.374	8.100	8.100	13.500

Le coefficient A le plus grand en valeur absolue donne le plus petit rayon de courbure du câble :
 $R / \frac{1}{2A} = 23.42$

Valeurs de A₁ et A₂ utilisées pour le calcul de la flexion transversale due à la précontrainte

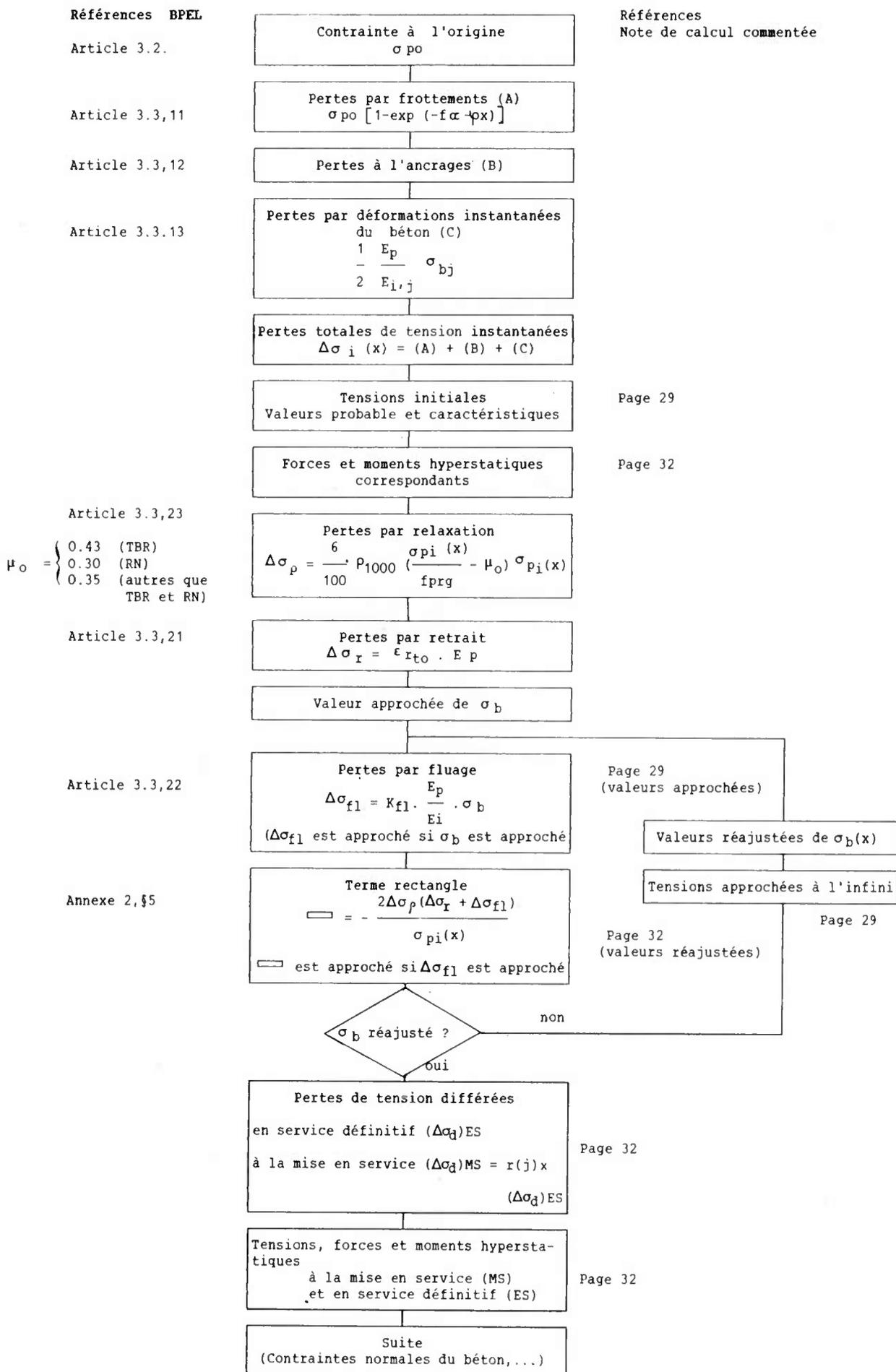
Dans ces formules et dans tout le reste de la note de calcul, x désigne l'abscisse considérée en mètres (et non plus l'abscisse relative).

NOTA

DANS LES TRAVEES 1, 2, 3, 4, LES EQUATIONS SONT CELLES DU CABLE

Dans le cas de vérification d'un câblage introduit par points tous les 1/10 de chaque travée, ce tableau est celui des paraboles qui reflètent le mieux possible le tracé introduit ; il n'est utilisé que pour le calcul des déviations angulaires et il est précédé d'un autre tableau reproduisant les cartes nécessaires à la vérification d'un câblage (partie D du bordereau des données).
 Cette page de la note de calcul doit être collationnée avec soin. Le nota ci-dessus est alors remplacé par le suivant : "DANS LES TRAVEES 1, 2, n, LES EQUATIONS CI-DESSUS NE DONNENT PAS EXACTEMENT LES EXCENTREMENTS DU CABLE PAR RAPPORT A LA FIBRE MOYENNE".

CALCUL DES TENSIONS



RECHERCHE DE LA PRECONTRAINTE

Le programme PSIDP-EL détermine le tracé du câble moyen par l'artifice de "tracé concordant"*. Le tracé définitif (en général non concordant) se déduit de ce tracé concordant par une transformation linéaire.

En effet, à partir du calcul de tensions et forces de précontrainte (exposé précédemment) le programme procède à la détermination du fuseau limite et du tracé dans les conditions suivantes :

1 - FUSEAU LIMITE

Grâce à une première distribution de la force de précontrainte, le programme transforme les courbes enveloppes des moments en fuseau limite, c'est-à-dire le segment de passage, dans chacune des sections, de la ligne de précontrainte pour lequel il n'y ait pas de dépassement des contraintes limites.

Le fuseau obtenu est ensuite lissé au moyen d'une succession de paraboles. Ce lissage a un double intérêt :

- il assure une allure régulière au câblage,
- il garantit le contrôle des courbures dans les sections sur appuis à forte courbure, car le rayon minimal des gaines est introduit dans les données et pris en compte dès le début de la recherche du tracé.

Par ailleurs, un lissage parabolique a l'avantage de conserver une courbure et donc une poussée au vide constantes, ce qui facilite le calcul de la précontrainte (tant en flexion longitudinale qu'en flexion transversale).

2 - RECHERCHE DU TRACÉ

Les tracés paraboliques inférieur (T_2) et supérieur (T_1), qui délimitent le fuseau limite, permettent de calculer les moments hyperstatiques $M_{h\text{sup}}$ et $M_{h\text{inf}}$ en toute section et à toute époque.

Le problème est de choisir un tracé :

$T = T_1 + \lambda (T_2 - T_1)$ qui vérifie les conditions suivantes :

- 2.1. T reste à l'intérieur du fuseau limite, ce qui se traduit par $0 \leq \lambda \leq 1$.
- 2.2. T muni des tensions moyennes ** est concordant.

Pour un ouvrage à N travées, la condition de concordance se traduit par la résolution (par la méthode dite du simplexe) d'un système linéaire à $(N - 1)$ doubles inéquations et à N inconnues λ_k , $1 \leq k \leq N$, λ_k étant la composante de λ relative à la travée k.

Si le système considéré n'admet pas de solution (c'est-à-dire aucun tracé ne convient), on procède à une double itération. La première consiste en un décalage vers le haut des points de passage du fuseau limite sur appuis. Ce décalage s'effectue avec le nombre de câbles déjà obtenu. La seconde, qui n'est engagée que lorsque la première n'apporte pas de solution, consiste à augmenter d'une unité le nombre de câbles. Cette double itération se poursuit plusieurs fois s'il y a lieu, jusqu'à un maximum de 4 câbles supplémentaires.

La solution retenue fournit un tracé concordant déduit par combinaison linéaire des paraboles limites.

On fait ensuite subir à ce tracé une transformation linéaire conservant les ancrages aux extrémités, transformation qui laisse invariant l'effet global de la précontrainte et qui a pour effet de centrer au mieux ce tracé dans la dalle.

Remarques :

* Un tracé est concordant lorsqu'il n'engendre aucun effet hyperstatique.

** Il s'agit des tensions correspondant à l'effet moyen $(\frac{P_1 + P_2}{2})$ de la précontrainte.

Il est montré que si T est concordant vis-à-vis de l'effet moyen de la précontrainte, T est quasi concordant vis-à-vis des deux effets maximal (P_1) et minimal (P_2). Cette propriété facilite notablement la recherche de la précontrainte.

TRAVEE 1

TENSIONS EN PHASE INITIALE ET PREMIERE APPROXIMATION DES TENSIONS A L'INFINI

SECTION	ABSCISSE CUMULEE	DEVIATION EN GRADES	TO	MISE EN TENSION EN UNE SEULE SERIE			RELAXATION TOTALE	TERME RECTANGLE	T. INFINI PROBABLE		
				* PERTE AU BLOCAJE	** PERTES INSTANT.	<<< TENSIONS INITIALES >>> T.PROBA.				T.MAXI.	T.MINI.
0.0 L	0.0	0.0	151000.	15959.	18176.	132824.	139479.	126169.	5435.	-790.	118520.
0.10L	1.350	1.590	150323.	14604.	17499.	133501.	140021.	126981.	5534.	-801.	119109.
0.20L	2.700	3.180	149648.	13255.	16825.	134175.	140560.	127790.	5634.	-811.	119694.
0.30L	4.050	4.770	148977.	11912.	16153.	134847.	141098.	128596.	5734.	-821.	120275.
0.40L	5.400	6.361	148308.	10575.	15485.	135515.	141632.	129398.	5834.	-832.	120854.
0.50L	6.750	8.310	147493.	8945.	14670.	136330.	142284.	130376.	5957.	-844.	121558.
0.60L	8.100	10.259	146683.	7325.	13859.	137141.	142933.	131349.	6081.	-857.	122257.
0.70L	9.450	12.206	145878.	5714.	13054.	137946.	143577.	132315.	6205.	-869.	122951.
0.80L	10.800	14.152	145077.	4113.	12253.	138747.	144217.	133276.	6329.	-881.	123640.
0.90L	12.150	16.676	144046.	2050.	11222.	139778.	145043.	134514.	6491.	-897.	124525.
1.00L	13.500	20.018	142691.	0.	10527.	140473.	145598.	135348.	6600.	-908.	125121.

Notation BPEL	x	$\alpha + \frac{\varphi}{\delta} x$	$\sigma_{p0}(x)$	$\Delta\sigma_i$	σ_{pi}	$\Delta\sigma_p$	σ_p
				3	4	5	6

* LA DEVIATION ANGULAIRE TIEN COMPTE DE LA DEVIATION PARASITE EN LIGNE EGALE A 0.01111 RADIANS PAR METRE

** LES PERTES INSTANTANEEES COMPRENNENT, OUTRE LES PERTES PAR FROTTEMENT ET BLOCAJE, CELLES DE RACCOURCISSEMENT ELASTIQUE = 2218.T/M2

*** LA TENSION DE SERVICE APPROCHEE TIEN COMPTE DES PERTES DE RETRAIT $\Delta(T) = 3880.T/M2$ ET DE FLUAGE APPROCHE $\Delta(T) = 5779.T/M2$

L'EFFET DU RECU L D'ANCRAGE SE FAIT SENTIR A GAUCHE JUSQU'A SG= 13.171 M A DROITE A PARTIR DE SD= 49.049 M

$\Delta\sigma_R$

$\Delta\sigma_{fl}$

COMMENTAIRES DE LA PAGE 29

1) 151000 t/m² = σ_{p0} = tension max. à l'origine (avant toutes pertes de tension)

2) Ces valeurs feront l'objet d'un calcul réajusté de fluage

3) $\Delta\sigma_i = \underbrace{(151000 - 148308)}_{\text{frottements}} + \underbrace{10575}_{\text{rentrée d'ancrage}} + \underbrace{2218}_{\text{racc élastique}} = 15485.$ = perte instantanée totale

4) $\sigma_{pi} = 151000 - 15485 = 135515.$ = tension probable initiale

5) $\Delta\sigma_p = 0.06 \rho 1000 \left(\frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \sigma_{pi}$
 = 0.06 x 2.5 x $\left(\frac{135515}{189000} - 0.43 \right)$ x 135515 = 5834. └─── acier TBR

6) $\square = - \frac{2 \Delta\sigma_p (\Delta\sigma_R + \Delta\sigma_{fl})}{\sigma_{pi}} = - \frac{2 \times 5834 \times (3880 + 5779)}{135515} = - 832.$

7) $\sigma_p = \sigma_{pi} - \Delta\sigma_d$ (perte différée totale) = $\sigma_{pi} \left(\Delta\sigma_p + \Delta\sigma_R + \Delta\sigma_{fl} + \square \right)$

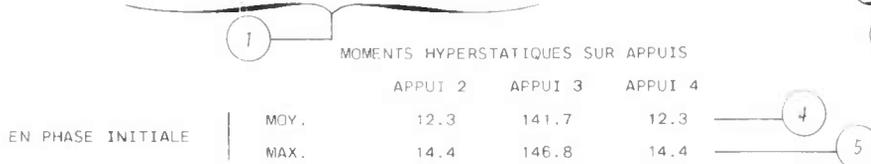
Pour mémoire : Le calcul des allongements des armatures de précontrainte (non effectué par le programme) doit s'opérer à partir des tensions $\sigma_{p0}(x)$.

T R A V E E 1
P H A S E I N I T I A L E
F O R C E S E T M O M E N T S H Y P E R S T A T I Q U E S D E L A P R E C O N T R A I N T E

SECTION	ABSCISSE CUMULEE	EXCENTR CABLE	DERIVEE SECONDE DE LA L.I. DE M SUR APPUIS			F INITIALE MOYENNE	F INITIALE MAXIMALE
			APPUI 2	APPUI 3	APPUI 4		
0.0 L	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2668.	2802.
0.10L	1.350	-0.048	0.010438	-0.002808	0.000795	2682.	2813.
0.20L	2.700	-0.082	0.020876	-0.005616	0.001590	2695.	2824.
0.30L	4.050	-0.102	0.031314	-0.008425	0.002384	2709.	2834.
0.40L	5.400	-0.109	0.041752	-0.011233	0.003179	2722.	2845.
0.50L	6.750	-0.099	0.052190	-0.014041	0.003974	2739.	2858.
0.60L	8.100	-0.068	0.062628	-0.016849	0.004769	2755.	2871.
0.70L	9.450	-0.015	0.073066	-0.019657	0.005564	2771.	2884.
0.80L	10.800	0.058	0.083504	-0.022466	0.006358	2787.	2897.
0.90L	12.150	0.132	0.093942	-0.025274	0.007153	2808.	2914.
1.00L	13.500	0.157	0.104380	-0.028082	0.007948	2822.	2925.

T R A V E E 2
P H A S E I N I T I A L E
F O R C E S E T M O M E N T S H Y P E R S T A T I Q U E S D E L A P R E C O N T R A I N T E

SECTION	ABSCISSE CUMULEE	EXCENTR CABLE	DERIVEE SECONDE DE LA L.I. DE M SUR APPUIS			F INITIALE MOYENNE	F INITIALE MAXIMALE
			APPUI 2	APPUI 3	APPUI 4		
0.0 L	13.500	0.157	0.104380	-0.028082	0.007948	2822.	2925.
0.10L	15.261	0.096	0.091134	-0.015352	0.004345	2776.	2888.
0.20L	17.022	-0.012	0.077888	-0.002622	0.000742	2758.	2874.
0.30L	18.783	-0.091	0.064642	0.010108	-0.002861	2740.	2859.
0.40L	20.544	-0.141	0.051395	0.022838	-0.006464	2722.	2845.
0.50L	22.305	-0.161	0.038149	0.035569	-0.010067	2704.	2830.
0.60L	24.066	-0.150	0.024903	0.048299	-0.013670	2685.	2815.
0.70L	25.827	-0.104	0.011657	0.061029	-0.017273	2665.	2800.
0.80L	27.588	-0.024	-0.001589	0.073759	-0.020876	2646.	2784.
0.90L	29.349	0.091	-0.014835	0.086489	-0.024479	2628.	2769.
1.00L	31.110	0.157	-0.028081	0.099219	-0.028082	2582.	2733.



- Nota :
- 1 Ces éléments entrent dans le calcul des moments hyperstatiques de précontrainte
 - 2 3 Il s'agit de forces correspondant aux précontraintes $\frac{P_1 + P_2}{2}$ et P_1 respectivement
 - 4 5 Il s'agit de moments hyperstatiques correspondant à $\sigma_{p_i}(x)$ et $\sigma_{p_j}(x)$ respectivement

PHASES MISE EN SERVICE (M.S) ET EN SERVICE (E.S)
TENSIONS , FORCES ET MOMENTS HYPERSTATIQUES DE LA PRECONTRAITE

SECTION	ABSCISSE CUMULEE	EXC. CABLE	FLUAGE (A L' INFINI)	TERME RECTANGLE	PERTES T O T A L E S M.S	DIFFEREES E.S	TENSIONS MISE EN SERVICE		RESIDUELLES EN SERVICE		F O R C E S MISE EN SERVICE		U T I L E S EN SERVICE	
							MOY.	MAX.	MOY.	MIN.	MOY.	MAX.	MOY.	MIN.
0.0 L	0.0	0.0	5358.	-756.	6958.	13916.	125866.	133912.	118907.	109469.	2528.	2690.	2389.	2199.
0.10L	1.350	-0.048	5443.	-773.	7042.	14084.	126459.	134387.	119417.	110080.	2540.	2700.	2399.	2211.
0.20L	2.700	-0.082	5612.	-797.	7164.	14329.	127011.	134829.	119847.	110596.	2551.	2708.	2407.	2222.
0.30L	4.050	-0.102	5809.	-824.	7300.	14599.	127547.	135258.	120248.	111077.	2562.	2717.	2416.	2231.
0.40L	5.400	-0.109	5978.	-849.	7422.	14844.	128094.	135695.	120672.	111586.	2573.	2726.	2424.	2242.
0.50L	6.750	-0.099	5974.	-861.	7475.	14950.	128855.	136304.	121380.	112436.	2588.	2738.	2438.	2259.
0.60L	8.100	-0.068	5736.	-853.	7422.	14844.	129719.	136995.	122296.	113536.	2606.	2752.	2457.	2281.
0.70L	9.450	-0.015	5549.	-848.	7393.	14786.	130553.	137663.	123160.	114572.	2623.	2765.	2474.	2302.
0.80L	10.800	0.058	5953.	-897.	7633.	15265.	131114.	138111.	123482.	114958.	2634.	2774.	2480.	2309.
0.90L	12.150	0.132	6892.	-1000.	8131.	16262.	131647.	138538.	123516.	114999.	2645.	2783.	2481.	2310.
1.00L	13.500	0.157	5543.	-886.	7569.	15138.	132904.	139543.	125335.	117182.	2670.	2803.	2518.	2354.

>>> RAPPEL : LES PERTES DIFFEREES DE TENSION
PAR RELAXATION FINALE DE L'ACIER (CF. PAGES PRECEDENTES) ;
PAR RETRAIT FINAL DU BETON = 3880. T/M2 ;
A LA MISE EN SERVICE DE L'OUVRAGE = 50.0 % DE CELLES EN SERVICE DEFINITIF

COMMENTAIRES DE LA PAGE 33

- ① Valeurs réajustées
- ② Exemple de calcul de tensions en service définitif dans la section à 0.4 L

Rappel (Cf. page 29)

$$\sigma_{p0} = 151\ 000 \text{ (tension max. à l'ancrage)}$$

$$\Delta\sigma_i = 15\ 485 \text{ (perte instantanée totale)}$$

$$\Delta\sigma_p = 5\ 834 \text{ (perte par relaxation de l'acier)}$$

D'autre part :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \Delta\sigma_p + \boxed{} = \text{perte différée totale}$$

$$= 3\ 880 + 5\ 978 + 5\ 834 - 849 = 14\ 844$$

D'où

$$\Delta\sigma_p = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d = \text{perte totale}$$

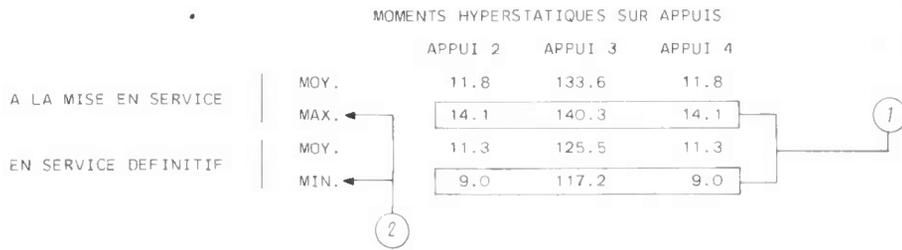
$$= 15\ 485 + 14\ 844 = 30\ 329$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_p &= \sigma_{p0} - \Delta\sigma_p = 151\ 000 - 30\ 329 = 120\ 672 \\ \sigma_{p2} &= 0.98 \times \sigma_{p0} - 1.2 \times \Delta\sigma_p = 111\ 586 \end{aligned} \right\} \text{③}$$

Nota : Les tensions à la mise en service de l'ouvrage sont évaluées de la même façon.

PHASES MISE EN SERVICE (M.S) ET EN SERVICE (E.S)
TENSIONS , FORCES ET MOMENTS HYPERSTATIQUES DE LA PRECONTRAINTE

SECTION	ABSCISSE CUMULEE	EXC. CABLE	FLUAGE (A L'INFINI)	TERME RECTANGLE	PERTES DIFFEREES T O T A L E S		TENSIONS RESIDUELLES		F O R C E S MISE EN SERVICE		U T I L E S EN SERVICE			
					M.S	E.S	MOY.	MAX.	MOY.	MIN.	MOY.	MAX.	MOY.	MIN.
0.0 L	13.500	0.157	5543.	-886.	7569.	15138.	132904.	139543.	125335.	117182.	2670.	2803.	2518.	2354.
0.10L	15.261	0.096	6251.	-916.	7730.	15460.	130473.	137599.	122743.	114072.	2621.	2764.	2466.	2291.
0.20L	17.022	-0.012	5528.	-837.	7338.	14676.	129961.	137189.	122623.	113927.	2611.	2756.	2463.	2289.
0.30L	18.783	-0.091	5888.	-855.	7440.	14881.	128953.	136383.	121513.	112595.	2590.	2740.	2441.	2262.
0.40L	20.544	-0.141	6477.	-891.	7648.	15297.	127845.	135496.	120197.	111016.	2568.	2722.	2415.	2230.
0.50L	22.305	-0.161	6782.	-903.	7728.	15456.	126870.	134716.	119142.	109751.	2549.	2706.	2393.	2205.
0.60L	24.066	-0.150	6495.	-862.	7533.	15067.	126105.	134104.	118571.	109065.	2533.	2694.	2382.	2191.
0.70L	25.827	-0.104	5745.	-786.	7127.	14254.	125557.	133666.	118430.	108897.	2522.	2685.	2379.	2188.
0.80L	27.588	-0.024	5264.	-733.	6844.	13688.	124894.	133135.	118050.	108440.	2509.	2674.	2371.	2178.
0.90L	29.349	0.091	6222.	-794.	7225.	14449.	123575.	132080.	116351.	106401.	2482.	2653.	2337.	2137.
1.00L	31.110	0.157	5681.	-718.	6834.	13668.	121723.	130599.	114889.	104647.	2445.	2623.	2308.	2102.



COMMENTAIRES DE LA PAGE 34

- 1 Valeurs utilisées dans le calcul de la flexion transversale due à la précontrainte (Cf. page 46) et dans le calcul du moment longitudinal principal pondéré (Cf. page 49).
- 2 Valeurs éventuellement négatives, non pondérées respectivement aux valeurs caractéristiques max. et min. de la précontrainte.

FLEXION LONGITUDINALE
JUSTIFICATION VIS-A-VIS DES CONTRAINTES NORMALES DU BETON

- 35 A la fin de la mise en tension sous les précontraintes maximale et moyenne.
- 37 A la mise en service de l'ouvrage sous les précontraintes maximale et moyenne.
- 39 En service définitif sous les précontraintes minimale et moyenne.
- 1) - Les contraintes normales du béton sous la précontrainte moyenne sont fournies à titre indicatif et ne correspondent qu'à l'état à vide de l'ouvrage.
- 2) - Dans tous les tableaux de contraintes : la première ligne concerne la fibre supérieure, la deuxième ligne concerne la fibre inférieure.
- 3) - Ces tableaux de contraintes seront complétés,
 . en classe III, par des tableaux de contraintes normales de compression du béton et de traction des aciers calculées en section fissurée (en faisant abstraction du béton tendu).
 . en classes II et III, par un résumé de contraintes en section d'enrobage et hors de celle-ci.
- 4) - Convention de signe : Dans les tableaux de contraintes, les valeurs positives correspondent à des contraintes de compression et les valeurs négatives des contraintes de traction.

T R A V E E 1 PSIDP 0015 PAGE 35
 CONTRAINTES NORMALES DU BETON (EN T/M2) A LA FIN DE LA MISE EN TENSION
 SOUS LES PRECONTRAINTES MAX. ET MOYENNE

Cf. nota en fin de la page

SECTION	ABSCISSE CUMULEE	O S S A T U R E S E U L E			PRECONTRAINTE		E N P H A S E I N I T I A L E			
		MOY. (1)	MAX. (2)	MIN. (3)	MOY. (4)	MAX. (5)	MOY. (1) + (4)	MAX. (2) + (5)	MIN. (3) + (5)	
0.0 L	0.0	0. 0.	0. 0.	0. 0.	498. 498.	523. 523.	498. 498.	523. 523.	523. 523.	
0.10L	1.350	157. -159.	160. -163.	154. -156.	247. 757.	260. 793.	404. 598.	420. 631.	414. 637.	
0.20L	2.700	265. -269.	270. -274.	260. -264.	66. 946.	70. 990.	331. 677.	341. 716.	330. 726.	
0.30L	4.050	324. -328.	330. -335.	317. -322.	-44. 1062.	-45. 1111.	280. 734.	285. 776.	272. 789.	
0.40L	5.400	332. -337.	339. -344.	326. -330.	-81. 1105.	-83. 1154.	252. 768.	256. 810.	243. 823.	
0.50L	6.750	290. -295.	296. -301.	285. -289.	-22. 1051.	-21. 1096.	269. 757.	275. 795.	263. 807.	
0.60L	8.100	199. -202.	203. -206.	195. -198.	155. 878.	163. 913.	354. 677.	366. 708.	358. 716.	
0.70L	9.450	58. -59.	59. -60.	57. -58.	450. 585.	470. 607.	507. 527.	529. 547.	527. 549.	
0.80L	10.800	-132. 134.	-130. 131.	-135. 137.	865. 170.	902. 174.	733. 304.	772. 305.	767. 311.	
0.90L	12.150	-375. 380.	-367. 373.	-382. 388.	1295. -259.	1347. -272.	920. 121.	980. 101.	965. 116.	
0.91L	12.249	-394. 400.	-386. 392.	-402. 408.	1316. -280.	1369. -294.	922. 120.	982. 99.	966. 115.	
1.00L	13.500	-668. 678.	-655. 665.	-682. 692.	1452. -413.	1508. -431.	783. 266.	853. 234.	826. 261.	

Nota : Il s'agit de façon plus précise des contraintes normales du béton résultantes :

a) pour l'ossature seule, des sollicitations moyenne (colonne (1)), maximale (colonne (2)) et minimale (colonne (3)) sous l'action du poids propre, maximal et minimal s'entendent en valeur algébrique.

b) pour la précontrainte, des valeurs soit moyenne (colonne (4)) soit de caractéristique maximale (colonne (5)) de son action.

Le présent nota reste "mutatis mutandis" valable pour les pages 37 et 39 suivantes.

T R A V E E 1

CONTRAINTES NORMALES DU BETON (EN T/M2) A LA MISE EN SERVICE DE L'OUVRAGE

SOUS LES PRECONTRAINTES MAX. ET MOYENNE

SECTION	ABSCISSE CUMULEE	CHARGES			PRECONTRAINTES		A			EN CHARGE ENTIERE		EN CHARGE PARTIELLE	
		MOY. (1)	MAX. (2)	MIN. (3)	MOY. (4)	MAX. (5)	MOY. (1)+(4)	MAX. (2)+(5)	MIN. (3)+(5)	CP MAX.	QC MIN.	CP+PSI1,QR MAX.	MIN.
O.O L	0.0	0. 0.	0. 0.	0. 0.	472. 472.	502. 502.	472. 472.	502. 502.	502. 502.	502. 502.	502. 502.	502. 502.	502. 502.
O.10L	1.350	197. -200.	206. -209.	189. -191.	234. 717.	249. 762.	432. 516.	456. 552.	438. 570.	725. 279.	392. 616.	561. 445.	416. 592.
O.20L	2.700	333. -338.	348. -354.	318. -323.	63. 895.	67. 950.	396. 557.	416. 596.	386. 627.	884. 121.	294. 719.	596. 414.	342. 671.
O.30L	4.050	407. -413.	425. -432.	389. -394.	-41. 1005.	-43. 1065.	366. 592.	383. 633.	346. 670.	981. 26.	209. 810.	608. 405.	281. 736.
O.40L	5.400	418. -424.	437. -443.	399. -405.	-76. 1044.	-79. 1105.	342. 620.	357. 662.	320. 700.	1021. -11.	136. 886.	606. 409.	233. 789.
O.50L	6.750	365. -371.	382. -387.	349. -354.	-20. 994.	-20. 1049.	345. 623.	362. 662.	329. 695.	1019. -5.	100. 928.	608. 412.	220. 806.
O.60L	8.100	250. -254.	261. -265.	239. -242.	147. 830.	157. 875.	397. 577.	418. 610.	395. 633.	1004. 15.	122. 911.	637. 388.	265. 765.
O.70L	9.450	73. -74.	76. -77.	69. -71.	426. 554.	451. 582.	498. 480.	527. 504.	521. 511.	989. 36.	202. 834.	711. 317.	369. 665.
O.80L	10.800	-166. 169.	-159. 161.	-174. 176.	818. 160.	864. 166.	651. 329.	705. 327.	690. 342.	986. 42.	325. 713.	836. 194.	517. 519.
O.90L	12.150	-471. 478.	-450. 457.	-492. 500.	1220. -244.	1287. -260.	749. 234.	837. 196.	795. 240.	964. 68.	379. 661.	901. 132.	597. 441.
1.OOL	13.500	-841. 853.	-803. 815.	-879. 892.	1374. -391.	1446. -414.	533. 463.	643. 401.	567. 478.	758. 285.	38. 1015.	701. 342.	300. 749.

cf. également nota, page 35

combinaison rare
combinaison fréquente
avec la précontrainte max. Pj

T R A V E E 2

CONTRAINTES NORMALES DU BETON (EN T/M2) A LA MISE EN SERVICE DE L'OUVRAGE

SOUS LES PRECONTRAINTES MAX. ET MOYENNE

SECTION	ABSCISSE CUMULEE	CHARGES			PRECONTRAINTES		A			EN CHARGE ENTIERE		EN CHARGE PARTIELLE	
		MOY. (1)	MAX. (2)	MIN. (3)	MOY. (4)	MAX. (5)	MOY. (1)+(4)	MAX. (2)+(5)	MIN. (3)+(5)	CP MAX.	QC MIN.	CP+PSI1,QR MAX.	MIN.
O.O L	13.500	-841. 853.	-803. 815.	-879. 892.	1374. -391.	1446. -414.	533. 463.	643. 401.	567. 478.	758. 285.	38. 1015.	701. 342.	300. 749.
O.10L	15.261	-363. 368.	-347. 352.	-379. 385.	1044. -74.	1103. -81.	681. 294.	757. 271.	724. 304.	870. 156.	410. 623.	814. 213.	572. 458.
O.20L	17.022	2. -2.	2. -2.	2. -2.	495. 479.	525. 503.	497. 477.	527. 501.	527. 501.	825. 199.	272. 760.	660. 366.	415. 615.
O.30L	18.783	260. -264.	272. -276.	248. -252.	105. 867.	113. 915.	365. 603.	384. 640.	361. 664.	881. 136.	128. 900.	582. 439.	267. 759.
O.40L	20.544	414. -420.	433. -439.	395. -401.	-131. 1098.	-138. 1163.	283. 678.	295. 724.	257. 762.	925. 85.	30. 993.	551. 464.	168. 853.
O.50L	22.305	461. -468.	482. -489.	440. -447.	-212. 1173.	-225. 1246.	249. 705.	257. 757.	215. 799.	932. 71.	-13. 1031.	535. 475.	122. 893.
O.60L	24.066	398. -404.	416. -423.	380. -386.	-125. 1079.	-134. 1148.	273. 675.	283. 726.	247. 762.	923. 76.	7. 1006.	542. 462.	146. 864.
O.70L	25.827	228. -232.	239. -242.	218. -221.	138. 808.	145. 863.	366. 577.	383. 620.	362. 641.	896. 100.	99. 909.	585. 415.	237. 768.
O.80L	27.588	-46. 47.	-44. 44.	-48. 49.	568. 367.	602. 394.	522. 413.	559. 438.	554. 442.	881. 111.	254. 747.	700. 295.	405. 595.
O.90L	29.349	-427. 433.	-407. 413.	-446. 452.	1162. -247.	1238. -259.	736. 186.	831. 154.	792. 193.	960. 23.	436. 555.	893. 91.	614. 374.
1.OOL	31.110	-921. 935.	-880. 893.	-963. 977.	1507. -611.	1611. -649.	586. 324.	731. 244.	648. 328.	915. 57.	83. 902.	793. 181.	363. 618.

CONTRAINTES NORMALES DU BETON (EN T/M2) DE L'OUVRAGE EN SERVICE DEFINITIF
SOUS LES PRECONTRAINTES MIN. ET MOYENNE

SECTION	ABSCISSE CUMULEE	CHARGES PERMANENTES			PRECONTRAINTES		A V I D E			EN CHARGE ENTIERE		EN CHARGE PARTIELLE	
		MOY. (1)	MAX. (2)	MIN. (3)	MOY. (4)	MIN. (5)	MOY. (1)+(4)	MAX. (2)+(5)	MIN. (3)+(5)	CP MAX.	QC MIN.	CP+PSI1.QR MAX.	QR MIN.
0.0 L	0.0	0.	0.	0.	446.	410.	446.	410.	410.	410.	410.	410.	410.
0.10L	1.350	197.	206.	189.	221.	204.	419.	410.	392.	679.	347.	515.	371.
0.20L	2.700	333.	348.	318.	59.	54.	393.	403.	373.	871.	281.	582.	329.
0.30L	4.050	407.	425.	389.	-39.	-37.	368.	389.	352.	987.	215.	614.	287.
0.40L	5.400	418.	437.	399.	-71.	-67.	346.	369.	332.	1033.	148.	618.	245.
0.50L	6.750	365.	382.	349.	-19.	-19.	346.	363.	330.	1020.	101.	609.	221.
0.60L	8.100	250.	261.	239.	139.	127.	388.	388.	365.	974.	92.	607.	235.
0.70L	9.450	73.	76.	69.	402.	372.	475.	448.	441.	909.	122.	632.	290.
0.80L	10.800	-166.	-159.	-174.	770.	715.	604.	556.	541.	837.	176.	687.	367.
0.90L	12.150	-471.	-450.	-492.	1145.	1063.	674.	614.	571.	740.	156.	677.	373.
1.00L	13.500	-841.	-803.	-879.	1296.	1208.	455.	406.	330.	520.	-199.	463.	63.
		853.	815.	892.	-369.	-342.	484.	473.	550.	357.	1087.	415.	821.

combinaison rare
combinaison fréquente
 avec la précontrainte min. P2

cf. également nota, page 35

COMMENTAIRES DE LA PAGE 39

La présente page de commentaire constitue un complément à la page 39 sur le calcul des contraintes normales du béton en section d'enrobage. Le programme ne fournit pas les résultats dans chaque section, mais fait le calcul et imprime les valeurs maximales atteintes (voir page 44).

1 - DÉFINITION

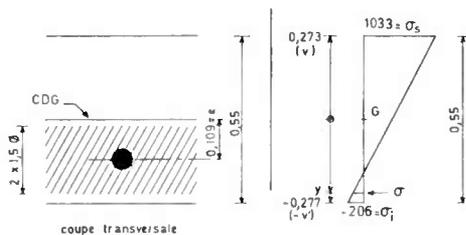
La section d'enrobage - partie tramée du schéma ci-dessous - est définie dans le cas des ponts dalles comme une bande axée sur le centre de gravité des câbles. La hauteur de cette bande est fixée une fois pour toutes par le programme à trois fois le diamètre de la gaine dans le cas d'un seul lit de câbles.

2 - ETUDE DE LA SECTION A 0.40 L DE LA TRAVÉE DE RIVE (combinaison rare)

2.1. Schéma

2.2. Diagramme des contraintes (cf. page 39)

2.3. Calculs



L'ordonnée y du bord inférieur de la section d'enrobage est déterminée par :

$$y = \min (e - 1,5 \phi, -v')$$

$$= \min (-0,109 - 1,5 \times 0,07, -0,277) = -0,214$$

La contrainte normale de traction en section d'enrobage est de :

$$\sigma = \sigma_i + \frac{\sigma_s - \sigma_i}{v + v'} (y + v')$$

$$= -206 + \frac{1033 + 206}{0,55} (-0,214 + 0,277)$$

$$= -64 \text{ t/m}^2, \text{ alors que la contrainte normale de traction hors section d'enrobage est de } -206 \text{ t/m}^2$$

3 - ETUDE DE LA SECTION A 1.00 L DE LA TRAVÉE DE RIVE (combinaison rare)

Même type de schéma, avec :
 e = 0,157 (cf. page 33)
 $\sigma_s = -199$
 $\sigma_i = 1087$ (cf. page 39)

L'ordonnée y du bord supérieur de la section d'enrobage est définie par :

$$y = \min (e + 1,5\phi, v) = \min (0,157 + 1,5 \times 0,07, 0,273) = 0,262$$

La contrainte normale de traction en section d'enrobage est, tous calculs faits, de : $\sigma = -173 \text{ t/m}^2$

E.L.U. : JUSTIFICATION A L'ETAT LIMITE ULTIME DE RESISTANCE

RAPPEL DES ABREVIATIONS :

M.T : A LA MISE EN TENSION
M.S : A LA MISE EN SERVICE
E.S : EN SERVICE DEFINITIF
F.P : FERRAILLAGE DE PEAU
N.F : FERRAILLAGE MINIMUM DE NON-FRAGILITE

FERRAILLAGE PASSIF LONGITUDINAL

Les sections d'armatures passives longitudinales (cf. tableau page 42) sont celles qui résultent de l'application de BPEL, Art. 6.1,31 (armatures de peau), Art. 6.1,32 (reprise conventionnelle des tractions du béton dans les zones tendues, ou, ce qui revient au même, règle de ferrailage de non-fragilité), éventuellement Art. 6.1,24 (équilibre mécanique des sections fissurées pour les ouvrages relevant du genre 3 de vérification) et Art. 6.3 (état limite ultime de résistance).

D'autres résultats (états de déformation et contraintes dans les sections...) y sont figurés. L'exploitation de ces résultats devrait être facilitée par les commentaires de la page 42.

Remarque importante : Le ferrailage longitudinal (théorique) requis pour l'ensemble de l'ouvrage est l'enveloppe du ferrailage représenté sur les tableaux sus-visés et du ferrailage longitudinal obtenu lors de l'étude de la flexion transversale (cf. page 50). Le ferrailage longitudinal à prévoir finalement est présenté sur la page 54.

Notations : Dans les pages suivantes :

- "M.T", "M.S" et "E.S" désignent les phases d'étude de l'ouvrage, à savoir respectivement : à la mise en tension, à la mise en service et en service définitif. Rappelons que les deux premières phases correspondent à la valeur caractéristique maximale P_1 de la précontrainte et la dernière phase correspond à la valeur caractéristique minimale P_2 de la précontrainte.
- "M.CAL." et "M.LIM." désignent respectivement les valeurs du moment de calcul et du moment limite.

Autres notations :

$$M_{cal} = M_{ul} \text{ et } M_{lim} = \overline{M_{ul}}$$

TRAVÉE 1

SECTION	ABSCISSE CUMULEE	FERRAILLAGE		ETAT - LIMITE ULTIME (E L U)						ETAT-LIMITE DE SERVICE (ELS)					
		SECTION D'ACIER	DIVERS	M . T		M . S		E . S		M . T	M . S	E . S			
				M ULT./M LIM.	M ULT./M LIM.	M ULT./M LIM.	M ULT./M LIM.	M ULT./M LIM.	M ULT./M LIM.	BETON	ACIERS	BETON	ACIERS	BETON	ACIERS
0.0 L	0.0	0.003000	F.P												
		0.002880	F.P.												
0.10L	1.350	0.003000	F.P	-54.4	-483.6	-62.4	-504.5	-39.8	-469.0						
		0.002880	F.P	(-3.50, 2.76)		(-3.50, 3.58)		(-3.50, 4.71)							
						194.1	529.7	216.8	525.7						
						(-3.50, 3.28)		(-3.50, 3.90)							
0.20L	2.700	0.003000	F.P	-96.4	-483.9	-119.3	-505.2	-80.6	-464.7						
		0.002880	F.P	(-3.50, 2.74)		(-3.50, 3.55)		(-3.50, 5.03)							
						332.2	537.0	370.9	558.5						
						(-3.50, 3.28)		(-3.50, 3.60)							
0.30L	4.050	0.003000	F.P	-125.4	-484.3	-170.2	-505.7	-122.1	-465.8						
		0.002880	F.P	(-3.50, 2.71)		(-3.50, 3.53)		(-3.50, 5.00)							
						415.3	540.8	463.4	581.0						
						(-3.50, 3.28)		(-3.50, 3.42)							
0.40L	5.400	0.003000	F.P	-141.1	-484.7	-214.8	-506.2	-164.0	-466.8						
		0.003190	N.F E.S	(-3.50, 2.69)		(-3.50, 3.51)		(-3.50, 4.96)							
						447.4	541.3	498.3	591.6						
						(-3.50, 3.28)		(-3.50, 3.34)							
0.50L	6.750	0.003000	F.P	-132.3	-485.2	-242.7	-507.0	-197.8	-468.4						
		0.002969	N.F E.S	(-3.50, 2.66)		(-3.50, 3.48)		(-3.50, 4.90)							
						435.5	538.0	480.4	578.1						
						(-3.50, 3.28)		(-3.50, 3.40)							
0.60L	8.100	0.003000	F.P	-87.3	-485.5	-242.6	-507.9	-213.8	-470.6						
		0.002880	F.P	(-3.50, 2.64)		(-3.50, 3.45)		(-3.50, 4.82)							
						394.2	530.9	423.0	545.3						
						(-3.50, 3.28)		(-3.50, 3.62)							
0.70L	9.450	0.003000	F.P	-5.2	-486.0	-213.4	-510.5	-209.8	-486.6						
		0.002880	F.P	(-3.50, 2.61)		(-3.50, 3.32)		(-3.50, 4.14)							
				5.9	487.6	331.7	521.1	335.2	504.1						
				(-3.50, 2.83)		(-3.50, 3.28)		(-3.50, 4.06)							
0.80L	10.800	0.003000	F.P			-191.3	-527.1	-222.5	-533.8						
		0.002880	F.P			(-3.50, 3.03)		(-3.50, 3.45)							
				114.8	488.0	282.8	509.2	251.7	473.2						
				(-3.50, 2.80)		(-3.50, 3.67)		(-3.50, 4.91)							
0.90L	12.150	0.003000	F.P			-228.6	-537.8	-295.6	-600.3						
		0.008145	F.P			(-3.50, 3.03)		(-3.50, 3.03)							
				213.8	537.9	238.9	564.6	171.9	532.6						
				(-3.50, 2.40)		(-3.50, 3.21)		(-3.50, 4.46)							
1.00L	13.500	0.003104	N.F E.S			-480.5	-538.5	-556.3	-610.3						
		0.008145	F.P			(-3.50, 3.03)		(-3.50, 3.02)							
				147.6	538.1	130.2	565.5	54.4	536.3						
				(-3.50, 2.38)		(-3.50, 3.17)		(-3.50, 4.32)							

Il s'agit plus précisément de la justification de l'équilibre mécanique des sections fissurées liée au genre III de vérification. Cette justification se trouve par conséquent sans objet pour le présent ouvrage vérifié en genre II.

SANS OBJET

Cette section fait l'objet de commentaires détaillés dans les pages suivantes.

COMMENTAIRES DE LA PAGE 42

Les présentes pages de commentaires constituent un complément à la page 42 sur le calcul du ferrailage passif longitudinal et la justification à l'état limite ultime de résistance.

1 - GÉNÉRALITÉS

Les sections d'aciers de ferrailage longitudinal (em m²) et les moments (ultimes de calcul et ultimes limites) sont fournis pour toute la largeur de l'ouvrage.

2 - INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS

Nous nous proposons d'étudier la section à 1.00 L de la travée de rive :

Section	Abscisse Cumulée	Section d'acier	Divers	A la fin de la mise en tension	A la mise en service	M _{ul} En service définitif	M _{ul}	
1.00L	13.500	0.003104	N.F E.S		-480.5 -538.5 (-3.50, 3.03)	-556.3 (-3.50, 3.02)	-610.3 (-3.50, 3.02)	Face supérieure
		0.008145	F.P	147.6 538.1 (-3.50, 2.38)	130.2 565.5 (-3.50, 3.17)	54.4 536.3 (-3.50, 4.32)		Face inférieure

2.1. Ferrailage passif longitudinal.

Face supérieure : $\frac{0.003104 \times 10^{-4}}{10} = 3.10 \text{ cm}^2$ HA au ml de largeur de l'extrados (ferrailage de peau)

Face inférieure : $\frac{0.008145 \times 10^{-4}}{9.6} = 8.48 \text{ cm}^2$ HA au ml de largeur de l'intrados (ferrailage de peau renforcé correspondant à 1,5 ‰ de la section), au voisinage des appuis intermédiaires.

COMMENTAIRES DE LA PAGE 42 (SUITE)

2.2. Justification à l'état limite ultime de résistance.

Le principe de justification réside dans la comparaison du moment de calcul au moment limite calculé à partir de l'hypothèse d'égalité des efforts normaux (effort normal de calcul et effort normal limite) d'une part et le respect de la limite de déformation de la section d'autre part (savoir raccourcissement du béton limité à $-3,5 \text{ ‰}$ et variation d'allongement de l'acier de précontrainte ou allongement de l'acier passif limité à 10 ‰).

Les résultats fournis par la note automatique peuvent être développés de la façon suivante :

Sous sollicitation minimale, seuls sont envisagés les résultats (sollicitations et déformations) qui correspondent à un moment de calcul négatif : allongement des aciers passifs supérieurs et raccourcissement du béton en face inférieure.

Sous sollicitation maximale, seuls sont envisagés les résultats (sollicitations et déformations) qui correspondent à un moment de calcul positif : allongement des aciers passifs inférieurs et raccourcissement du béton en face supérieure.

Nous avons ainsi les résultats ci-dessous pour ces deux types de sollicitations dans la section étudiée de l'ouvrage en service définitif (section 1.00L de la travée de rive).

E. L. U.	L'ouvrage en service définitif (E.S.)			
	Moment de calcul	Moment limite	Déformation de la section	
	en tm et en valeur absolue		Raccourcissement du béton	Allongement des aciers passifs
Sous sollicitation min.	556.3	610.3	-3.5 ‰ (face inf.)	3.02 ‰ (côté face sup)
Sous sollicitation max.	54.4	536.3	-3.5 ‰ (face sup.)	4.32 ‰ (côté face inf)

La comparaison des moments de calcul aux moments limites de la section est effectuée après avoir réalisé l'égalité des efforts normaux. Il résulte donc du tableau que la sécurité vis-à-vis de la résistance ultime de la section est assurée pour la phase en service définitif.

3 - EXPLOITATION DES RÉSULTATS DE LA NOTE DE CALCUL AUTOMATIQUE

Les résultats (sections d'aciers passifs longitudinaux, sollicitations, déformation des sections...) sont compte tenu de leur interprétation ci-dessus, intéressants et nécessaires à une bonne compréhension du comportement de l'ouvrage. Les armatures passives longitudinales sont dimensionnées pour qu'il n'y ait pas de dépassements de moments limites. Il convient donc que le contrôleur de la note de calcul automatique porte son attention sur les sections présentées de ces armatures.

4 - EXEMPLE NUMÉRIQUE

L'exemple numérique ci-dessous constitue une vérification détaillée des résultats obtenus par le calcul automatique relatifs à la section étudiée (à 1.00 L de la travée de rive) sous la sollicitation minimale en service définitif. Cet exemple met en évidence le rôle joué par les coefficients γ dans le calcul des états limites ultimes.

4.1. Sollicitations de calcul.

4.1.1. Effort normal de calcul (précontrainte P_2)

$N_{u1} = 2354$ cf. page 33

4.1.2. Le moment de calcul

Le moment ultime dû aux charges permanentes et charges d'exploitation, tous coefficients pris en compte, est de -935.8 tm (cf. page 21).

Par ailleurs, l'effet de la précontrainte se traduit sur l'appui étudié par son effort normal de 2354 t. , son excentricité 0.157 m (cf. page 33) et son moment hyperstatique de 9.0 tm (cf. page 34).

Le moment de calcul est donc de :

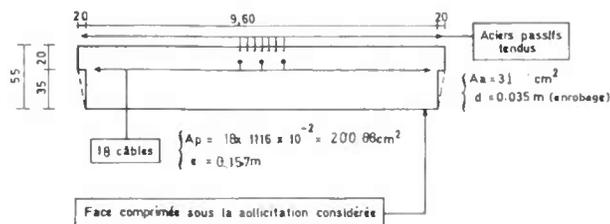
$M_{u1} = -935.8 + 2354 \times 0.157 + 9.0$

$\# 557 \text{ tm}$ en valeur absolue, à comparer à 556.3 tm fournis par le calcul automatique.

4.2. Sollicitations limites.

4.2.1. Section-armatures

Pour le calcul des sollicitation limites, le programme automatique utilise une section transversale simplifiée en T obtenue en négligeant dans l'aire de la section les deux goussets de la coupe transversale décrite par les données HDALLE 3 et EDALLE 3.

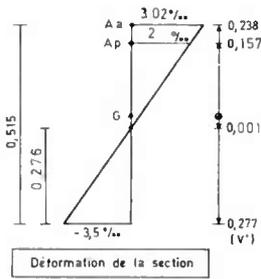


La distance du centre de gravité de la section du béton à la face inférieure (comprimée) est $v' = 0.277 \text{ m}$.

La distance de cette face aux aciers passifs tendus est par ailleurs de $0.55 - 0.035 = 0.515 \text{ m}$.

La déformation de la section est obtenue par le programme de calcul par approximations successives.

COMMENTAIRES DE LA PAGE 42 (SUITE)



Déformation de la section

Calculons a posteriori les sollicitations limites de la section.

La hauteur du béton comprimé :

$$\frac{3.5}{3.5 + 3.02} \times 0.515 = 0.276 \text{ m.}, \text{ d'où le schéma de déformation de la section ci-contre.}$$

La largeur correspondante est de 9.60 m. (constante sur cette hauteur).

Evaluons les sollicitations internes de la section.

4.22. Aciers passifs

Seuls les aciers passifs tendus sont pris en compte dans la résistance ultime de la section. Le diagramme contrainte-déformation pris en compte dans nos calculs est du type élasto-plastique parfait. La contrainte des aciers passifs (correspondant à l'allongement 3.02‰) est ainsi de $f_e / Y_s = 40000 / 1.15 = 34783 \text{ t/m}^2$

Leur effort de traction est de : $34783 \times 31 \times 10^{-4} = 108 \text{ t}$.

Leur moment pris par rapport au C.D.G. de la section de : $108 \times 0.238 = 25.7 \text{ tm}$

4.23. Aciers durs de précontrainte.

La variation d'allongement des aciers durs est déterminée par (cf. schéma) :

$$3.02 \text{ ‰} \times \frac{0.157 + 0.001}{0.238 + 0.001} = 2 \text{ ‰}$$

Leur allongement total s'élève par conséquent à :

$$2 \text{ ‰} + \frac{117 \ 182}{\sigma_{p2}} / \frac{19 \ 400 \ 000}{E_p} = 8.04 \text{ ‰}, \text{ dans lequel nous avons négligé l'influence du terme } 5. \sigma_{bL}$$

(terme qui au contraire est bien pris en compte dans les calculs automatiques)

La contrainte correspondante (résulte du diagramme contrainte-déformation de type élasto-plastique parfait) est définie par :

$$f_{peg} / Y_p = 168 \ 000 / 1.15 = 146 \ 087 \text{ t/m}^2$$

La surtension est ainsi de : $146 \ 087 - 117 \ 182 = 28 \ 905 \text{ t/m}^2$

A laquelle correspondent pour les armatures de précontrainte :

- d'une part l'effort de traction de : $28 \ 905 \times 200.88 \times 10^{-4} = 581. \text{ t}$
- d'autre part le moment de : $581 \times 0.157 = 91.2 \text{ tm}$

4.24. Béton.

Le diagramme de contrainte-déformation du béton adopté par le calcul automatique est du type parabole-rectangle. Toutefois, compte tenu du domaine d'équilibre ultime obtenu (domaine 2), nous choisissons pour calculer manuellement les efforts dus au béton comprimé le diagramme rectangulaire simplifié, ce qui va dans le sens de simplification et de clarté du présent exemple numérique.

Il en résulte d'une part l'effort de compression du béton (pour la hauteur du béton comprimé $y = 0.276 \text{ m}$) de :

$$\frac{0.85 \ f_{c28}}{Y_b} \times 0.80 \ y \times 9.60 = \frac{0.85 \times 2500}{1.5} \times 0.80 \times 0.276 \times 9.60 = 3003 \text{ t}$$

et le moment de : $3003 \times (0.277 - 0.40 \times 0.276) = 500.3 \text{ tm}$

4.25. Sollicitations limites.

L'effort normal limite de la section est finalement :

$$\bar{N}_{ul} = 3003 - 581 - 108 = 2314 \text{ t à comparer à l'effort normal de calcul de } 2354 \text{ t. (§ 4.1.1.)}$$

Le moment limite de la section est de :

$$\bar{M}_{ul} = 500.3 + 91.2 + 25.7 = 617.2 \text{ tm au lieu de } 610.3 \text{ tm obtenu du calcul automatique.}$$

Ce moment obtenu est ainsi supérieur en valeur absolue au moment de calcul de 557 tm environ. La sécurité de la section en cette phase vis-à-vis de la résistance ultime est donc assurée.

N.B. Les écarts (inférieurs à 1%) entre les sollicitations limites calculées dans cet exemple et celles données par la note de calcul résultent de l'emploi du diagramme rectangulaire simplifié d'une part et de la non prise en compte du terme $5. \sigma_{bL}$ d'autre part dans le calcul manuel.

ETUDE A L'ETAT LIMITE DE SERVICE
 CONTRAINTES NORMALES EXTREMES DE BETON ATTEINTES DANS L'OUVRAGE

>>> RAPPEL : LES CONTRAINTES LIMITES SONT CELLES DU GENRE 2
 COEFFICIENT PSI1= 0.600
 LA SECTION D'ENROBAGE MESURE 0.210 M. CENTRE SUR L'AXE DU CABLE

1. CONTRAINTES DE COMPRESSION *****	ATTEINTES		LIMITES	
	>> EN PHASE INITIALE	1062.	/	1380.
>> A LA MISE EN SERVICE	1031.	/	1500.	
>> EN SERVICE DEFINITIF	1087.	/	1500.	

2. CONTRAINTES DE TRACTION -----	ATTEINTES EN SECTION D'ENROBAGE		LIMITES EN SECTION D'ENROBAGE		ATTEINTES HORS SECTION D'ENROBAGE		LIMITES HORS SECTION D'ENROBAGE	
	>> EN PHASE INITIALE	485.	/	-199.		-44.	/	-299.
>> A LA MISE EN SERVICE								
SOUS QL=CP+K.TP (K=0.0)	471.	/	0.		154.	/	-634.	
SOUS QL + PSI1.QR	309.	/	0.		91.	/	-634.	
SOUS QL + QC	57.	/	-211.		-13.	/	-317.	
>> EN SERVICE DEFINITIF								
SOUS QL=CP+K.TP (K=0.0)	334.	/	0.		197.	/	-634.	
SOUS QL + PSI1.QR	66.	/	0.		53.	/	-634.	
SOUS QL + QC	-203.	/	-211.		-227.	/	-317.	

NOTA : :ATTENTION AUX VALEURS SOULIGNEES,CAR ELLES INDIQUENT UN DEPASSEMENT DE LIMITE

COMMENTAIRES DE LA PAGE 44

- 1 Valeur fixée une fois pour toutes par le programme à 2 fois d. à partir de la garnie.
- 2 Les valeurs positives sont des compressions, les valeurs négatives des tractions.
- 3 Cf. page 39 et son complément (règle de calcul des contraintes en section d'enrobage).
- 4 Contraintes de traction extrêmes atteintes sur les deux faces de la dalle.
- 5 Ce qui n'est pas le cas dans le présent tableau (aucun dépassement de valeurs admissibles).

PSIDP 0015 PAGE 47

1 ELEMENTS DE CALCUL DU MOMENT DE FLEXION TRANSVERSALE EN TRAVÉE 2

BIAS MECANIQUE (PSI) : 89.977 LONGUEUR EQUIVALENTE BIAISE (DB) : 14.663 2 LARGEUR EQUIVALENTE DROITE : 9.837 3
 COEFFICIENT DE POISSON : 0.200 A1(2*B/SIN(PSI)) : 9.961 A2(2*B/DB*SIN(PSI)) : 0.679
 LES LIGNES D'INFLUENCE DU COEFFICIENT DE FLEXION TRANSVERSALE SONT CALCULEES A PARTIR DE LA TRAVÉE DROITE EQUIVALENTE DE
 4 14.482M DE LONGUEUR ET 9.961M DE LARGEUR. (PARAMÈTRE D'ENTRETOISEMENT 0.344) 6

5 TERMES MULTIPLICATEURS RELATIFS A L'ÉTALEMENT LONGITUDINAL DES CHARGES 8

CHARGE REPARTIE	ETALEMENT	HARMONIQUE 1	HARMONIQUE 3	HARMONIQUE 5
BC	14.663	0.637	-0.212	0.127
BT	2.460	0.988	0.899	0.735
MC.120	2.310	0.990	0.911	0.764
	6.810	0.914	0.372	-0.133

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

HARMONIQUE 1

0.2232*	-0.0909	-0.0676	-0.0440	-0.0197	0.0059	0.0334	0.0634	0.0965	0.1337	0.1756	0.2232	0.1756	0.1337	0.0965
	0.0634	0.0334	0.0059	-0.0197	-0.0440	-0.0676	-0.0909							

HARMONIQUE 3

0.0917*	-0.0099	-0.0092	-0.0086	-0.0078	-0.0063	-0.0035	0.0016	0.0106	0.0259	0.0511	0.0917	0.0511	0.0259	0.0106
	0.0016	-0.0035	-0.0063	-0.0078	-0.0086	-0.0092	-0.0099							

HARMONIQUE 5

0.0555*	-0.0011	-0.0013	-0.0016	-0.0021	-0.0026	-0.0030	-0.0029	-0.0011	0.0049	0.0203	0.0555	0.0203	0.0049	-0.0011
	-0.0029	-0.0030	-0.0026	-0.0021	-0.0016	-0.0013	-0.0011							

LIGNES D'INFLUENCE DU COEFFICIENT DE FLEXION TRANSVERSALE (PAS 0.500) DE LA FIBRE 2 A -2.4590E L'AXE MECANIQUE

HARMONIQUE 1

0.1893*	-0.0866	-0.0362	0.0149	0.0679	0.1239	0.1842	0.1563	0.1251	0.0982	0.0749	0.0546	0.0370	0.0216	0.0080
	-0.0041	-0.0151	-0.0251	-0.0345	-0.0435	-0.0522	-0.0610							

HARMONIQUE 3

0.0887*	-0.0267	-0.0147	-0.0011	0.0170	0.0437	0.0845	0.0518	0.0265	0.0113	0.0025	-0.0022	-0.0046	-0.0054	-0.0055
	-0.0052	-0.0047	-0.0042	-0.0038	-0.0034	-0.0031	-0.0029							

HARMONIQUE 5

0.0550*	-0.0087	-0.0066	-0.0036	0.0028	0.0176	0.0510	0.0219	0.0056	-0.0009	-0.0029	-0.0030	-0.0025	-0.0019	-0.0014
	-0.0010	-0.0006	-0.0004	-0.0003	-0.0002	-0.0001	-0.0001							

LIGNES D'INFLUENCE DU COEFFICIENT DE FLEXION TRANSVERSALE (PAS 0.500) DE LA FIBRE 4 A -3.6890E L'AXE MECANIQUE

HARMONIQUE 1

0.1288*	-0.0633	0.0087	0.0819	0.1195	0.0973	0.0783	0.0619	0.0478	0.0357	0.0252	0.0162	0.0084	0.0015	-0.0045
	-0.0099	-0.0147	-0.0191	-0.0233	-0.0273	-0.0312	-0.0351							

HARMONIQUE 3

0.0777*	-0.0337	0.0029	0.0450	0.0626	0.0336	0.0160	0.0056	-0.0002	-0.0032	-0.0045	-0.0049	-0.0047	-0.0042	-0.0037
	-0.0032	-0.0027	-0.0023	-0.0019	-0.0017	-0.0015	-0.0013							

HARMONIQUE 5

0.0521*	-0.0190	-0.0010	0.0252	0.0362	0.0116	0.0013	-0.0024	-0.0032	-0.0029	-0.0023	-0.0016	-0.0012	-0.0008	-0.0005
	-0.0003	-0.0002	-0.0001	-0.0001	-0.0001	-0.0000	-0.0000							

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

COMMENTAIRES DE LA PAGE 47

- ① Angle de biais mécanique, noté ψ , qui est différent du biais géométrique, φ , dans le cas de dalles biaisées
- ②③ Il s'agit de la portée biaisée équivalente, λ , et de la largeur droite équivalente, $2b$, de mêmes raideurs que la travée étudiée.
- ④⑤ Ce sont la longueur $\lambda' = \lambda \sin \psi$ et la largeur $(2b)' = 2b/\sin \psi$ permettant de définir la "travée droite équivalente" à laquelle la méthode de Guyon-Massonnet est applicable.
- ⑥ Le paramètre de flexion $\theta = b/\lambda \sin^2 \psi$ forme avec le paramètre de torsion α ($\alpha=1$, dans le cas de dalles isotropes) les principaux paramètres du calcul Guyon-Massonnet.
- ⑦ Longueur d'étalement, notée $2c$, jusqu'au plan moyen de la dalle; par exemple pour B_t :

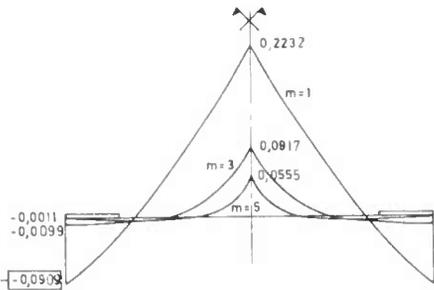
$$2c = HDALLE + 2 HCHAU + 1,60$$

$$2.31 = 0.55 + 2 \times 0.08 + 1,60$$
- ⑧ Coefficients B_m dépendant de l'étalement longitudinal de la charge $B_m = \sin\left(\frac{m\pi c}{\lambda}\right) / \left(\frac{m\pi c}{\lambda}\right)$
 Outre le coefficient B_m , le calcul de la flexion transversale fait intervenir les coefficients :
 $A_1 = 2b/\sin \psi$, $A_2 = 2b/\lambda \sin \psi$, $C_m = 1$ (calcul en milieu de travée), et D_m , expression, non reproduite ici en raison de sa longueur, obtenue à partir de la sommation de la ligne d'influence μ_m de Guyon-Massonnet-Barès (cf. principe résumé ci-après).

Nota : Les commentaires ci-dessus résument la méthode de calcul développée en annexe.

COMMENTAIRES DE LA PAGE 47 SUITE

Principe du calcul des moments transversaux M



$MY = k \sum_m B_m \cdot C_m \cdot f(\mu_m)$; $f(\mu_m)$ étant une intégration pour les charges réparties (CP, PRECON, A (l), TROT) et une sommation pour les charges ponctuelles (B et CM), ce qui fait que :

$MY = k f(Z(y))$ avec $Z(y) = \sum_m B_m \cdot C_m \cdot D_m$, fonction du cas de charge. Ceci a

l'intérêt de ne considérer qu'une ligne d'influence du moment transversal pour un cas de charge au lieu des m lignes correspondant au coefficient de flexion transversale, m étant le nombre d'harmoniques.

$MY = p(y) \cdot A_1 \sum_m B_m \cdot C_m \cdot D_m$ pour les charges réparties (CP, PRECON A (l), TROT)

($p(y)$ = densité de la charge au m^2 (CP en valeurs caractéristiques et charges A avec coefficients CDT inclus).

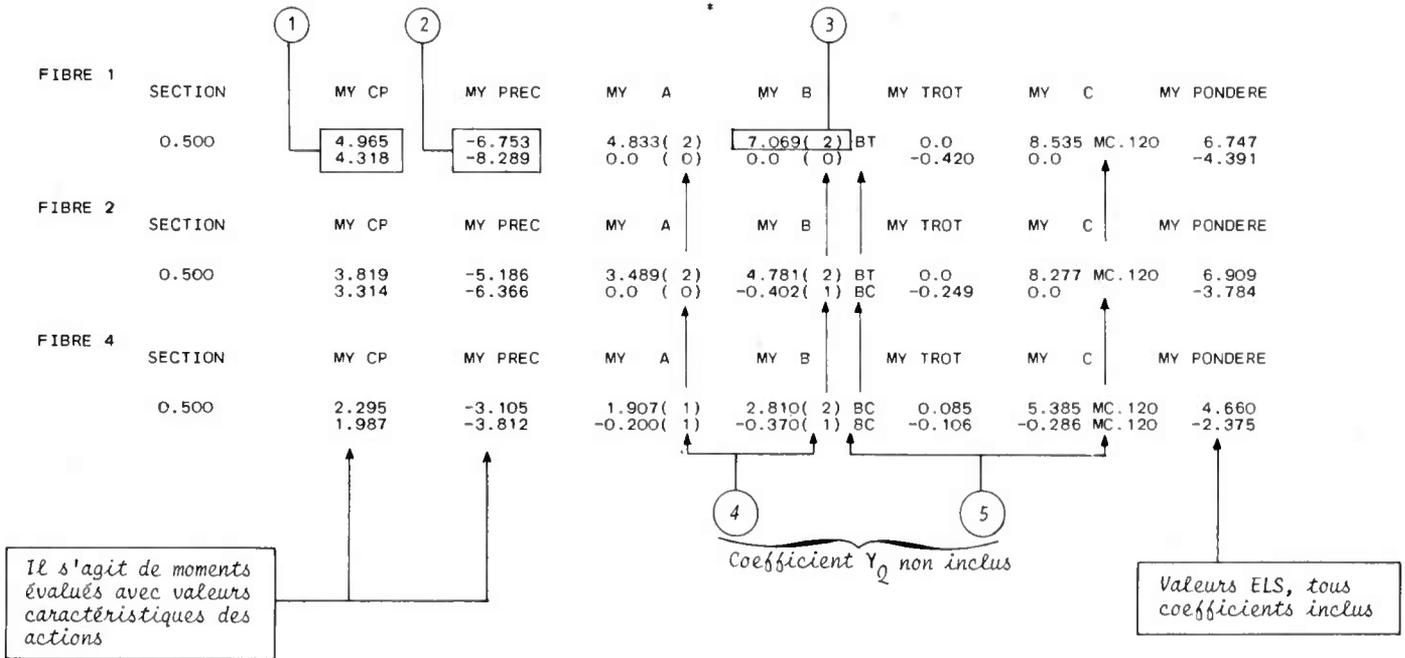
$MY = \delta \cdot P \cdot A_2 \sum_m B_m \cdot C_m \cdot D_m$ pour les charges de type B et CM

P = poids de la file de roues pour le camion ou d'un chenille pour le char (coefficients CDT inclus dans le cas de charge B)

δ = coefficient de majoration dynamique.

m	1	3	5
A_1	9,961	9,961	0,961
A_2	0,679	0,679	0,679
C_m	1	1	1
B_m charge répartie	0,637	0,212	0,127
B_m charge Bt	0,990	0,911	0,764
B_m charge CM	0,914	0,372	0,133

MOMENTS PRINCIPAUX DE FLEXION TRANSVERSALE MY MAXIMUM ET MINIMUM DES DIFFERENTES SECTIONS SUR LES FIBRES ETUDIEES POUR LA TRAVEE 2 PAR METRE DE LARGEUR



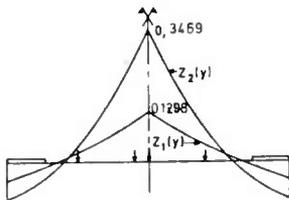
COMMENTAIRES DE LA PAGE 48

Les détails de calcul suivants illustrent le principe de calcul rappelé à la page précédente.

1 $M_{yCP} = p(y) A_1 \sum_m B_m C_m D_m = p(y) \cdot A_1 \cdot \int_{-x}^{+x} Z_1(y)$

$A_1 = 9,961$

$M_{y \text{ maximum}} : p(y) = \frac{G_{max}}{EDALLE} = \frac{17.846}{9.837} = 1.814 \text{ t/m}^2$



$x = \frac{9.837}{2} = 4.919$

$\int_{-x}^{+x} Z_1(y) = 0.275$

$M_{yCPmax} = 1.814 \times 9.961 \times 0.275 = 4.965 \text{ tm/ml}$

$M_{y \text{ minimum}} : p(y) = \frac{G_{min}}{\text{Largeur utile}} = \frac{16.303}{10}$

$x = \frac{10}{2} = 5 \text{ m}$

L.I. du moment transversal sur la fibre 1.

$Z_1(y)$ pour les charges réparties
 $Z_2(y)$ pour les charges du type B

$Z(y) = \sum_{m=1}^5 B_m \cdot C_m \cdot D_m$

$\int_{-x}^{+x} Z_1(y) = 0.266$

$M_{yCPmin} = 1.630 \times 9.961 \times 0.266 = 4.318 \text{ tm/ml}$

COMMENTAIRES DE LA PAGE 48

SUITE

$$\textcircled{2} \quad M_{y, \text{PREC}} = p(y) A_1 \sum_m B_m C_m D_m = p(y) A_1 \int_{-x}^{+x} Z_1(y)$$

$M_{y, \text{PRECmax}}$
 (précontrainte minimale en service)

$$\begin{aligned}
 p(y) &= -F_{2, \text{ES}} (0.5 l_i) x^2 \left(\frac{A_2 + A_3}{2} \right) / \text{EDALLE} \\
 &= -2205 x^2 \frac{(0.004727 + 0.005558)}{2} \quad \text{cf. page 28} \\
 &= -2.52 \text{ t/m}^2 \\
 x &= 9.60/2 = 4.80\text{m} \\
 \int_{-x}^{+x} Z_1(y) &= 0.269
 \end{aligned}$$

$$M_{y, \text{PRECmax}} = -2.52 \times 9.961 \times 0.269 = -6.752 \text{ tm/ml}$$

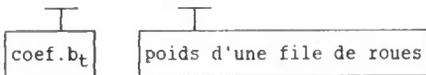
$M_{y, \text{PRECmin}}$

(précontrainte maximale à la mise en service)

$$M_{y, \text{PRECmin}} = -6.752 \times \frac{F_{1, \text{MS}}}{F_{2, \text{ES}}} = -6.752 \times \frac{2706}{2205} = -8.286 \text{ tm/ml}$$

$$\textcircled{3} \quad M_{y, B_t} = \delta \cdot P \cdot A_2 \cdot \sum_m B_m C_m D_m = \delta \cdot P \cdot A_2 \sum Z_2(y)$$

$$P = 1 \quad x \quad 16 = 16 \text{ t.}$$



$$\delta = 1.148, A_2 = 0.679$$

$Z_2(y) = 0.567$ (deux essieux disposés comme indique le diagramme ci-dessus)

$$M_{y, B_t} \text{ positif} = 1.148 \times 16 \times 0.679 \times 0.567 = 7.069 \text{ tm/ml}$$

- ④ Nombre de voies (charges A) ou de files (charges B) donnant l'effet maximal compte tenu des coefficients de dégressivité transversale.
- ⑤ Désignation de la charge donnant les moments transversaux extrêmes.

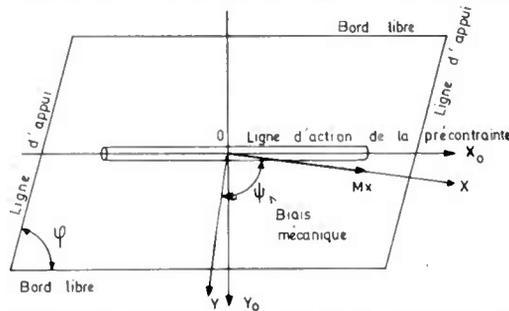
ELEMENTS DE REDUCTION DES EFFORTS AU CENTRE MECANIQUE DES DIFFERENTES TRAVEES

LE CENTRE MECANIQUE D'UNE TRAVEE EST SITUÉ TRANSVERSALEMENT SUR L'AXE MECANIQUE DE LA SECTION (FIBRE 1). LONGITUDINALEMENT IL EST PRIS AU MILIEU POUR LES TRAVEES INTERMEDIAIRES, ET A 0.4 DE LA PORTEE DE L'APPUI DE RIVE POUR LES TRAVEES EXTREMES

	TRAVEE 1	TRAVEE 2	TRAVEE 3	TRAVEE 4
MOMENT TRANSVERSAL PRINCIPAL PONDERE (T*M/ML)	7.331 -3.216	6.909 -4.391	6.909 -4.391	7.331 -3.216
MOMENT LONGITUDINAL PRINCIPAL PONDERE (T*M/ML)	31.021 -18.781	28.223 -25.977	28.223 -25.977	31.021 -18.781
BIAIS MECANIQUE	87.611	89.977	89.977	87.611
EFFORT NORMAL DE PRECONTRAINTE	229.977 279.665	226.195 277.649	226.195 277.649	229.977 279.665

COMMENTAIRES DE LA PAGE 49

- ① Les éléments de réduction de ces efforts peuvent être condensés sur le schéma ci-après dans lequel la direction d'un moment est celle, par convention, des contraintes qu'il engendre.



- ② Il s'agit de moments unitaires et pondérés résultant de la charge permanente (G) + précontrainte (P) + charge d'exploitation (Q_C) :

M_y pour moment transversal
M_x pour moment longitudinal

③
$$N_2 = 226.195 = \frac{2205}{F_2} \times \frac{0.55}{5.3607} \text{ HDALLE 1}$$

Section nette

où : F₂ = effort normal minimum de la précontrainte en service
F₁ = effort normal maximum de la précontrainte à la mise en service

④
$$M_x = \left[M_x(G) + M_x(P) + M_x(Y_{Q_C}) \right] / 2b$$

$$M_x(P) = F_2 \cdot e + M_{\text{hyperstatique}}$$

$$= 2205 \times (-0.161) + \frac{9.0 + 117.2}{2} = -291.9$$

$$M_x = (237.5 - 291.9 + 1 \times 324.2 + 1 \times 8.9) / 9.837$$

28.223

FERRAILLAGE DE FLEXION TRANSVERSALE EN TRAVEE

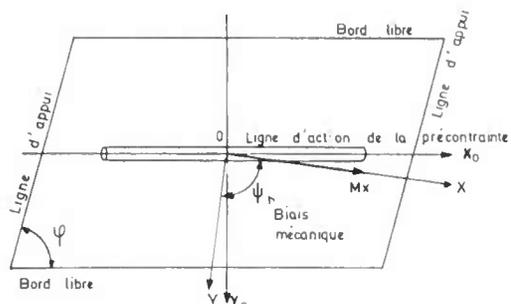
* (1)

FACE INFERIEURE

	TRAVEE 1	TRAVEE 2	TRAVEE 3	TRAVEE 4	
>>> FACETTE OX (PARALLELE A LA DIRECTION DU MOMENT PRINCIPAL MX)					
MOMENT	7.33	6.91	6.91	7.33	
EFFORT NORMAL	8.60	5.56	5.56	8.60	
SECTION D'ACIER REQUISE	0.000472	0.000497	0.000497	0.000472	ω_y
>>> FACETTE OY (PARALLELE A LA DIRECTION DU MOMENT PRINCIPAL MY)					
MOMENT	31.02	28.22	28.22	31.02	
EFFORT NORMAL	221.38	220.63	220.63	221.38	
SECTION D'ACIER REQUISE	0.000300	0.000300	0.000300	0.000300	ω_x
>>> FACETTE OXo (PARALLELE AUX CABLES SUR LAQUELLE S'EXERCE LA FLEXION SIMPLE)					
MOMENT	8.22	7.43	7.43	8.22	
SECTION D'ACIER REQUISE	0.000726	0.000656	0.000656	0.000726	ω_{y_0}
* (2)					
FACE SUPERIEURE					
	TRAVEE 1	TRAVEE 2	TRAVEE 3	TRAVEE 4	
>>> FACETTE OX (PARALLELE A LA DIRECTION DU MOMENT PRINCIPAL MX)					
MOMENT	-3.22	-4.39	-4.39	-3.22	
EFFORT NORMAL	10.46	6.83	6.83	10.46	
SECTION D'ACIER REQUISE	0.000300	0.000300	0.000300	0.000300	
>>> FACETTE OY (PARALLELE A LA DIRECTION DU MOMENT PRINCIPAL MY)					
MOMENT	-18.78	-25.98	-25.98	-18.78	
EFFORT NORMAL	269.21	270.82	270.82	269.21	
SECTION D'ACIER REQUISE	0.000300	0.000300	0.000300	0.000300	
>>> FACETTE OXo (PARALLELE AUX CABLES SUR LAQUELLE S'EXERCE LA FLEXION SIMPLE)					
MOMENT	-3.80	-4.92	-4.92	-3.80	
SECTION D'ACIER REQUISE	0.000335	0.000435	0.000435	0.000335	

COMMENTAIRE DE LA PAGE 50

- (1) Le ferrailage sur appuis, c'est-à-dire des chevêtres incorporés, est calculé et présenté à la page 52 plus loin. Il s'agit ici du calcul du ferrailage transversal en travée nécessaire à la reprise des tenseurs de flexion et de compressions dont les éléments de réduction sont présentés à la page 49 précédente.
- (2) Il s'agit des sections d'armatures $\omega_y, \omega_x, \omega_{y_0}$ respectivement perpendiculaires aux facettes OX, OY, OXo (en m² par ml mesuré suivant chacune de ces facettes).



Les efforts sur chaque facette sont obtenus par transformations tensorielles des efforts M_x, M_y et N présentés à la page 49. A savoir :

Facette	Moment	Effort normal
OX	M_y	$N \cos^2 \psi$
OY	M_x	$N \sin^2 \psi$
OXo	$M_x \cos^2 \psi + M_y \sin^2 \psi$	0

La section d'acier "théorique" pour reprendre ces efforts est définie, pour chaque facette, par :

avec :

$$\omega = \max (\omega_0, \omega_1, \omega_2)$$

ω_0 = ferrailage de peau ($\lambda \text{ cm}^2/\text{ml}$)
 ω_1 = ferrailage de non fragilité
 ω_2 = ferrailage calculé à ELS avec le taux de travail admissible égal à $\bar{\sigma}_a$ introduit en données ($\bar{\sigma}_a = 24480 \text{ t/m}^2$ dans le présent modèle d'application).

Les sections d'acier requises sont calculées et présentées sur la page suivante, en fonction du choix de la direction des fers transversaux.

LES SECTIONS MINIMALES D'ARMATURES TRANSVERSALES DE BETON ARME DANS LES DIFFERENTES TRAVEES SONT LES SUIVANTES
(SECTIONS D'ACIER EN M**2 PAR METRE LINEAIRE LONGITUDINAL DE L'OUVRAGE)

PSIDP 0015 PAGE 50bis

(page non numérotée dans la note de calcul)

PARALLELEMENT A LA DIRECTION DES LIGNES D'APPUI

	TRAVEE 1	TRAVEE 2	TRAVEE 3	TRAVEE 4
FACE SUPERIEURE	0.000353	0.000457	0.000457	0.000353
FACE INFERIEURE	0.000763	0.000690	0.000690	0.000763

1

PERPENDICULAIREMENT AUX BORDS LIBRES

	TRAVEE 1	TRAVEE 2	TRAVEE 3	TRAVEE 4
FACE SUPERIEURE	0.000335	0.000435	0.000435	0.000335
FACE INFERIEURE	0.000726	0.000656	0.000656	0.000726

N O T A :

* POUR L'OUVRAGE CALCULE IL EST CONSEILLE DE REALISER LE FERRAILLAGE TRANSVERSAL PARALLELEMENT A LA DIRECTION DES LIGNES D'APPUI

* DANS LE CAS OU L'ON REALISE LE FERRAILLAGE TRANSVERSAL PARALLELEMENT AUX LIGNES D'APPUI, LES SECTIONS D'ARMATURES LONGITUDINALES MINIMALES CI-APRES DOIVENT ETRE VERIFIEES :

	TRAVEE 1	TRAVEE 2	TRAVEE 3	TRAVEE 4
FACE SUPERIEURE	0.000307	0.000300	0.000300	0.000307
FACE INFERIEURE	0.000300	0.000300	0.000300	0.000300

COMMENTAIRES DE LA PAGE 50 BIS

Cette page résume les sections d'acier en m² par ml longitudinal de l'ouvrage, selon que les fers transversaux sont parallèles aux lignes d'appui (option 1) ou perpendiculaires aux bords libres (option 2). L'option 1 qui est plus pratique (façonnage et mise en place des fers) est réservée aux dalles peu biaises. L'option 2, mécaniquement plus favorable, s'impose dans le cas de dalles de biais plus prononcé. Le choix de l'une de ces deux options peut être facilité par le nota imprimé.

Mécaniquement, il s'agit d'évaluer, sur chaque face de la dalle, la section de ferrailage transversal (option 1 ou 2) qui, combinée avec la section d'acier longitudinal ω_l , doit reprendre au moins l'ensemble des sections d'acier ω_y , ω_x , ω_{y0} déjà calculées à la page 50.

① Ainsi, par exemple, la section 0.000763 m² de l'option 1 en face inférieure dans la travée 4 est définie par :

$$0.000763 = \omega_{\parallel} = \omega_{\varphi} \cdot \sin \psi, \text{ avec } \omega_{\varphi} \text{ tel que :}$$

$$(1) \quad \omega_{\varphi} \cos^2(\varphi - \psi) + \omega_l \cos^2 \psi \geq \omega_y$$

$$(2) \quad \omega_{\varphi} \sin^2(\varphi - \psi) + \omega_l \sin^2 \psi \geq \omega_x$$

$$(3) \quad \omega_{\varphi} \sin^2 \varphi \geq \omega_{y0}$$

très inférieur à

La relation (2) indique que pour $|\varphi - \psi| \ll 1$, $\omega_l \geq \omega_x / \sin^2 \psi$. La section ω_l est en ce cas "recyclée" et imprimée en fin de page et automatiquement rappelées à la page 54 plus loin.

① EFFORTS TRANCHANTS HYPERSTATIQUES SUR APPUIS DUS AU TRACE DU CABLE

* *
* *

	APPUI 1 ET APPUI 2G	APPUI 2D ET APPUI 3G	APPUI 3D ET APPUI 4G	APPUI 4D ET APPUI 5
EN PHASE M.T	1.1	7.5	-7.5	-1.1
EN PHASE M.S	1.0	7.2	-7.2	-1.0
EN PHASE E.S	0.7	6.2	-6.2	-0.7

REACTIONS D'APPUI HYPERSTATIQUES DUES AU TRACE DU CABLE

* *
* *

	APPUI 1	APPUI 2	APPUI 3	APPUI 4	APPUI 5
EN PHASE M.T	1.1	6.4	-15.0	6.4	1.1
EN PHASE M.S	1.0	6.1	-14.4	6.1	1.0
EN PHASE E.S	0.7	5.5	-12.4	5.5	0.7

COMMENTAIRES DE LA PAGE 51

- ① Valeurs relatives à toute la largeur de la dalle
- ② M.T. : à la mise en tension avec valeur caractéristique maximale P_1 de la précontrainte.
M.S. : à la mise en service avec valeur caractéristique maximale P_1 de la précontrainte.
E.S. : en service définitif avec valeur caractéristique minimale P_2 de la précontrainte.
- ③ $V_{2D} = V_{3G} = \frac{M_h(3) - M_h(2)}{L/2}$, soit avec les valeurs de moments hyperstatiques fournies à la page 32 :
 $= \frac{146.8 - 14.4}{17.61} = 7.5$
- ④ $R_i = V_{iD} - V_{iG}$, soit par exemple à l'appui 3 :
 $R_3 = -6.2 - 6.2 = -12.4$

DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI

1

	APPUI 1	APPUI 2	APPUI 3	APPUI 4	APPUI 5
* TYPE DE L'APPAREIL D'APPUI	1	1	1	1	1
NOMBRE D'APPAREILS D'APPUI	3	4	4	4	3
ESPACEMENT D'AXE EN AXE	3.56D	2.65D	2.65D	2.65D	3.56D
DIMENSIONS EN PLAN LARGEUR	0.250	0.300	0.300	0.300	0.250
LONGUEUR	0.300	0.400	0.400	0.400	0.300

2

* D SYMBOLISE UNE ARTICULATION DE FREYSSINET
 1 SYMBOLISE UN APPAREIL D'APPUI EN ELASTOMERE FRETTE
 2 SYMBOLISE TOUT AUTRE TYPE D'APPAREIL D'APPUI A DIMENSIONNER PAR L'UTILISATEUR

3

	APPUI 1	APPUI 2	APPUI 3	APPUI 4	APPUI 5
CHARGE PERMANENTE	1.033	1.025	1.025	1.025	1.033
CHARGE A	1.354	1.344	1.344	1.344	1.354
CHARGE BC	2.055	2.161	2.161	2.161	2.055
CHARGE BT	1.860	1.859	1.859	1.859	1.860
MC. 120	1.822	1.662	1.662	1.662	1.822

7

4

	APPUI 1	APPUI 2	APPUI 3	APPUI 4	APPUI 5
A VIDE (MAX.)	34.22	80.28	78.63	80.28	34.22
A VIDE (MIN.)	30.20	71.57	69.26	71.57	30.20
EN CHARGE (MAX.)	107.07	164.62	162.48	164.62	107.07
EN CHARGE (MIN.)	20.45	63.50	58.14	63.50	20.45

	1	0	1	2	3	4	5
MINIMALES	250.00	0.0	272.61	529.15	484.47	529.15	272.61
MAXIMALES	1500.00	0.0	1427.56	1371.80	1353.98	1371.80	1427.56

5

	APPUI 1	APPUI 2	APPUI 3	APPUI 4	APPUI 5
LARGEUR DU CHEVETRE	1.71	1.77	1.77	1.77	1.71

6

	APPUI 1	APPUI 2	APPUI 3	APPUI 4	APPUI 5
MOMENT APRES PONDERATION (EN TM/M)	18.58	20.58	20.31	20.58	18.58
SECTION DE CALCUL DES FERS (EN M*2 PAR ML LONGITUDINAL)	0.001572	0.001742	0.001719	0.001742	0.001572

COMMENTAIRES DE LA PAGE 52

1 $3.56 = \frac{2b}{\sin \varphi} \times \frac{1}{N_a - 0.1} = \frac{9.837}{\sin(80)} \times \frac{1}{3 - 0.1}$ (N_a = nombre d'appareils d'appui)

2 0.25 = largeur dans le sens perpendiculaire aux lignes d'appui.

0.30 = longueur dans le sens parallèle aux lignes d'appui.

3 Coefficients δ , γ_Q non inclus, mais coefficients a_1 , b_c inclus.

4 Tous coefficients δ , γ_Q , a_1 , b_c inclus.

5 Il s'agit de la largeur dans le sens perpendiculaire aux lignes d'appui.

6 Il s'agit de moment au ml de la section droite de chevêtre calculé par :

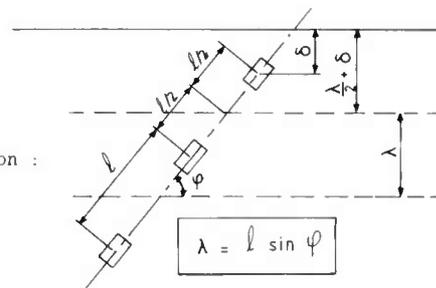
$$|M| = \frac{R}{e} \cdot \frac{l}{12}$$

avec : R = réaction max. sur un appareil d'appui
 e = largeur du chevêtre
 l = distance entre deux appareils d'appui.

7 Pour un cas de charge donné, le coefficient d'inégalité K vaut par définition :

$$K = R/R_{moy}$$

où : R = réaction max. sur un appareil d'appui
 $R_{moy} = \frac{\text{réaction totale}}{N_a}$, N_a = nombre d'appareils d'appui



Pour l'évaluation de K, le programme attribue à chaque appareil d'appui (soit central soit de rive) sa bande porteuse comme schématisée ci-contre

Lorsque les appareils d'appui sont régulièrement espacés, le programme assimile chaque ligne d'appui à une poutre continue à plusieurs travées égales. Le calcul de R, R_{moy} donc de K s'en déduit.

En ce qui concerne la précontrainte, $K = 1$. Pour les charges A et B, le programme tient compte des coefficients de dégressivité transversale.

NOTA : Lorsque les appareils d'appui ne sont pas régulièrement espacés ou lorsqu'ils sont en fort retrait par rapport aux bords libres de la dalle, des renforcements locaux sont à prévoir (voir annexe).

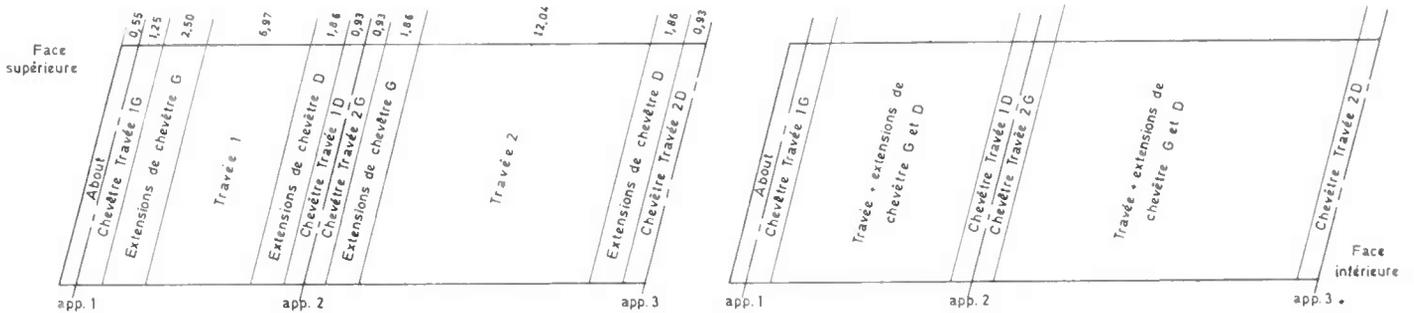
REPARTITION DU FERRAILLAGE TRANSVERSAL

ESPACEMENTS MAXIMAUX DES ARMATURES DU FERRAILLAGE TRANSVERSAL MESURES SUIVANT L'AXE LONGITUDINAL DE L'OUVRAGE EN FONCTION DU DIAMETRE UTILISE

Cf. schéma en fin de page

LA DIRECTION DU FERRAILLAGE TRANSVERSAL RETENU EST PARALLELE AUX LIGNES D'APPUIS

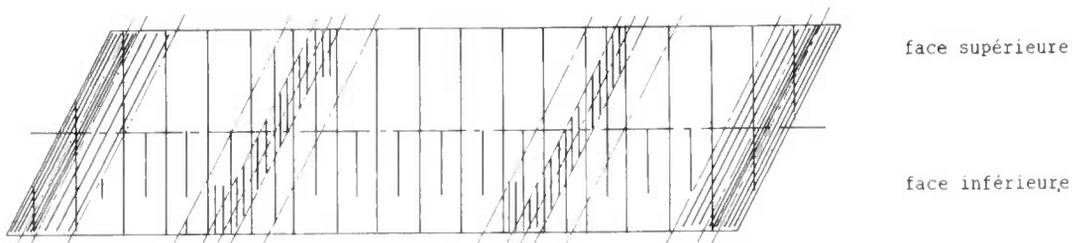
ZONE	LONGUEUR DE LA ZONE	SECTION MINIMALE	FACE SUPERIEURE					FACE INFERIEURE					
			PHI 10	PHI 12	PHI 14	PHI 16	PHI 20	SECTION MINIMALE	PHI 10	PHI 12	PHI 14	PHI 16	PHI 20
ABOUT	0.55	0.001572	*	*	*	0.128	0.200	0.001572	*	*	*	0.128	0.200
TRAVEE 1													
CHEV APP G	1.25	0.001572	*	*	*	0.128	0.200	0.001572	*	*	*	0.128	0.200
EXT CHEV G	2.50	0.000524	0.150	0.216	0.294	*	*	0.000757	0.104	0.149	0.203	0.266	*
TRAVEE	6.97	0.000355	0.222	0.319	*	*	*	0.000757	0.104	0.149	0.203	0.266	*
EXT CHEV D	1.86	0.000581	0.135	0.195	0.265	*	*	0.000757	0.104	0.149	0.203	0.266	*
CHEV APP D	0.93	0.001742	*	*	*	0.115	0.180	0.001742	*	*	*	0.115	0.180
TRAVEE 2													
CHEV APP G	0.93	0.001742	*	*	*	0.115	0.180	0.001742	*	*	*	0.115	0.180
EXT CHEV G	1.86	0.000581	0.135	0.195	0.265	*	*	0.000684	0.115	0.165	0.225	0.294	*
TRAVEE	12.04	0.000460	0.171	0.246	0.335	*	*	0.000684	0.115	0.165	0.225	0.294	*
EXT CHEV D	1.86	0.000573	0.137	0.197	0.269	*	*	0.000684	0.115	0.165	0.225	0.294	*
CHEV APP D	0.93	0.001719	*	*	*	0.117	0.183	0.001719	*	*	*	0.117	0.183



COMMENTAIRES DE LA PAGE 53

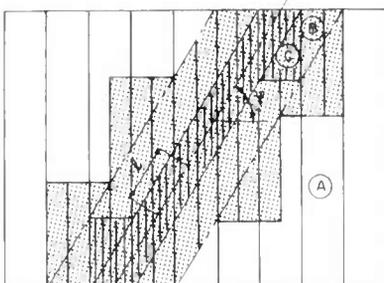
La page 53 présente le "ferrailage transversal" détaillé dans le cas de l'option 1 comportant les fers transversaux parallèles aux lignes d'appui (cas de dalles peu biaises correspondant au présent modèle d'application).

Dans le cas de dalles de biais prononcé, il est avantageux par contre de réaliser le ferrailage transversal selon l'option 2 c'est-à-dire avec fers perpendiculaires aux bords libres, selon le croquis ci-après :



On peut faire deux remarques suivantes :

- 1) Par rapport à l'option 1, le "zonage" reste à peu près inchangé
- 2) Néanmoins l'option 2 demande sur chaque appui extrême un "chainage" constitué de fers parallèles aux lignes d'appui et surtout des soins à apporter au façonnage et à la disposition des fers dans les zones d'appuis intermédiaires conformément au croquis ci-après :



Zone (A) Ferrailage courant en travée

Zone (B) Extension du chevêtre : longueur des fers supplémentaires

$$\frac{2l}{\cos \varphi} + 40 \emptyset \text{ et } \frac{l}{\cos \varphi} + 20 \emptyset$$

Zone (C) Chevêtre. Longueur des fers supplémentaires

$$\frac{2}{3} \cdot \frac{l}{\cos \varphi} + 40 \emptyset$$

Dans ce cas le ferrailage des chevêtres sur appui de rive est réalisé parallèlement à la ligne d'appui.

FERRAILLAGE LONGITUDINAL
A PREVOIR POUR TOUTE LA LARGEUR DE LA DALLE

SECTION		TRAVÉE 1	TRAVÉE 2
0.0 L	Face sup. →	0.003072	0.003104
	Face inf. →	0.002880	0.008145
0.10L		0.003072	0.003000
		0.002880	0.008145
0.20L		0.003072	0.003000
		0.002880	0.002880
0.30L		0.003072	0.003000
		0.002880	0.002880
0.40L		0.003072	0.003000
		0.003190	0.002880
0.50L		0.003072	0.003000
		0.002969	0.002880
0.60L		0.003072	0.003000
		0.002880	0.002880
0.70L		0.003072	0.003000
		0.002880	0.002880
0.80L		0.003072	0.003000
		0.002880	0.002880
0.90L		0.003072	0.003000
		0.008145	0.008145
1.00L		0.003104	0.003646
		0.008145	0.008145

NOTA : LES SECTIONS DE FERRAILLAGE CI-DESSUS TIENNENT COMPTE :
 - DU FERRAILLAGE DE PEAU (Y COMPRIS RENFORCEMENTS DE LA FACE INFÉRIEURE EN ZONES DES APPUIS INTERMÉDIAIRES)
 - DE LA REPRISE DES TRACTIVEONS LONGITUDINALES OU BETON (SECTIONS VOISINES DE 0.05L COMPRIS)
 - DE L'ÉTUDE À L'ÉTAT LIMITE ULTIME DE RÉSISTANCE
 - DE LA REPRISE GLOBALE DU TENSEUR FLEXION EN TRAVÉE PAR LES ARMATURES LONGITUDINALES ET DES ARMATURES TRANSVERSALES DISPOSÉES PARALLELEMENT AUX LIGNES D'APPUI

3 >>> LORSQUE LES APPAREILS D'APPUI SONT TRÈS ESPACÉS, DES RENFORCEMENTS SONT À PREVOIR AU DROIT DES APPAREILS D'APPUI POUR REPRENDRE LES POINTES DE MOMENTS FLECHISSANTS

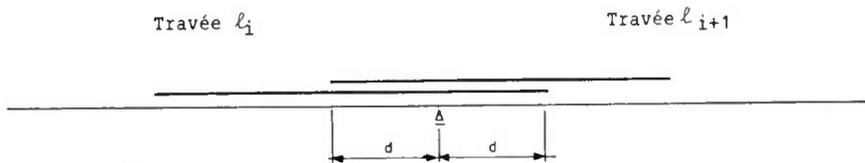
COMMENTAIRES DE LA PAGE 54

1 Soit dans cette section :

$$\frac{0.003}{10} = 3 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} \text{ en face supérieure}$$

$$\frac{0.00815}{9.6} = 8.15 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} \text{ en face inférieure}$$

2 Cette section d'acier correspond au pourcentage minimum de 1,5‰ de la section à disposer en face inférieure près des appuis intermédiaires et en tête-bêche selon le croquis ci-après :



$$d = \frac{1}{5} \max (l_i, l_{i+1})$$

$$\text{longueur d'un fer} = \frac{1}{5} (l_i + l_{i+1})$$

3 Ces renforcements sont en ce cas à calculer selon les indications de l'annexe.

LE CALCUL EST EFFECTUE AU VOISINAGE DE L'APPUI INTERMEDIAIRE LE PLUS SOLLICITE

En service définitif, sous la précontrainte min. P2

ELEMENTS DE JUSTIFICATION	ETUDE A L'ETAT-LIMITE D'UTILISATION APPUI 2 GAUCHE		ETUDE A L'ETAT-LIMITE ULTIME APPUI 2 DROITE		
	VALEUR DE CALCUL	VALEUR LIMITE	VALEUR DE CALCUL	VALEUR LIMITE	
EFFORT TRANCHANT SUR APPUI	283.2	*	391.1	*	
EFFET DE RELEVAGE DU CABLE	-18.0	*	-25.6	*	
EFFORT TRANCHANT REDUIT MAXIMAL	265.2	*	① — 365.5	*	

CONTRAINTE NORMALE DU BETON	434.	*	434. — ③	*	
CONTRAINTE TANGENTE	81. — ⑦	233.	② — 111.	*	
COMPRESSION DU BETON DE L'AME	*	*	257. — ⑥	944.	

ANGLE BETA (β _u)	*	*	④ — 33.333 GRADES	*	
TANGENTE BETA	*	*	0.577	*	

DENSITE MINIMALE DES ETRIERIS :			0.000274 M2/M2	⑤	
TAUX DE TRAVAIL DE L'ACIER DES ETRIERIS	*	*	*		34783.]
ESPACEMENT MAXIMAL DES COURS D'ETRIERS	*	*	*		0.550

COMMENTAIRES DE LA PAGE 56

Cette page résume la justification vis-à-vis du cisaillement de l'effort tranchant général. Le programme effectué pour l'appui intermédiaire le plus sollicité les calculs de dimensionnement des armatures verticales (étude ELU) et de vérification des contraintes tangentes (conditions de Chalos-Bêteille, étude ELS).

L'utilisateur devra compléter cette justification par celle relative à l'effort tranchant de poinçonnement conformément à l'Article 9.6,2 de BPEL dans les zones voisines des appareils d'appui.

Etudes ELU (① à ⑥)

① Effort tranchant réduit $S_r = S_{g+q} + S_p$, où :

S_{g+q} = effort tranchant résultant des charges permanentes + charges d'exploitation toutes pondérations comprises (déjà fourni à la page 25)

S_p = effort tranchant hyperstatique de la précontrainte (page 51) + effort isostatique de son relevage.

② $111 = \tau_u$; ③ $434 = \sigma_{xu}$

④ L'angle β_u est tel que $\beta_u \geq 30^\circ$ et que $\tan 2\beta_u = 2 \tau_u / \sigma_{xu}$

⑤ $0.000274 \text{ m}^2/\text{m}^2 = \frac{A_t}{S_t} \cdot \frac{f_c}{\gamma_s} \cdot \frac{A_t}{S_t} = \max \left[10, \left(\tau_u - \frac{f_t}{2} \right) \tan \beta_u \right]$, conformément à l'article 9.6,41 de BPEL.

⑥ $\sigma_b = 2 \tau_u / \sin 2\beta_u = 257 < 944 = \frac{2}{3} \cdot \frac{0.85 f_c}{\gamma_b}$ (art.7.3,3 BPEL)

Etude ELS

⑦ $\tau = 81 < 234 = \bar{\tau}$, $\bar{\tau}$ étant calculé selon l'Art.7.2,2 BPEL par :

$$\bar{\tau}^2 = \min \begin{cases} 0.4 f_t (f_t + \sigma_x) \\ 2 \frac{f_t}{f_c} (0.6 f_c - \sigma_x) (f_t + \sigma_x) \end{cases}$$

COMMENTAIRES DE LA PAGE 56 SUITE

Remarque générale

Les résultats précédents peuvent être généralisés : la justification des tabliers-dalles PSIDP vis-à-vis de l'effort tranchant général n'est contraignante ni pour la condition de Chalos-Bêteille, ni pour les armatures verticales (celles-ci sont en effet négligeables devant les aciers de support de câbles), sauf dans les zones voisines soit des appareils d'appui soit des bords libres où nous conseillons les dispositions suivantes :

- On complètera comme il est indiqué précédemment le calcul des armatures verticales par un calcul des armatures verticales de poinçonnement au droit des appareils d'appui.

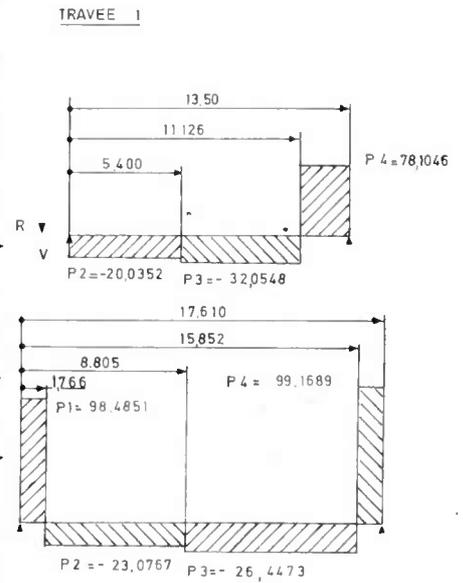
- on constituera le long de chaque bord libre, sur une largeur égale à l'épaisseur de la dalle, un "chainage" (ou "poutre") armé de cadres et étriers de densité au moins égale à quatre fois la densité A_t/S_t évaluée précédemment et d'armatures longitudinales et transversales présentant un pourcentage minimal de 0,9%/100 sur chaque face et dans chaque direction. Ces ferrailages résistent aux efforts de déchirure de chacun des bords libres dus à des cisaillements de torsion.

CHARGEMENT EQUIVALENT A L'EFFET DE LA PRECONTRAINTE MOYENNE

PSIDP 0015 PAGE 57

au ml longitudinal

	TRAVEE 1	TRAVEE 2	TRAVEE 3	TRAVEE 4
DENSITE A LA FIN DE LA MISE EN PRECONTRAINTE				
P 1	0.0	110.4734	111.0590	78.1061
P 2	-20.0352	-25.9026	-29.6297	-32.0548
P 3	-32.0548	-29.6304	-25.9023	-20.0352
P 4	78.1046	111.0674	110.4995	0.0
R	107.0432			107.0431
DENSITE A LA MISE EN SERVICE				
P 1	0.0	104.4793	105.1103	73.7804
P 2	-18.9506	-24.4897	-28.0382	-30.3369
P 3	-30.3369	-28.0388	-24.4893	-18.9506
P 4	73.7790	105.1181	104.5039	0.0
R	101.5043			101.5042
DENSITE EN SERVICE TOUTES PERTES DEDUITES				
P 1	0.0	98.4851	99.1617	69.4546
P 2	-17.8661	-23.0767	-26.4466	-28.6189
P 3	-28.6189	-26.4473	-23.0763	-17.8661
P 4	69.4533	99.1689	98.5081	0.0
R	95.9657			95.9656
PLAGES D'APPLICATION DES DIFFERENTES DENSITES				
P 1	DE 0.0 A 0.0	DE 0.0 A 1.766	DE 0.0 A 1.758	DE 0.0 A 2.374
P 2	DE 0.0 A 5.400	DE 1.766 A 8.805	DE 1.758 A 8.805	DE 2.374 A 8.100
P 3	DE 5.400 A 11.126	DE 8.805 A 15.852	DE 8.805 A 15.844	DE 8.100 A 13.500
P 4	DE 11.126 A 13.500	DE 15.852 A 17.610	DE 15.844 A 17.610	DE 13.500 A 13.500



Ces valeurs peuvent être utilisées moyennant adaptation comme données pour le programme MRB-BP si le programme PSIDP a été utilisé pour dégrossir l'étude d'un ouvrage biais.
Toutefois, ici, elles sont données pour toute la largeur de l'ouvrage et correspondent à la valeur moyenne de la précontrainte.

DEFORMATION DU TABLIER TRAVEE 1

DEFORMEES SOUS LES CHARGES PERMANENTES ET LA PRECONTRAINTES (EN MILLIMETRES)

Valeur à utiliser pour projeter le cintre, en y ajoutant tout autre facteur de déformation

SECTION	CHARGE PERMANENTE			PRECONTRAINTES		CHARGE PERMANENTE + PRECONTRAINTES		
	OSSATURE DEFOR. INST.	TOTALE DEFOR. INST.	TOTALE DEFOR. TOT.	DEFORMEE INSTANT.	DEFORMEE PAR FLUAGE	MISE EN OSSATURE	PRECONTRAINTES TOTALES	EN SERVICE APRES FLUAGE
0.0 L	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.10L	-2.0	-2.5	-7.3	3.3	5.7	1.3	0.8	1.7
0.20L	-3.7	-4.6	-13.4	6.0	10.6	2.4	1.4	3.1
0.30L	-4.8	-6.0	-17.5	7.9	13.8	3.1	1.8	4.1
0.40L	-5.2	-6.6	-19.1	8.5	15.0	3.3	2.0	4.4
0.50L	-5.0	-6.2	-18.2	8.0	14.0	3.1	1.8	3.9
0.60L	-4.1	-5.1	-15.0	6.4	11.2	2.3	1.2	2.6
0.70L	-2.8	-3.5	-10.3	4.1	7.1	1.3	0.5	0.9
0.80L	-1.4	-1.8	-5.2	1.6	2.9	0.2	-0.1	-0.6
0.90L	-0.3	-0.4	-1.1	0.0	0.1	-0.3	-0.4	-1.0
1.00L	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

ALLONGEMENT RELATIF DE LA FIBRE MOYENNE (X 10⁻⁴)

Raccourcissement élastique -1.6
soit au total -6,4.10⁻⁴
-4.8 } -2 Retrait
-2.8 Fluage

Ces valeurs positives tenant à une prépondérance de la précontrainte sur la charge permanente correspondent à un soulèvement du tablier.

ROTATIONS SUR APPUIS DU TABLIER SOUS L'EFFET DES DIFFERENTS CAS DE CHARGE (EN RADIANES X 10⁻³)

APP G	-1.5	-1.9	-5.6	2.5	4.4	1.0	0.6	1.3
APP D	-0.2	-0.3	-0.8	0.7	1.2	0.5	0.4	1.1

Attention : La déformation étudiée correspond à la déformation de l'ouvrage droit ayant pour portées les portées biaises de l'ouvrage à calculer. Il en résulte que lorsque l'ouvrage est biais les résultats (en valeur absolue) des calculs de déformation (flèches, rotations) sont par excès.

DEFORMATION DU TABLIER TRAVEE 1 (SUITE)

DEFORMEES SOUS LES CHARGES D'EXPLOITATION (EN MILLIMETRES)

SECTION

SURCHARGES DANS CHAQUE TRAVEE (DEFORMEES INSTANTANEEES)

SECTION	SURCHARGES DANS CHAQUE TRAVEE (DEFORMEES INSTANTANEEES)							
	TRAVEE 1 A	48T	TRAVEE 2 A	48T	TRAVEE 3 A	48T	TRAVEE 4 A	48T
0.0 L	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.10L	-2.71	-1.27	1.20	0.49	-0.32	-0.13	0.06	0.03
0.20L	-5.09	-2.43	2.34	0.94	-0.62	-0.25	0.12	0.06
0.30L	-6.89	-3.36	3.32	1.34	-0.88	-0.35	0.18	0.08
0.40L	-7.93	-3.97	4.09	1.65	-1.03	-0.44	0.22	0.10
0.50L	-8.14	-4.13	4.56	1.84	-1.20	-0.49	0.24	0.11
0.60L	-7.52	-3.78	4.67	1.89	-1.23	-0.50	0.25	0.12
0.70L	-6.17	-3.03	4.34	1.75	-1.15	-0.46	0.23	0.11
0.80L	-4.28	-2.05	3.50	1.42	-0.92	-0.37	0.19	0.09
0.90L	-2.10	-0.98	2.08	0.84	-0.55	-0.22	0.11	0.05
1.00L	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Travée chargée

2 voies chargées chacune de 24 t concentrées

ROTATIONS SUR APPUIS DU TABLIER SOUS L'EFFET DES DIFFERENTS CAS DE CHARGE (EN RADIANES X 10⁻³)

APP G	-2.05	-0.95	0.90	0.36	-0.24	-0.10	0.05	0.02
APP D	1.42	0.66	-1.80	-0.73	0.48	0.19	-0.10	-0.04

Ces valeurs peuvent être considérées, en vertu du théorème de Maxwell, comme la ligne d'influence de la flèche en milieu de travée sous l'action d'une charge de 48 t. (24 tonnes par voie).

RAPPEL DES CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DE L'OUVRAGE

NOMBRE DE TRAVEES 4 LONGUEUR TOTALE = 63.320 M
 PORTEES 0.550 M 13.500 M 17.610 M 17.610 M 13.500 M 0.550 M
 BIAIS GEOMETRIQUE (GRADES) 80.0
 BIAIS MECANIQUE (GRADES) 87.6 90.0 90.0 87.6
 CARACTERISTIQUES TABLIER 1.250 M 0.0 M 7.500 M 0.0 M 1.250 M LARGEUR TOTALE = 10.000 M
 TRANSVERSALES DALLE PORTEUSE EXTRADOS= 10.000 M LARGEUR MOYENNE= 9.837 M INTRADOS= 9.600 M EPAISSEUR= 0.550 M

CHARGES PERMANENTES : OSSATURE = (13.847 , 13.303) T/ML ; OSUP = (4.000 , 3.000) T/ML (3)

CLASSE DU PONT = 1
 CHARGES D'EXPLOITATION : PSTROT = 0.150 T/M2 A BC BT MC:120 (2)

LES COEFFICIENTS DE PRISE EN COMPTE DES CHARGES (GAMMA Q) SONT DEFINIS PAR LES D.C. 1979 (4)
 LES CONTRAINTES LIMITES DU BETON SONT CELLES RELEVANT DU GENRE 2

ACIERS UTILISES LONGITUDINAUX - TRANSVERSAUX ETRIERS
 1- ACIERS PASSIFS : LIMITE D'ELASTICITE 40000. 40000.
 2- ACIER DUR DE PRECONTRAINTE

PROCEDE	NOMBRE	SECTION	DIAMETRE	RG	TG	TO	REL INF	PHI	FROT	RECLAN	OEAL
	18	1116.	0.070	189000. T/M2	168000. T/M2	151000. T/M2	0.025	0.0020	0.18	0.006	0.007

>>> MODE D'ANCRAGE : ACTIF AUX DEUX EXTREMITES

AVANT METRE RECAPITULATIF
 * * * * *

ACIER DUR DE PRECONTRAINTE . 9.985 T
 ACIER POUR BETON ARME (EVALUATION APPROCHEE)
 (5) LONGITUDINAUX 4.6330 T
 TRANSVERSAUX 9.1577 T
 ETRIERS 1.9459 T

BETON VOLUME DE BETON POUR LA DALLE 343.8 M3
 COFFRAGE DE LA SOUS-DALLE 607.9 M2
 AUTRES COFFRAGES 88.4 M2

POIDS D'ACIER PAR M3 DE BETON ACIER DUR DE PRECONTRAINTE 0.0290 T
 ACIER POUR BETON ARME 0.0458 T

COMMENTAIRES DE LA PAGE 66

- (1) Il s'agit de la longueur totale, y compris abouts.
- (2) Valeurs caractéristiques maximales
- (3) Valeurs caractéristiques minimales
- (4) Pour mémoire : les valeurs des coefficients γ et des contraintes limites correspondant à cette classe (ou genre) de vérification sont rappelées à la page 4 de la note de calcul.
- (5) Il s'agit d'une évaluation approchée, car il n'est pas pris en compte dans ces ferraillements :
 - les armatures complémentaires des encorbellements, lorsque ceux-ci existent ;
 - les armatures des corniches, dallettes, contre-bordures, murettes...
 - les armatures de renforcement au cisaillement aux environs des points d'appui.
 - les armatures des divers frettages (relatifs aux ancrages de la précontrainte notamment).

TABLEAU DONNANT LES COTES DE L'AXE DU CABLE PAR RAPPORT A LA SOUS DALLE

	ABSCISSE	COTE										
TRAVEE 1	0.0	0.277	1.038	0.239	2.077	0.210	3.115	0.188	4.154	0.174	5.192	0.168
	6.231	0.172	7.269	0.188	8.308	0.216	9.346	0.257	10.385	0.310	11.423	0.375
	12.462	0.419	13.500	0.434								
TRAVEE 2	0.0	0.434	1.036	0.413	2.072	0.352	3.108	0.288	4.144	0.234	5.179	0.190
	6.215	0.156	7.251	0.132	8.287	0.119	9.323	0.115	10.359	0.124	11.395	0.144
	12.431	0.177	13.466	0.221	14.502	0.277	15.538	0.345	16.574	0.412	17.610	0.434
TRAVEE 3	0.0	0.434	1.036	0.412	2.072	0.345	3.108	0.277	4.144	0.221	5.179	0.177
	6.215	0.144	7.251	0.124	8.287	0.115	9.323	0.119	10.359	0.132	11.395	0.156
	12.431	0.190	13.466	0.234	14.502	0.288	15.538	0.352	16.574	0.413	17.610	0.434
TRAVEE 4	0.0	0.434	1.038	0.419	2.077	0.375	3.115	0.310	4.154	0.257	5.192	0.216
	6.231	0.188	7.269	0.172	8.308	0.168	9.346	0.174	10.385	0.188	11.423	0.210
	12.462	0.239	13.500	0.277								

NOTA: L'ABSCISSE EST COMPTEE PAR RAPPORT A L'APPUI DE GAUCHE DE LA TRAVEE

CE CABLAGE EST REALISE AVEC 18 CABLES 12 T 13 DU PROCEDE

DONT L'ESPACEMENT MOYEN

DANS LE SENS TRANSVERSAL EST DE: 0.552 M Valeur calculée à partir de E DALLE 1 - 3 D GAINÉ Si cette valeur est inférieure à 2 D GAINÉ on

LES COTES DE L'AXE DU CABLE DIFFERENT DE CELLES DE L'AXE DE LA GAINÉ (SECTIONS A FORTE COURBURE PRINCIPALEMENT) lit un

>>> MODE D'ANCRAGE : ACTIF AUX DEUX EXTREMITES

nota complémentaire

LONGUEUR DES ARMATURES DE PRECONTRAINTE ENTRE AXES D'APPUI EXTREMES (NON COMPRIS LES ABOUS)
62.220+ 0.045= 62.265M

TABLEAU DONNANT LES COTES DE LA SOUS GAINÉ PAR RAPPORT A LA SOUS DALLE

	ABSCISSE	COTE										
TRAVEE 1	0.0	0.242	1.038	0.203	2.077	0.172	3.115	0.149	4.154	0.134	5.192	0.126
	6.231	0.130	7.269	0.146	8.308	0.174	9.346	0.215	10.385	0.268	11.423	0.334
	12.462	0.388	13.500	0.406								
TRAVEE 2	0.0	0.406	1.036	0.379	2.072	0.310	3.108	0.246	4.144	0.192	5.179	0.148
	6.215	0.114	7.251	0.090	8.287	0.077	9.323	0.073	10.359	0.082	11.395	0.102
	12.431	0.135	13.466	0.179	14.502	0.235	15.538	0.303	16.574	0.378	17.610	0.406
TRAVEE 3	0.0	0.406	1.036	0.378	2.072	0.303	3.108	0.235	4.144	0.179	5.179	0.135
	6.215	0.102	7.251	0.082	8.287	0.073	9.323	0.077	10.359	0.090	11.395	0.114
	12.431	0.148	13.466	0.192	14.502	0.246	15.538	0.310	16.574	0.379	17.610	0.406
TRAVEE 4	0.0	0.406	1.038	0.388	2.077	0.334	3.115	0.268	4.154	0.215	5.192	0.174
	6.231	0.146	7.269	0.130	8.308	0.126	9.346	0.134	10.385	0.149	11.423	0.172
	12.462	0.203	13.500	0.242								

NOTA: L'ABSCISSE EST COMPTEE PAR RAPPORT A L'APPUI DE GAUCHE DE LA TRAVEE

CE CABLAGE EST REALISE AVEC 18 CABLES 12 T 13 DU PROCEDE

DONT L'ESPACEMENT MOYEN

DANS LE SENS TRANSVERSAL EST DE: 0.552 M

LES COTES DE LA SOUS GAINÉ PAR RAPPORT A LA SOUS DALLE TIENNENT COMPTE DU DECALAGE (DISTANCE SEPARANT LES CENTRES DE GRAVITE DES ACIERS DURS ET DE LA GAINÉ DANS LES PARTIES EN COURBE)

>>> MODE D'ANCRAGE : ACTIF AUX DEUX EXTREMITES

RESULTATS UTILISABLES EN DONNEES POUR LE PROGRAMME PP

BIAS GEOMETRIQUE (GRADES)= 80.000 PORTEES 13.500 M 17.610 M 17.610 M 13.500 M
 LARGEUR D'INTRADOS(ELARGT)= 9.600 M

ELARGA = 7.000 M

en valeur moyenne probable

$$V_{0,max} \frac{(n_1 + n)}{n} = 3.50 \times 2 \times 1 = 7.00 \text{ m}$$

Ces valeurs tiennent compte de la réaction d'appui hyperstatique de la précontrainte $(P_1 + P_2)/2$

		REACTIONS D'APPUI				
		APPUI1	APPUI2	APPUI3	APPUI4	APPUI5
CHARGE PERMANENTE	AVANT REMBLAIEMENT (QCP1)	75.93	240.25	227.60	240.25	75.93
	TOTALE (QCP2)	94.84	299.57	292.82	299.57	94.85
CHARGE A (TROTTOIRS COMPRIS)	NON PONDEREE (PAMAX)	76.16	144.74	145.23	144.74	76.16
	COMPRIS (PAMIN)	-13.52	-15.94	-16.57	-15.94	-13.52
CHARGE BC (TROTTOIRS COMPRIS)	NON PONDEREE (PBCMAX)	67.64	113.00	115.14	113.00	67.64
	COMPRIS (PBCMIN)	-9.14	-10.78	-13.76	-10.78	-9.14
MC.120 (TROTTOIRS COMPRIS)	NON PONDEREE (PCMMAX)	90.96	117.85	115.04	117.85	90.96
	COMPRIS (PCMMIN)	-13.38	-14.59	-23.47	-14.59	-13.38

GEOMETRIE DES APPAREILS D'APPUI

* TYPE DE L'APPAREIL D'APPUI (TYPAP)		1	1	1	1	1
NOMBRE D'APPAREILS D'APPUI (NAP)		3	4	4	4	3
ESPACEMENT D'AXE EN AXE (ESPAP)		3.560	2.650	2.650	2.650	3.560
DIMENSIONS EN PLAN	LARGEUR (DAP)	0.250	0.300	0.300	0.300	0.250
	LONGUEUR (LAP)	0.300	0.400	0.400	0.400	0.300

A apprécier avant utilisation

- * 0 SYMBOLISE UNE ARTICULATION PAR SECTION REDUITE DE BETON (ARTICULATION FREYSSINET)
- 1 SYMBOLISE UNE PLAQUE D'APPUI SEMI-MOBILE A BASE D'ELASTOMERES (APPUI NEOPRENE)
- 2 SYMBOLISE TOUT AUTRE TYPE D'APPUI QUE L'UTILISATEUR DEVRA DIMENSIONNER

COEFFICIENTS D'INEGALITE DE REPARTITION DE LA REACTION D'APPUI ENTRE APPAREILS D'APPUI D'UNE MEME LIGNE D'APPUI

CHARGE PERMANENTE (MAJCP)	1.033	1.025	1.025	1.025	1.033
CHARGE A (MAJA)	1.354	1.344	1.344	1.344	1.354
CHARGE BC (MAJBC)	2.055	2.161	2.161	2.161	2.055
MC.120 (MAJCM)	1.822	1.662	1.662	1.662	1.822

VARIATIONS RELATIVES DE LONGUEUR DE LA FIBRE INFERIEURE POUR LES DIFFERENTS CAS DE CHARGE (X 10**4)

		TRAVEE1	TRAVEE2	TRAVEE3	TRAVEE4
SOUS CHARGE PERMANENTE K C P (EPSCP)		-6.44	-6.37	-6.37	-6.44
	(KCP)	0.25	0.25	0.25	0.25

RESULTATS UTILISABLES EN DONNEES POUR LE PROGRAMME PP (SUITE ET FIN)

ROTATIONS MAXIMALES DU TABLIER SUR APPUIS (X 10**3)

	APPUI1	APPUI2	APPUI3	APPUI4	APPUI5
ROTATIONS (ROT)	2.19	2.26	1.88	2.26	2.19

RESULTATS REGROUPES DANS LES CARTES CORRESPONDANTES DU BORDEREAU DES DONNEES DU PROGRAMME PP

CARTE 6

NO TYPAP NAP LAP DAP ESPAP NFEUIL MAJCP QCP1 QCP2 MAJA PAMAX PAMIN MAJBC PBCMAX PBCMIN MAJCM PCMMAX PCMMIN KSEM QDT
 1 1 3 0.300 0.250 3.56 * 1.033 75.93 94.84 1.354 76.16 -13.52 2.055 67.64 -9.14 1.822 90.96 -13.38 **. **

EXCNDT EXCNAP
 *. ** *. **

CARTE 8

NO TYPAP NAP LAP DAP ESPAP NFEUIL MAJCP QCP1 QCP2 MAJA PAMAX PAMIN MAJBC PBCMAX PBCMIN MAJCM PCMMAX PCMMIN KSEM QDT
 5 1 3 0.300 0.250 3.56 * 1.033 75.93 94.85 1.354 76.16 -13.52 2.055 67.64 -9.14 1.822 90.96 -13.38 **. **

EXCNDT EXCNAP
 *. ** *. **

CARTES 10,12,14

NO TYPAP NAP LAP DAP ESPAP NFEUIL MAJCP QCP1 QCP2 MAJA PAMAX PAMIN MAJBC PBCMAX PBCMIN MAJCM PCMMAX PCMMIN
 2 1 4 0.400 0.300 2.65 * 1.025 240.25 299.57 1.344 144.74 -15.94 2.161 113.00 -10.78 1.662 117.85 -14.59
 3 1 4 0.400 0.300 2.65 * 1.025 227.60 292.82 1.344 145.23 -16.57 2.161 115.14 -13.76 1.662 115.04 -23.47
 4 1 4 0.400 0.300 2.65 * 1.025 240.25 299.57 1.344 144.74 -15.94 2.161 113.00 -10.78 1.662 117.85 -14.59

CARTE 26

BIAS D1 D2 D3 D4 D5 D6 ELARGT ELARGA LDALT EXFRBC
 80.000 13.500 17.610 17.610 13.500 9.600 7.000 **. **

CARTE 27

EPSTEM EPSCP1 EPSCP2 EPSCP3 EPSCP4 EPSCP5 EPSCP6 KCP EPSSUR ROT1 ROT2 ROT3 ROT4 ROT5 ROT6 ROT7
 *. ** -6.436 -6.371 -6.371 -6.436 0.25 0.070 2.19 2.26 1.88 2.26 2.19

NOTA LES DONNEES REPRESENTES PAR DES ASTERISQUES NE SONT PAS CALCULEES PAR LE PROGRAMME PSI DP

La valeur KCP calculée par le programme PSI-DP n'est pas exactement la valeur utilisée par le programme PP, mais sa borne inférieure correspondante (cf. dossier pilote PP). En effet le KCP à prendre en compte est fonction du calendrier des travaux.

Page laissée blanche intentionnellement

A N N E X E S

ANNEXE 1 :	Prédimensionnement d'un pont-dalle PSIDP. Estimation de la précontrainte.....	95
ANNEXE 2 :	Dalles bombées : correction de l'épaisseur de dalle et de la couverture du câble aux points hauts de son tracé. Calcul du poids des équipements fixes.....	101
ANNEXE 3 :	Calcul des encorbellements (dalles-consolea).....	109
ANNEXE 4 :	Calcul des renforcements locaux.....	123
ANNEXE 5 :	Note sur le ferrailage des zones d'about de ponts-dalles précontraints.....	137
ANNEXE 6 :	Application de la méthode de Guyon-Massonnet- Barès au calcul des efforts de ponts-dalles.....	139

--§--

N O T A : Les annexes 1 et 2 sont indispensables pour la préparation des données en vue d'un calcul automatique PSIDP.

Les annexes 3, 4 et 5 sont utiles pour des calculs complémentaires.

L'annexe 6 complète la "Note de calculs commentée" et est destinée par conséquent à faciliter la compréhension des résultats obtenus de la méthode de Guyon-Massonnet-Barès.

Page laissée blanche intentionnellement

ANNEXE 1

PREDIMENSIONNEMENT

Les règles simples proposées dans ce qui suit concernent le dimensionnement de l'**épaisseur** de la dalle (§ 1) et l'estimation du **nombre** d'armatures de précontrainte (§ 2).

1 - Epaisseur de dalle

1.1. Choix du type de dalle

Par rapport à la dalle à encorbellements, la dalle rectangulaire est d'un coffrage plus simple mais devient trop lourde pour le franchissement des portées supérieures à une vingtaine de mètres. Cette remarque est utile pour le choix d'une part du type de dalle (dalle rectangulaire ou dalle à encorbellements) en fonction de la travée la plus longue de l'ouvrage et d'autre part du type d'abaque de dimensionnement de l'épaisseur de la dalle.

1.2. Epaisseur économique

D'une façon générale, l'épaisseur économique d'un tablier-dalle PSI.DP est essentiellement fonction :

- de ses caractéristiques géométriques : nombre, répartition et longueur des travées ;
- et, à un moindre degré, du profil en travers de l'ouvrage (nombre de voies chargeables...).

Le problème **théorique** est de déterminer, en fonction de ces facteurs, l'épaisseur de la dalle qui minimise le coût de l'ouvrage (tablier + appuis + fondations).

En **pratique**, cette épaisseur économique ne peut être souvent déterminée qu'approximativement, compte tenu du choix des appuis et des fondations, compte tenu également de la fluctuation du prix des matériaux (béton, aciers de précontrainte, aciers passifs) et compte tenu enfin du choix de la classe de vérification (*).

De plus, le coût, donc l'épaisseur économique d'un tablier-dalle varie non pas continûment, mais "en dents de scie" suivant le **nombre entier** d'unités de précontrainte à mettre en oeuvre dans ce tablier, particulièrement dans le cas d'unités puissantes.

(*) Il est à noter que, sauf cas particuliers, **les ponts-dalles en béton précontraint sont normalement à calculer en classe II (cf.p.12).**

Enfin, il est à remarquer que le coût d'un tablier-dalle varie peu en fonction de son épaisseur au voisinage de l'épaisseur économique. A titre indicatif, une variation de l'épaisseur de $\pm 20\%$ autour de l'épaisseur économique ne donne lieu, toutes choses égales d'ailleurs, qu'à une majoration de 2% au plus du coût de l'ouvrage.

Les abaques joints permettent le dimensionnement d'un tablier-dalle courant à deux travées, à trois travées et à quatre travées (*).

Ces abaques sont établis dans les conditions suivantes :

- ouvrage calculé selon la **classe II** ,
- profil en travers comportant deux voies de circulation (chaussées de 7,50 m + deux trottoirs de 1,25 m),
- appuis fondés sur semelles superficielles.

Ces abaques permettent, par extension, de déterminer avec une précision suffisante l'épaisseur économique d'autres cas d'ouvrage : tabliers-dalles plus larges (chaussée comportant plus de deux voies, trottoirs plus larges), tabliers ayant les travées en nombre et répartition quelconques.

Par ailleurs, pour un ouvrage calculé selon la **classe III** , ces abaques permettent un dimensionnement très voisin (par excès) du dimensionnement économique avec écart inférieur à 5% sur les épaisseurs.

L'utilisation des abaques de dimensionnement économique fournit un dimensionnement de la dalle assurant la construction d'un tablier sûr, économique et satisfaisant au règlement pour un béton de résistance caractéristique à 28 jours $f_{c28} \geq 2\,500 \text{ t/m}^2$. Ce dimensionnement ne conduira généralement pas à des compressions excessives en phase provisoire et en service

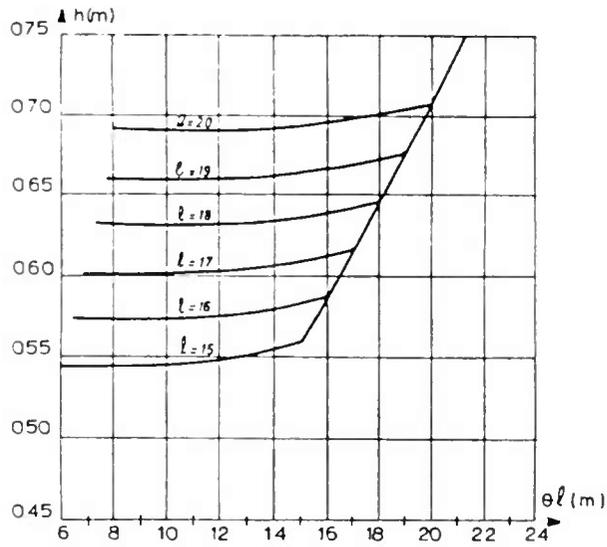
Cependant, lorsque les conditions du franchissement nécessitent la construction de l'ouvrage le plus mince possible, on pourra admettre que l'épaisseur minimale technique est voisine de 0,80 fois l'épaisseur économique. L'utilisateur de la note de calcul effectuée sur la base de ce dimensionnement devra s'assurer, dès réception de celle-ci, que les compressions atteintes par le béton en phase provisoire et en service sont admissibles. Si ces dernières ne sont pas admissibles pour le béton prévu, le projeteur devra soit augmenter l'épaisseur de la dalle projetée, soit exiger une plus grande résistance du béton à utiliser pour la construction de l'ouvrage, notamment à la date de mise en précontrainte de l'ouvrage.

Exemple de dimensionnement

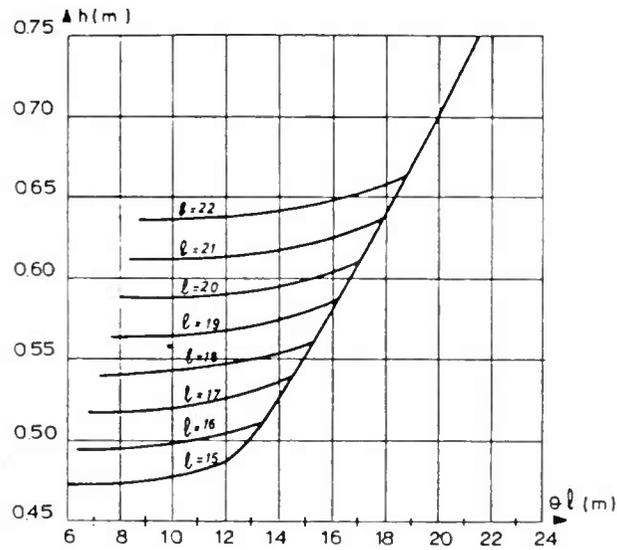
Soit à déterminer l'épaisseur économique d'un tablier-dalle à trois travées de portées : 18 m - 25 m - 20 m. L'épaisseur économique de cet ouvrage, évidemment non symétrique, est voisine de celle d'un ouvrage à trois travées symétriques de portées 20 m - 25 m - 20 m. Par ailleurs, le choix de la dalle à encorbellements s'impose (cf. § 1.1). Finalement, la lecture de l'abaque relatif à la dalle avec encorbellements à trois travées symétriques donne pour $l = 25 \text{ m}$ et $\theta l = 20 \text{ m}$, $h \approx 0,93 \text{ m}$. On adopte la valeur 0,90 m, sous réserve de pouvoir "caler" cette épaisseur dans le profil en long.

(*) Pour les dalles à travée unique de portée l , nous conseillons d'adopter une épaisseur comprise entre $l/25$ et $l/22$.

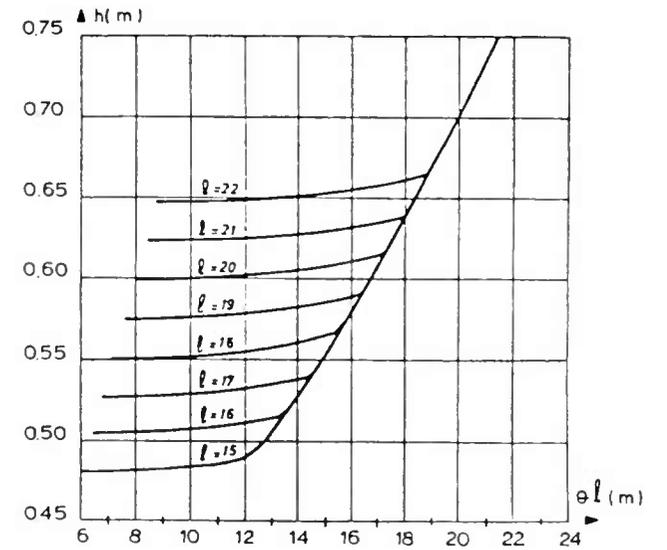
DALLE PLEINE A DEUX TRAVEES



DALLE PLEINE A TROIS TRAVEES

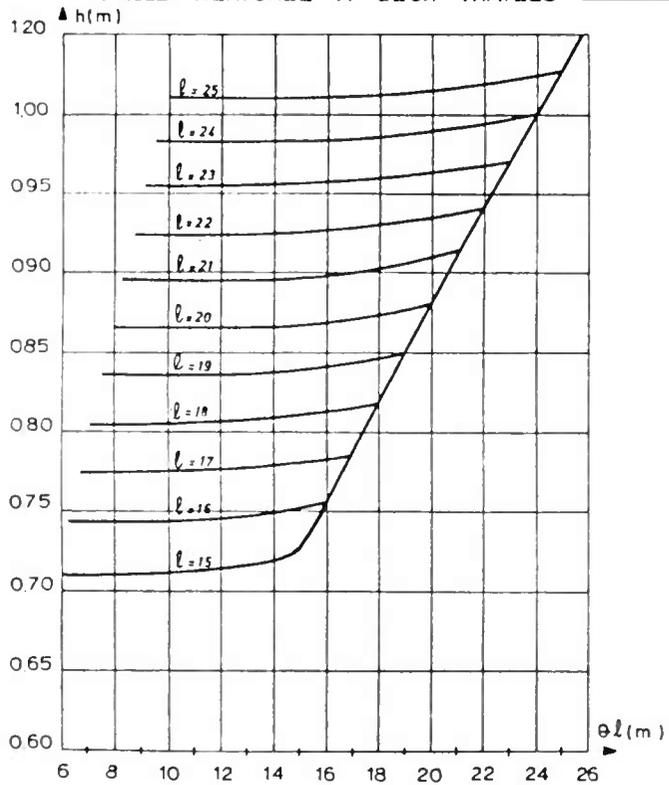


DALLE PLEINE A QUATRE TRAVEES

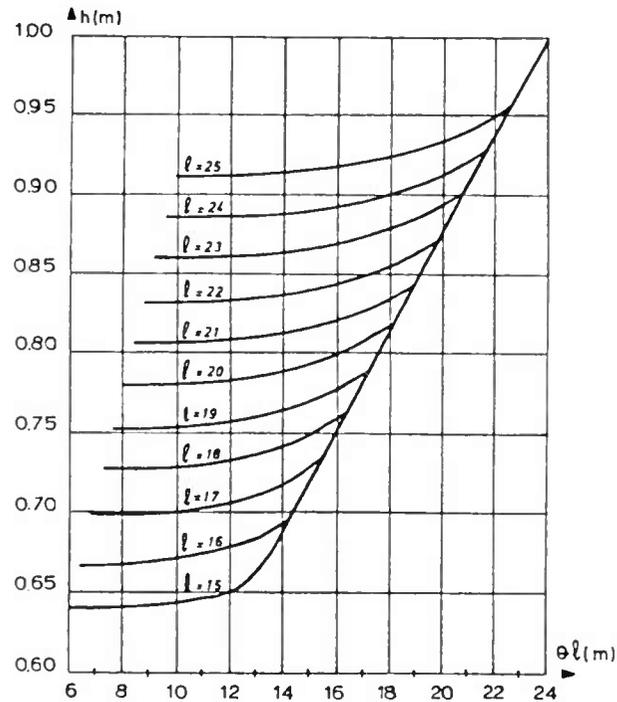


ABAQUES DE DIMENSIONNEMENT D'EPAISSEUR ECONOMIQUE

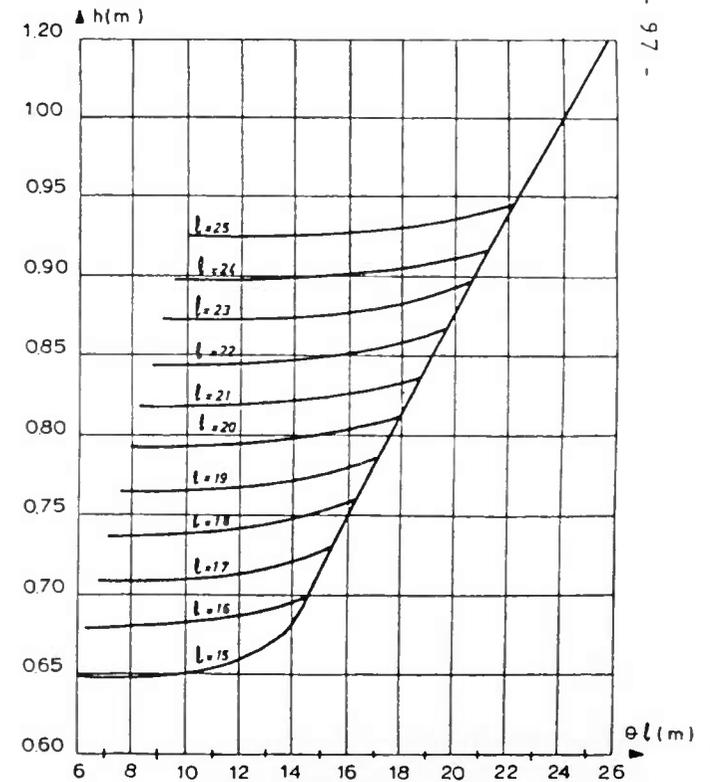
DALLE NERVUREE A DEUX TRAVEES



DALLE NERVUREE A TROIS TRAVEES



DALLE NERVUREE A QUATRE TRAVEES



2 - Estimation de la précontrainte

La force minimale, F_{∞} , de la précontrainte (toutes pertes déduites) est fonction de la géométrie de l'ouvrage, des charges admises sur l'ouvrage et de la classe de vérification (classes II et III).

Nous supposons, dans un but de simplification, que la charge $A(l)$ soit déterminante, ce qui est en général le cas pour les dalles PSI.DP.

2.1. Classe II de vérification

F_{∞} est la plus grande des deux valeurs F_1, F_2 :

$$F_1 = \frac{0.125 l^2 (g + \xi S_1) - f_t \cdot \eta \cdot B \cdot y}{Z}$$

$$F_2 = \frac{0.125 l^2 (g + \xi S_2)}{Z}$$

Les notations sont définies dans la page suivante.

2.2. Classe III de vérification

$$F_{\infty} = \frac{0.125 l^2 g}{Z}$$

Les notations sont définies dans la page suivante.

Le nombre d'unités de précontrainte est égal au quotient de F_{∞} ainsi estimé par la force utile minimale d'une unité.

A titre indicatif, la tension utile minimale en service des aciers de classe III, TBR pour les câbles toronnés est comprise entre 110 000 et 120 000 kdaN/m² (ou tf/m²).

N O T A T I O N S

Les notations utilisées sont les suivantes :

- h = hauteur totale de dalle
 h_u = $h - 3.\emptyset$, avec
 \emptyset = diamètre du conduit de précontrainte
- B = aire de la section transversale de la dalle
 V, V' = distances du C.D.G. aux faces supérieure et inférieure
 η = rendement mécanique de la section # 0,33
- N = nombre total de voies de l'ouvrage
 v_o = largeur nominale de voie (fascicule 61, II),
- v_o = $\begin{cases} 2,75 \text{ m pour ponts de 3ème classe} \\ 3,00 \text{ m pour ponts de 2ème classe} \\ 3,50 \text{ m pour ponts de 1ère classe} \end{cases}$
- ψ_1 = fraction de charges d'exploitation sans caractère particulier, prise en compte dans la combinaison d'action fréquente (BPEL)

$$\psi_1 = \begin{cases} 0,6 \text{ pour ouvrages de 1ère classe} \\ 0,4 \text{ pour ouvrages de 2ème classe} \\ 0,2 \text{ pour ouvrages de 3ème classe} \end{cases} \text{ (classe au sens du fascicule 61,II)}$$

Les paramètres y et z sont définis comme suit :

- pour les ouvrages comportant 2 travées et plus,
 $y = h$ et $Z = h_u + \eta h$
- pour les ouvrages à travée unique,
 $y = v$ et $Z = v' - 1,5 \emptyset$

$$l = \begin{cases} \text{portée centrale (ouvrages à 3 travées et plus)} \\ \text{portée de rive la plus longue (ouvrages à 2 travées)} \end{cases}$$

$$\theta = \text{rapport de la portée de rive par la portée centrale.}$$

$$\xi = \begin{cases} 1 \text{ pour ouvrages à une ou deux travées} \\ \max \left[1; \frac{5(\theta + 1)}{8} \right] \text{ pour ouvrages à trois travées} \\ \max \left[1,1; \frac{3\theta + 7}{8} \right] \text{ pour ouvrages à quatre travées} \end{cases}$$

$$g = \text{valeur caractéristique maximale de la charge permanente (dalle + équipements fixes).}$$

$$\begin{aligned} S_1 &= 1,2.N.v_o.A(l) \\ S_2 &= \psi_1.N.v_o.A(l) \end{aligned} \quad \left. \begin{aligned} A(l) &= \text{densité de la charge} \\ A &\text{ pour } l \text{ mètres chargés} \end{aligned} \right\}$$

$$f_t = \text{résistance à la traction du béton à 28 jours.}$$

Page laissée blanche intentionnellement

ANNEXE 2

CORRECTION DE L'ÉPAISSEUR DANS LE CAS DE DALLES BOMBÉES

CALCUL DU POIDS DES EQUIPEMENTS FIXES

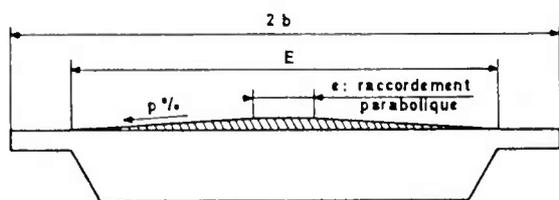
1 - DALLE BOMBÉE - CORRECTION A APPORTER A LA SECTION TRANSVERSALE

1.1 - Généralités

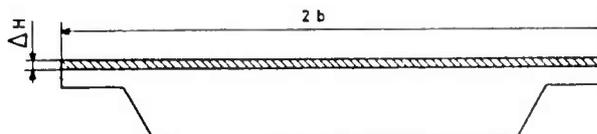
Lorsque l'ossature résistante de la dalle est bombée, on doit en préparant les données tenir compte de cet effet en majorant les épaisseurs HDALLE 1 et HDALLE 2 pour prendre en compte une hauteur moyenne telle que l'ossature résistante réelle et l'ossature résistante prise en compte dans le calcul aient mêmes aires et donc des positions de la fibre moyenne et des inerties très voisines.

On majore donc les épaisseurs HDALLE 1 et HDALLE 2 mesurées sous trottoirs de la quantité ΔH suivante .

$$\Delta H = \frac{B}{2b} = \frac{\text{Aire de bombement}}{\text{Largeur droite de la face supérieure de la dalle}}$$



Ossature résistante prise en compte dans le calcul



Remarques

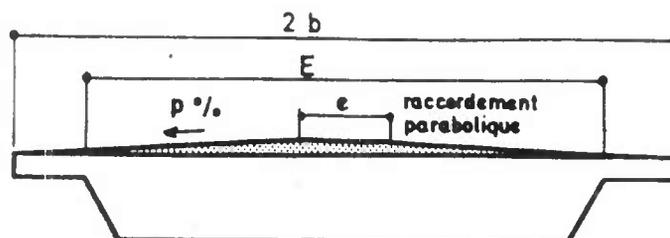
(1) Lorsque le bombement est dû uniquement à l'épaisseur variable de la chaussée (chape + revêtement), il n'y a pas évidemment lieu de corriger l'épaisseur du béton porteur.

L'expression de ΔH sera alors utile pour la suite au calcul du poids des superstructures (cf. plus loin § 2).

(2) Lorsque l'épaisseur est constante en forme de toit, ΔH est nul. Le cas peut se présenter lorsque le profil en travers est de grande largeur (de plus de 15 m).

1.2 - Expression de ΔH

Le bombement s'étend en général sur une largeur E (largeur droite) comportant deux pentes symétriques de p % raccordées suivant un arc de parabole sur une largeur e (cf. croquis).



L'aire B du bombement et la correction d'épaisseur H sont données par les formules suivantes :

$$B = \left(\frac{E^2}{4} - \frac{e^2}{12} \right) \cdot \frac{p}{100}$$

$$\text{et } \Delta H = \left(\frac{E^2}{4} - \frac{e^2}{12} \right) \cdot \frac{p}{2b}$$

formules dans lesquelles E , e , $2b$ sont exprimés en m, p en pour cent et ΔH en cm.

1.3 - Tracé des câbles de précontrainte

La cote de l'axe du câble donnée par la note de calcul est la cote de l'axe du câble moyen. Cette cote du câble moyen respecte une distance du nu extérieur de la gaine égale à COUVS aux points hauts du tracé.

Lorsque l'ossature résistante de la dalle est bombée, l'utilisateur de la note de calcul pourra être amené, en établissant les dessins d'exécution, à prévoir au voisinage des appuis intermédiaires des cotes différentes pour les câbles selon que ces câbles sont situés en bord ou au centre de la dalle, de manière à respecter l'enrobage minimal des armatures fixé par l'article 10.2 des règles B.P.E.L.

La moyenne des cotes de l'axe des différents câbles pris individuellement doit être égale à la cote de l'axe du câble moyen donné par la note de calcul automatique. Par conséquent, au voisinage des appuis intermédiaires, les câbles seront remontés dans la partie centrale de la dalle de manière à compenser les abaissements nécessaires dans les parties latérales.

A l'inverse, si l'on désire que les câbles restent tous à la même cote sur appuis intermédiaires dans le cas d'une dalle bombée, il faut au préalable, c'est-à-dire dans le bordereau de données, augmenter de ΔH la donnée COUVS pour que tous les câbles respectent l'enrobage minimal. Une telle disposition des câbles est très pratique pour les profils peu larges.

Enfin on remarquera que dans la plupart des cas, le bombement donnera une marge de sécurité supplémentaire sur le ferrailage transversal.

2 - POIDS DES SUPERSTRUCTURES

2.1 - Généralités

Nous désignons par **superstructures** d'un ouvrage tous les éléments constituant **ses équipements fixes** .

Le poids de ces derniers constitue, avec le poids propre de l'ossature résistante, la **charge permanente** de l'ouvrage.

Pour tous les détails concernant l'équipement du tablier (dispositifs de retenue, corniche, grille centrale, chape d'étanchéité, couche de roulement, ...) l'utilisateur peut se reporter utilement aux dossiers GC et STER du S.E.T.R.A.

Les valeurs caractéristiques maximale et minimale du poids au m¹ des superstructures sont désignées dans le bordereau des données par QSUPTM et QSUP_m qui doivent être déterminées par l'utilisateur du programme à partir des valeurs caractéristiques du poids de chacun des éléments formant superstructures.

Ces valeurs sont évaluées en ajoutant et en retranchant à la valeur escomptée des fractions forfaitaires visant à couvrir les différences entre le poids résultant des dessins d'exécution et le poids réel des éléments.

Lesdites fractions forfaitaires sont à fixer en tenant compte de la nature de chaque élément et des conditions d'exploitation de l'ouvrage.

Dans un but d'uniformisation et de simplification des calculs, sauf cas particuliers, nous indiquons ci-après les poids courants de ces éléments et les fractions forfaitaires à prendre en compte pour le calcul des valeurs caractéristiques.

La valeur de ces fractions forfaitaires est déterminée conformément à l'esprit de l'article 4.1.2. des Directives communes relatives au calcul des constructions (D.C. 1979).

2.2. - Poids ou masse volumique courants des éléments de superstructures
(par ordre alphabétique)

Désignation	Unité	Poids	Fractions forfaitaires		Observations
			max	min	
Barrière normale					
- en métal	t/ml	0.07	+ 5%	- 5%	
- type BN1 ou BN2 (ou similaire)	t/ml	0.60	+ 3%	- 3%	
Béton maigre de remplis- sage des trottoirs	t/m ³	2.2	+ 5%	- 5%	cf. remarque (1)
Bordures de trottoir	t/m ³	2.5	+ 5%	- 5%	
Caillebotis	t/m ²	0.03	+ 5%	- 5%	
Canalisations			+20%	-20%	cf. remarque (2)
Chape d'étanchéité					
- coulée en place	t/m ³	2.2	+20%	-20%	
- préfabriquée			+ 5%	- 5%	
Contre-bordure	t/m ³	2.5	+ 5%	- 5%	
Corniche					
- coulée en place	t/m ³	2.5	+ 5%	- 5%	
- préfabriquée			+ 3%	- 3%	
Daliette sous trottoir	t/m ³	2.5	+ 5%	- 5%	
Garde-corps					
. de passage inf.	t/ml	0.03	+ 5%	- 5%	
. de passage sup.	t/ml	0.05	+ 5%	- 5%	
Glissière sur platine	t/ml	0.02	+ 5%	- 5%	
Murette porte-grille	t/ml	0.04	+ 5%	- 5%	
Revêtement bitumineux			+ 40% ou +20%	-20%	cf. remarque (3)

Remarque 1

Les espaces vides s'il en existe sous trottoirs, sont, pour l'évaluation de la seule **valeur maximale**, supposés **remplis de béton maigre** pour tenir compte de remaniements ultérieurs éventuels ou de l'existence éventuelle de petites canalisations usuelles (P.T.I., électricité...) dont les dimensions et contenus ne sont pas connus au stade d'étude de l'ouvrage.

Remarque 2

Il s'agit de canalisations ayant un plan de pose précis. C'est le cas par exemple des conduites portées par des caniveaux spécialement prévus à cet effet. Pour plus de détails, voir l'article 4.1.2 des Directives Communes.

Remarque 3

La chape d'étanchéité et le revêtement bitumineux forment la chaussée de l'ouvrage.

Le revêtement bitumineux comprend l'ensemble de la couche de reprofilage éventuelle, la couche de roulement et la partie en bombement (**renformis**) si celle-ci existe (cf. § 1.1).

Le calcul des valeurs caractéristiques du poids du revêtement d'un ouvrage réside principalement dans la détermination d'une part des épaisseurs (notamment de la couche de reprofilage éventuel et de la couche de roulement) et d'autre part des rechargements.

Les épaisseurs à prévoir pour chaque ouvrage en fonction de sa nature et sa destination sont définies dans le dossier STER (sous-dossier R, chapitre II).

Les épaisseurs maximales raisonnablement prévisibles du revêtement et les rechargements comportent (cf. tableau ci-dessus) deux valeurs :

- minimum sans rechargement,
- maximum avec rechargements.

On désigne par e_1 et par e_2 ces valeurs respectivement, et par \bar{w} la masse volumique du matériau de revêtement ($\bar{w} = 2,2 \text{ t/m}^3$ environ).

Dans le cas où des rechargements ultérieurs sont à prévoir sur l'ouvrage, la valeur caractéristique minimale (resp. maximale) du poids du revêtement est de $0,80 \cdot \bar{w} \cdot e_1$ (resp. $1,20 \cdot \bar{w} \cdot e_2$) t/m^2 .

Dans le cas contraire où il n'y a pas de rechargement ces valeurs caractéristiques sont les suivantes :

- valeur minimale : $0,80 \cdot \bar{w} \cdot e_1 \text{ t/m}^2$.
- valeur maximale : $1,40 \cdot \bar{w} \cdot e_1 \text{ t/m}^2$.

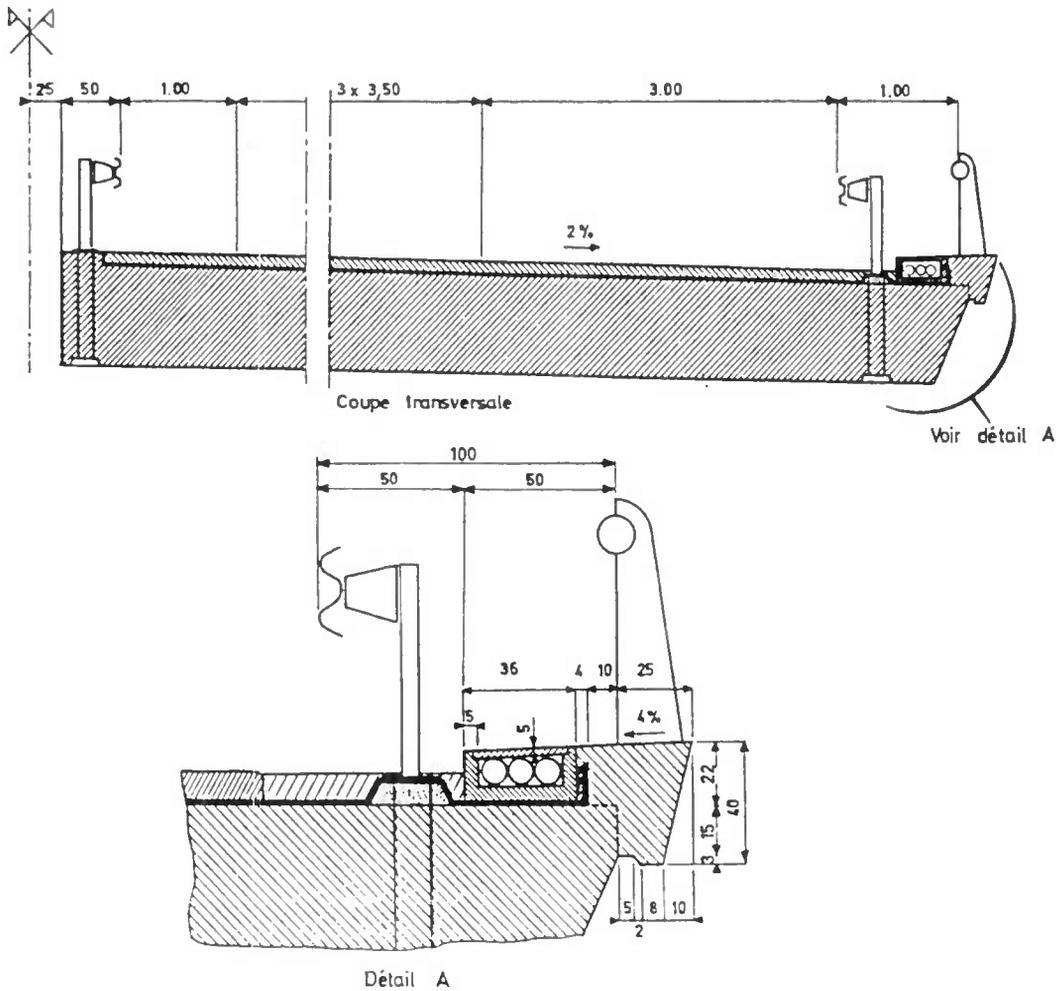
2.3 - Exemple de calcul du poids des superstructures

On montre dans l'exemple suivant le détail de calcul du poids des superstructures.

Il s'agit du tablier d'un P.I. dont le profil en travers est schématisé ci-après.

La chaussée est supposée comporter :

- une chape d'étanchéité d'épaisseur 0,03 m,
- un revêtement d'épaisseur 0,09 m.



Le calcul peut être conduit comme suit :

		Valeur Caract. Min.		Valeur Caract. Max.	
		t/ml		t/ml	
- Eléments linéaires :					
<u>Côté droit :</u>					
Garde corps	0,030	x 0,95	0,0285	x 1,05	0,0315
Corniche coulée en place					
2,5 x (0,106 m ²) =	0,265	x 0,95	0,2518	x 1,05	0,2783
Caniveau + dalle fabriqués					
2,5 x (0,058 m ²) =	0,145	x 0,95	0,1378	x 1,05	0,1523
Fourreaux de réservation + remplissage					
2,2 x (0,0253 m ²) =	0,056			x 1,05	0,0588
Glissière de sécurité =	0,020	x 0,95	0,0190	x 1,05	0,0210
 <u>Côté gauche :</u>					
Glissière de sécurité	0,020	x 0,95	0,0190	x 1,05	0,0210
Caillebotis					
0,030 x 0,25 =	0,008	x 0,95	0,0076	x 1,05	0,0084
Total des éléments linéaires			<u>0,464</u>		<u>0,571</u>
 - Eléments de surface :					
Chape d'étanchéité (e = 3 cm)					
2,2 x 0,03 x 16 =	1,056	x 0,80	0,8448	x 1,20	1,2672
Revêtement + rechargements ultérieurs					
. épaisseur min. e ₂ = 6 cm					
2,2 x 0,06 x (16) =	2,112	x 0,80	1,6896		
. épaisseur max. e ₁ = 9 cm					
2,2 x 0,09 x (16) =	3,168			x 1,20	3,8016
Total des éléments de surface			<u>2,534</u>		<u>5,069</u>
Total des superstructures			2,998 t/ml		5,640 t/ml
Arrondis à			2,90 t/ml		5,70 t/ml

Remarques

1. L'essentiel du poids des superstructures des P.1 provient des éléments de surface. Ceux-ci représentent un poids compris entre 0.160 t/m² et 0.320 t/m².

2. Pour les P.S, le poids des superstructures doit pouvoir être calculé de façon analogue. A titre indicatif, le poids des superstructures des P S routiers courants est compris entre :

$$0,8 (1+0,3.LU) \text{ et } 1,2.(1+0,3 LU),$$

LU étant la largeur utile exprimée en mètre.

Page laissée blanche intentionnellement

ANNEXE 3

CALCUL DES ENCORBELLEMENTS

Les efforts et donc les ferrillages transversal et longitudinal des encorbellements latéraux - s'il en existe - ne sont pas fournis par la note de calcul automatique PSI-DP, mais peuvent être justifiés à partir des indications de la présente annexe.

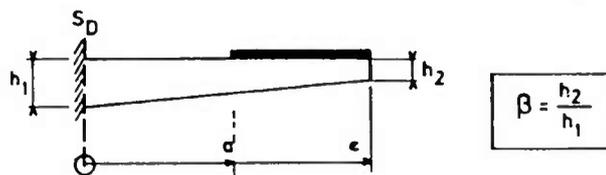
1 - Section à justifier et notations

La coupe transversale de la dalle à étudier est représentée sur la figure ci-après :



Les sections à justifier vis-à-vis des moments transversaux d'encastrement des encorbellements sont les sections S_D et (resp.ou) S_G dans le cas général (resp. dans le cas de profil en travers symétrique).

Soit par exemple à justifier la section S_D :



Pour l'évaluation des efforts d'encastrement, on considèrera les caractéristiques suivantes, relatives à la partie hachurée d'un encorbellement, en faisant abstraction de son béton qui se trouve en dehors de cette partie et qui est sans influence sur le calcul des efforts.

h_1 : hauteur de la section d'encastrement de calcul

(h_1 pouvant être différent de l'épaisseur de la nervure)

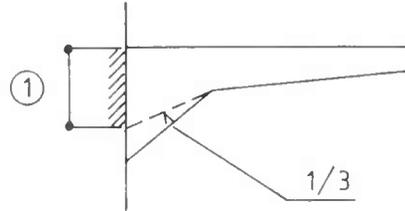
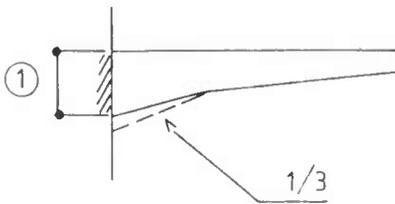
h_2 : épaisseur au bout de la console (bord libre)

$B = \frac{h_2}{h_1} \leq 1$: coefficient de forme de la console

e : portée de la console

a : distance de la section d'encastrement S_D au bord droit de la largeur roulable

Pour le calcul de ferrailage, on tiendra compte en revanche de ce béton dans la limite de la pente de 1 pour 3, c'est-à-dire dans les conditions schématisées ci-après :



① : Section de calcul de ferrailage

2 - Charges prises en compte

Les charges à prendre en compte dans le calcul des moments transversaux d'encastrement sont :

- **la charge permanente** : celle-ci comprend le poids propre de la console et le poids des superstructures supportées par cette dernière ;

- **les charges d'exploitation** : celles-ci comprennent pour les ponts-routes (*) :

. la charge locale de trottoirs à raison de $0,450 \text{ t/m}^2$,

. la charge $A(\ell)$. En toute rigueur, la densité serait à calculer en fonction de la longueur chargée et en fonction également de la classe du pont (coefficient a_2) et de la dégressivité transversale (coefficient a_1). En pratique, les moments transversaux d'encastrement dus à $A(\ell)$ restent inférieurs aux moments dus aux charges B (B_r , B_c , éventuellement B_t) lorsque la distance "a" de la section d'encastrement au bord le plus voisin de la largeur roulable est inférieure à 4 m.

* pour les passerelles pour piétons, seule la charge locale de $0,450 \text{ t/m}^2$ est à considérer.

. les charges B telles que la roue isolée B_r de 10 t, le camion B_c quelle que soit la classe du pont, le tandem B_t pour les ponts de classe 1 et 2. Ces systèmes B_c et B_t sont à prendre en compte avec leur coefficient de dégressivité transversale b_c et b_t . Les derniers sont fonction du nombre de voies chargées d'une part et de la classe du pont d'autre part (cf. art. 5 du fascicule 61,II). Les efforts dus aux charges B font l'objet de majoration dynamique dont la valeur est la même pour B_r , B_c et B_t .

. les charges militaires (convois M_c 80, M_c 120), lorsque la circulation de celles-ci est à prévoir sur l'ouvrage. Leurs efforts sont également à majorer par effet dynamique.

REMARQUES :

(1) Outre les charges réglementaires ci-dessus, d'autres charges de chaussée dites "généralisées" (*) sont à envisager dans la justification à l'état limite de service, si leur circulation est à prévoir sur les encorbellements de l'ouvrage.

(2) Règlementairement, l'effet de la charge locale de trottoirs doit être cumulé avec l'effet de chacune des charges $A(l)$, B et charges militaires.

3 - Calcul des moments

Il ne s'agit dans ce qui suit que des moments transversaux unitaires d'encastrement dans la section S_D ou S_G

Ces moments sont évalués par un calcul élastique et dans l'hypothèse d'un encastrement parfait des encorbellements (c'est-à-dire en l'absence de toute rotation de ceux-ci). De plus, on néglige l'influence du coefficient de Poisson. L'erreur qui peut en résulter est faible.

Nous désignons dans ce qui suit les moments d'encastrement (en valeur absolue) :

M_G : dû à la valeur caractéristique maximale de la charge permanente,

M_{Tr} : dû à la charge locale de trottoir,

M_B : dû aux charges B (il s'agit de l'enveloppe des moments dus aux systèmes B_r , B_c et éventuellement B_t),

M_A : dû à la charge $A(l)$

et éventuellement :

M_R : dû à la roue isolée de 6 t (**)

M_c : dû soit à M_{c120} , soit à M_{c80} (selon spécification du CCTP de l'ouvrage)

* cas des engins de chantier, notamment.

** Si les trottoirs existent et ne sont pas séparés de la chaussée par des obstacles infranchissables (cf. fasc.61,II, art. 12.2).

3.1. Moment M_B

L'enveloppe des moments dus aux systèmes B_r , B_c et éventuellement B_t , compte tenu de leurs coefficients de dégressivité transversale et de la classe du pont (cf. fascicule 61, II article 5), peut être évaluée par les abaques des planches 1.1, 1.2 et 1.3 jointes et relatives aux classes 1, 2 et 3 respectivement.

Ces abaques ont été déterminés en fonction du rapport

$$\beta = \frac{h_2}{h_1}$$

(voir schéma du § 1) avec trois valeurs de β : 1/3, 1/2 et 1.

Pour une classe et une valeur de β données, l'abaque permet la lecture directe de la valeur M_B en fonction, d'une part, de la portée "e" de l'encorbellement et, d'autre part, de la distance a du bord encasturé au bord le plus proche de la largeur roulable.

La position de la roue (B_r) ou des essieux (B_c et B_t) par rapport à la largeur a est conforme à l'article 5 du titre II du fascicule 61. **Cependant, dans un but de simplification, les charges du système B sont supposées ponctuelles.**

Il est tenu compte dans les calculs de M_B seulement de la dégressivité transversale (coefficients b_c , b_t).

3.2. Moment M_C

Le moment transversal unitaire d'encastrement M_C dû à une chenille de M_C 120 ou de M_C 80 peut être évalué par les abaques de la planche 2. Les paramètres définissant ce moment M_C sont les mêmes que ceux du moment M_B , à savoir : β, e, a .

Le poids, les dimensions d'une chenille de même que sa position par rapport à la largeur "a" sont conformes à l'article 9 du titre II du fascicule 61.

Il n'est pas tenu compte dans le calcul de M_C de majoration dynamique.

3.3. Autres moments

Il s'agit, ici, du calcul soit du moment M_r de la roue isolée de 6 t sur trottoir (s'il y a lieu), soit des moments dus à d'autres charges de chaussée généralisées (engins de chantier, etc.) si leur circulation est à prévoir sur les encorbellements. Ces moments peuvent être évalués au moyen des abaques présentés sur la planche 3. Ces abaques ont été établis

pour un "doublet" de charges ponctuelles. Les paramètres sans dimension définissant ce doublet sont (e étant la portée de l'encorbellement, cf. schéma du § 1) :

d/e : distance des deux charges ponctuelles,

c/e : distance du doublet au bord encastré (ces paramètres sont par ailleurs illustrés par les croquis sur la planche 3).

Ces abaques (planche 3) permettent pour chaque valeur de B le calcul du moment transversal unitaire d'encastrement, noté $M(c/e, d/e)$, du doublet de poids total $P = 2 \times 5 \text{ t} = 10 \text{ t}$ sans prise en compte d'aucun coefficient (δ, γ , dégressivité transversale, etc...), pour $0,1 \leq c/e \leq 1$ et $0 \leq d/e \leq 2$.

REMARQUES :

(1) Pour $d/e = 0$, M n'est autre que le moment transversal d'encastrement, tous coefficients exclus, d'une charge ponctuelle de 10 t ;

(2) Pour $d/e > 2$, on prend :

$$M(c/e, d/e > 2) = \frac{1}{2} M(c/e, d/e = 0)$$

(avec une erreur inférieure à 1 %)

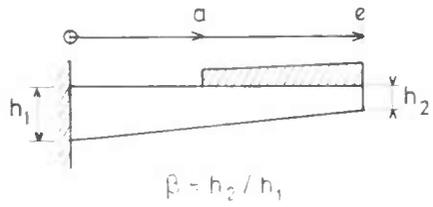
Ainsi par exemple le moment M_R dû à la roue isolée de 6 t , avant toute pondération, peut être obtenu par

$$M_R = \frac{6}{10} M\left(\frac{c}{e}, \frac{d}{e}\right) \text{ avec } d = 0$$

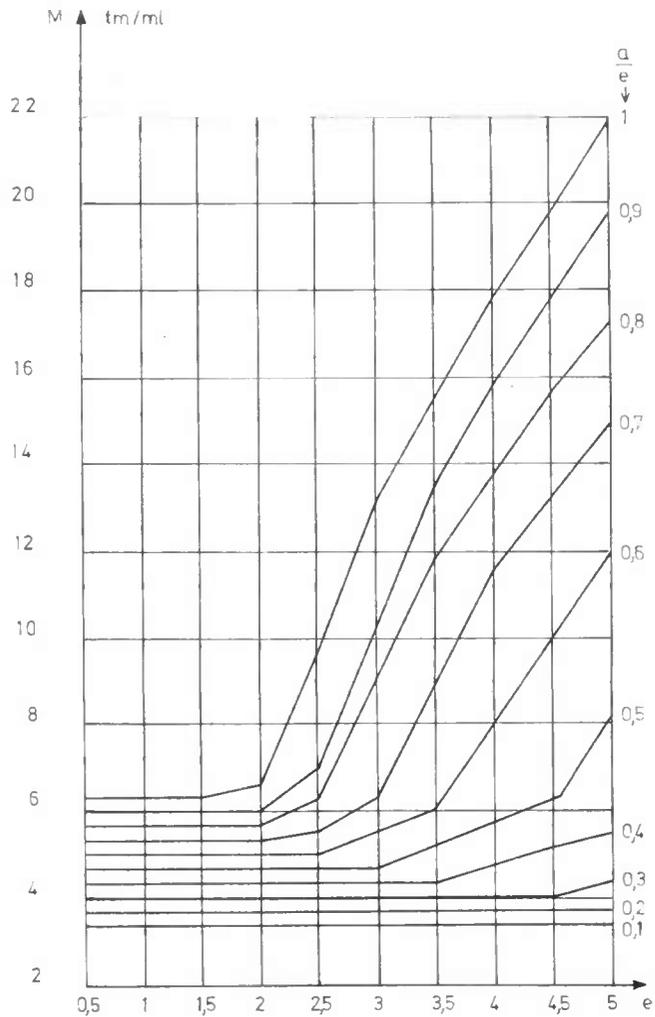
3.4. Remarque sur l'établissement des abaques

Les abaques de calcul des moments transversaux d'encastrement (planches 1, 2, 3) ont été établis à partir de la formule de SAWKO et MILLS (voir par exemple dans "Canadian Journal of Civ. Eng.", vol. n° 3, 1976, pages 523 à 530, l'étude de Bakht et Holland). Cette étude a mis par ailleurs en évidence la bonne concordance entre les résultats obtenus par cette formule et ceux obtenus par les abaques de Homberg et Ropera pour le calcul des plaques infinies en porte-à-faux. Cependant, par rapport aux abaques de Homberg et Ropers, les abaques présentés sur les planches 1, 2 et 3 sont d'un emploi plus simple et plus immédiat.

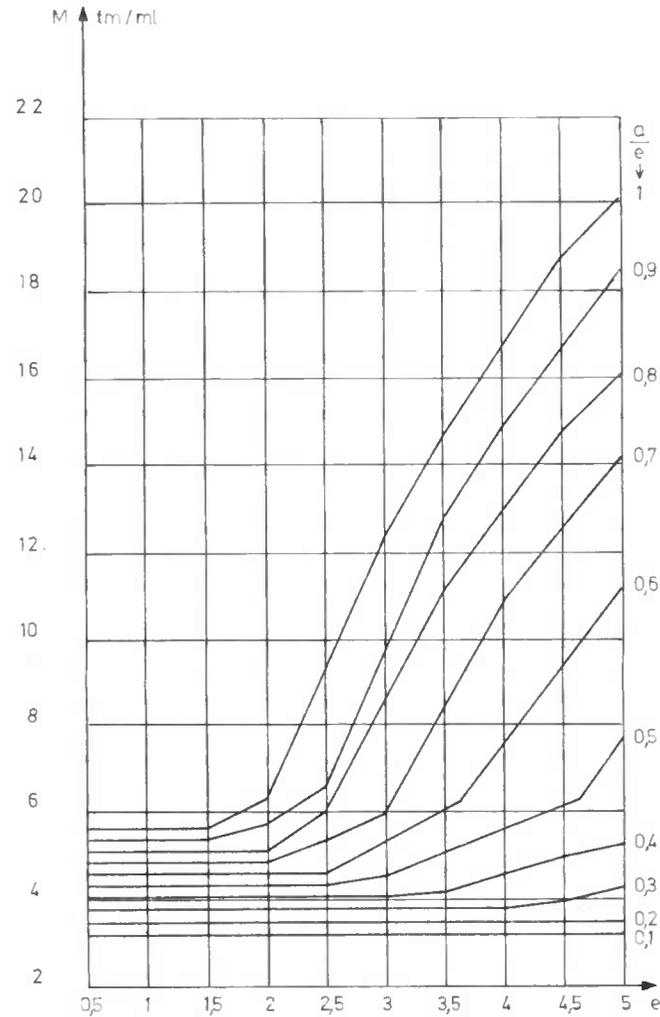
Calcul des encorbellements



$\beta = 1/3$



$\beta = 1/2$



$\beta = 1$

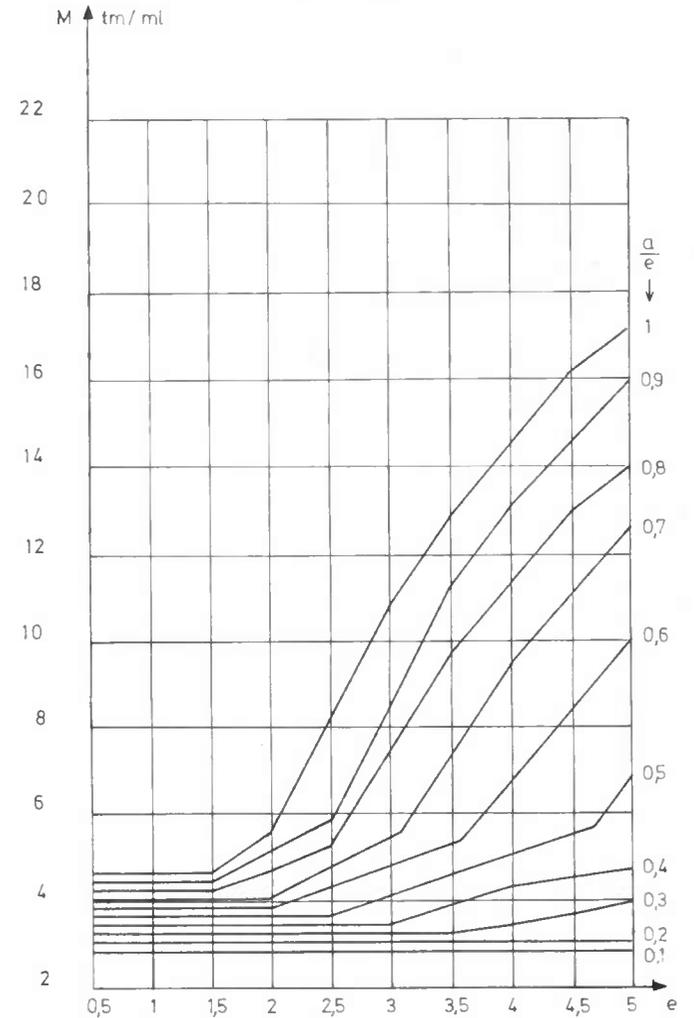


PLANCHE 1.1

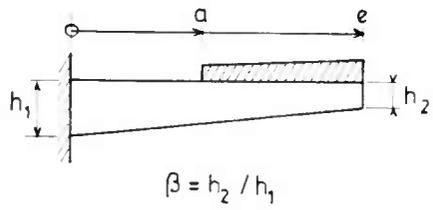
Pont de première classe

Moment transversal d'encastrement enveloppe des charges B_R, B_C, B_t

(Aucun coefficient de pondération n'est pris en compte, sauf les coefficients b_C, b_t).

PLANCHE 1.2

Calcul des encorbellements

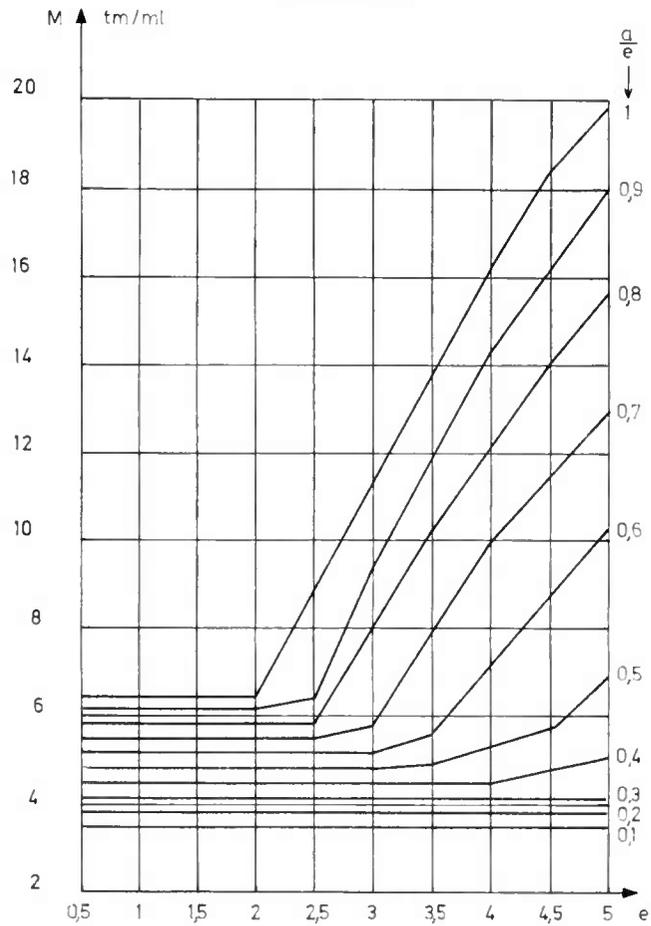


Pont de deuxième classe

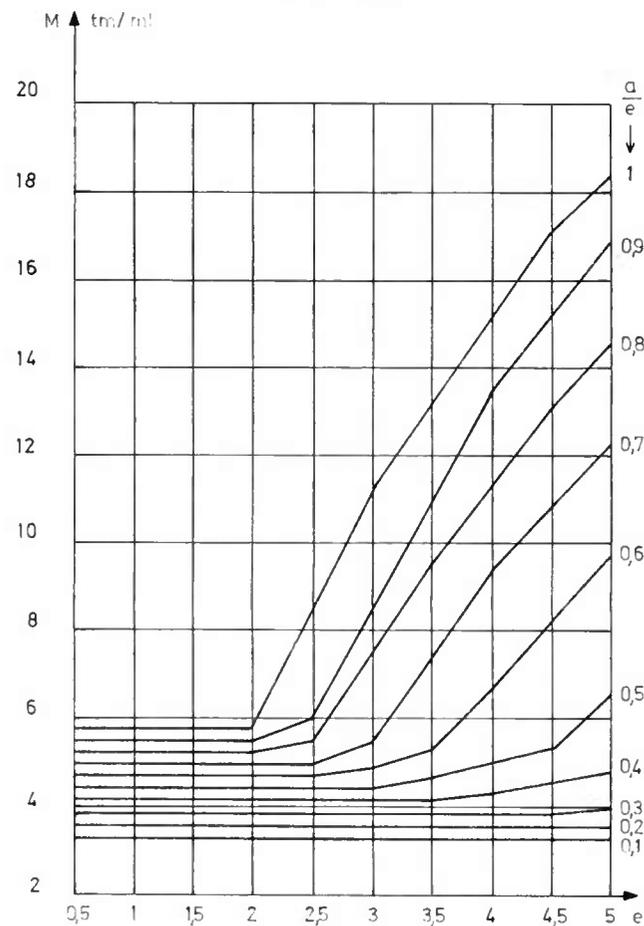
Moment transversal d'encastrement enveloppe des charges B_r , B_c , B_t

(Aucun coefficient de pondération n'est pris en compte, sauf les coefficients b_c , b_t).

$\beta = 1/3$



$\beta = 1/2$



$\beta = 1$

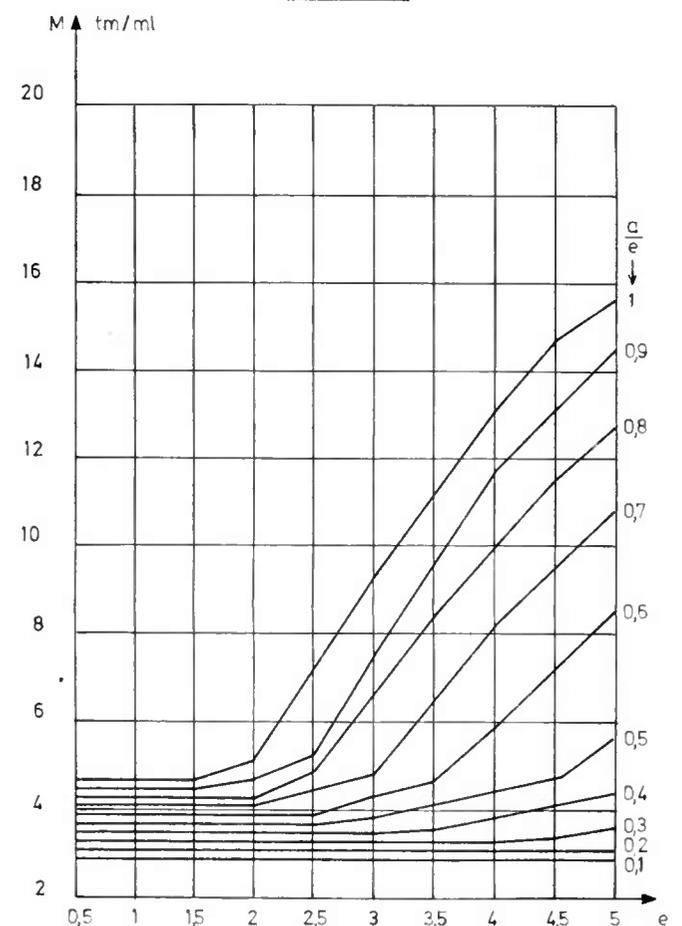
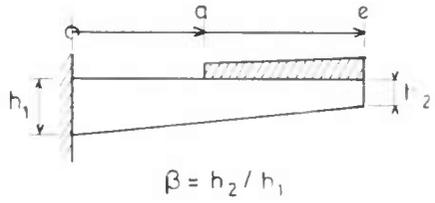


PLANCHE 1.3

Calcul des encorbellements

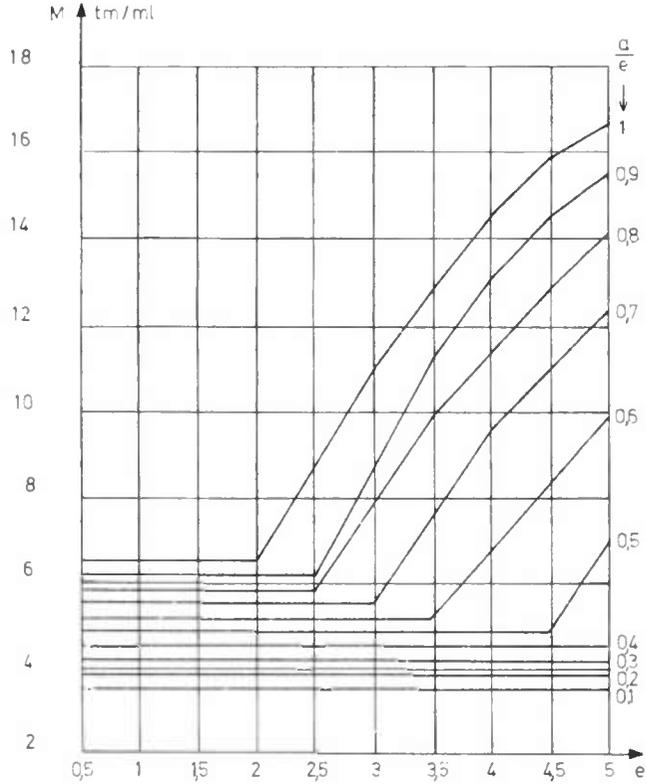


Pont de troisième classe

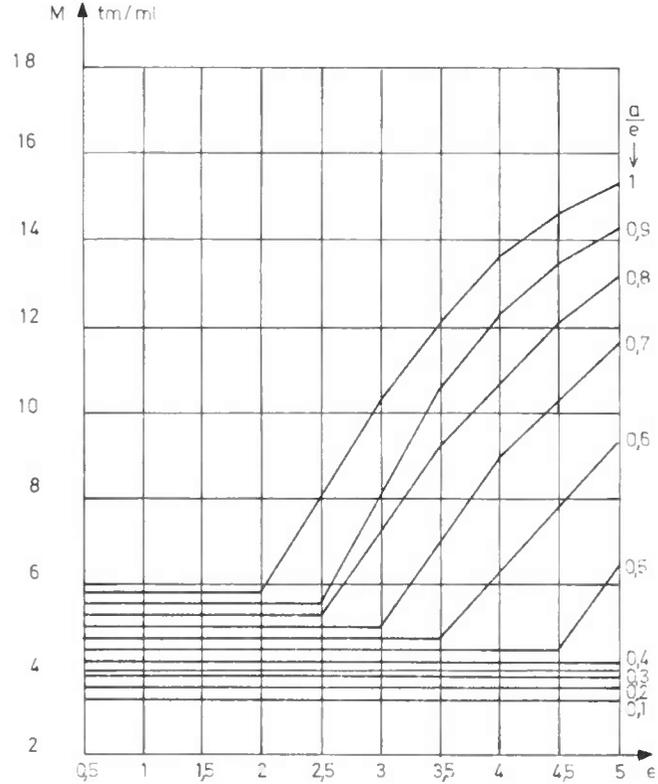
Moment transversal d'encastrement enveloppe des charges B_r, B_c, B_t

(Aucun coefficient de pondération n'est pris en compte, sauf les coefficients b_c .)

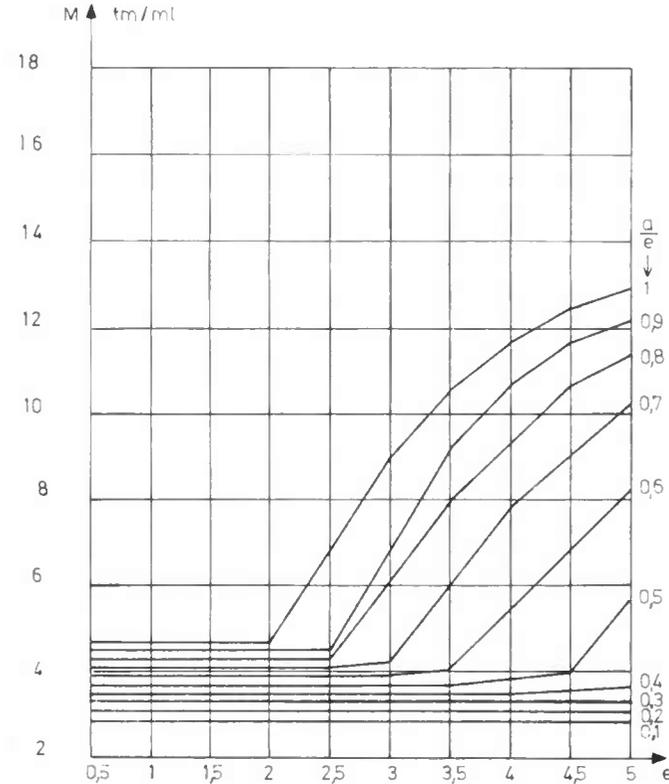
$\beta = 1/3$



$\beta = 1/2$



$\beta = 1$



Calcul des encorbellements

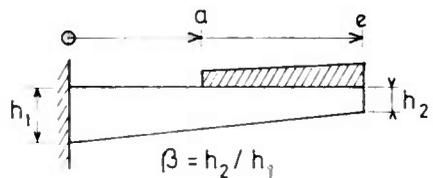


PLANCHE 2.1

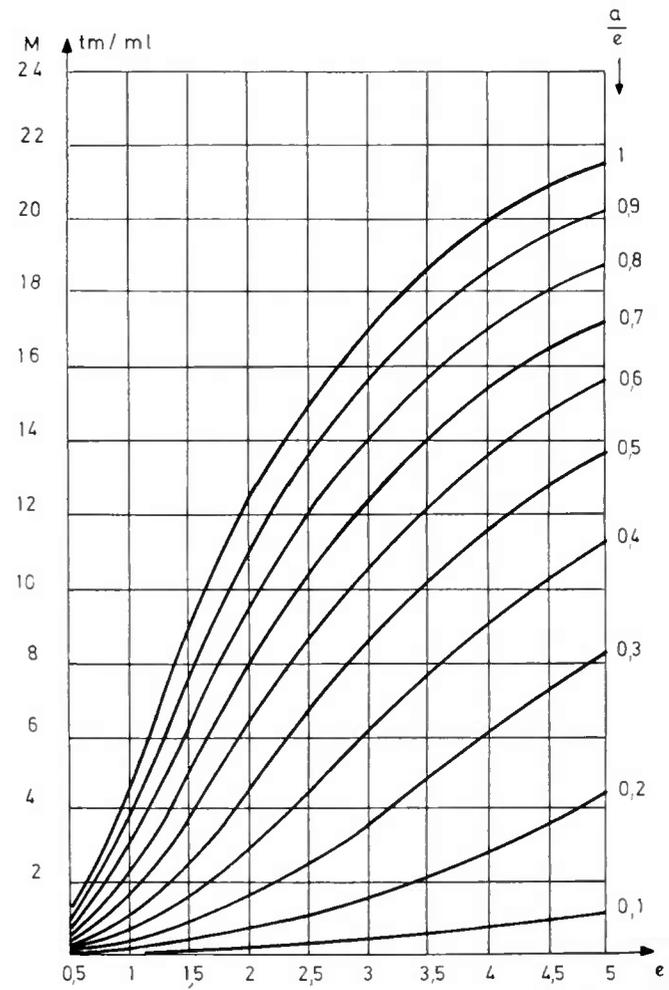
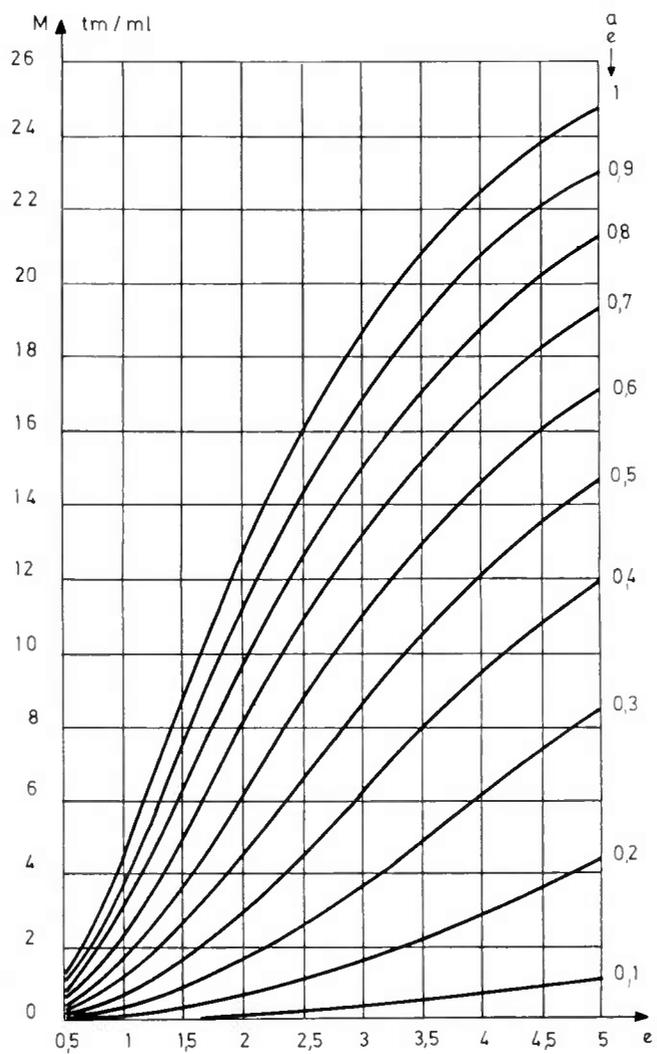
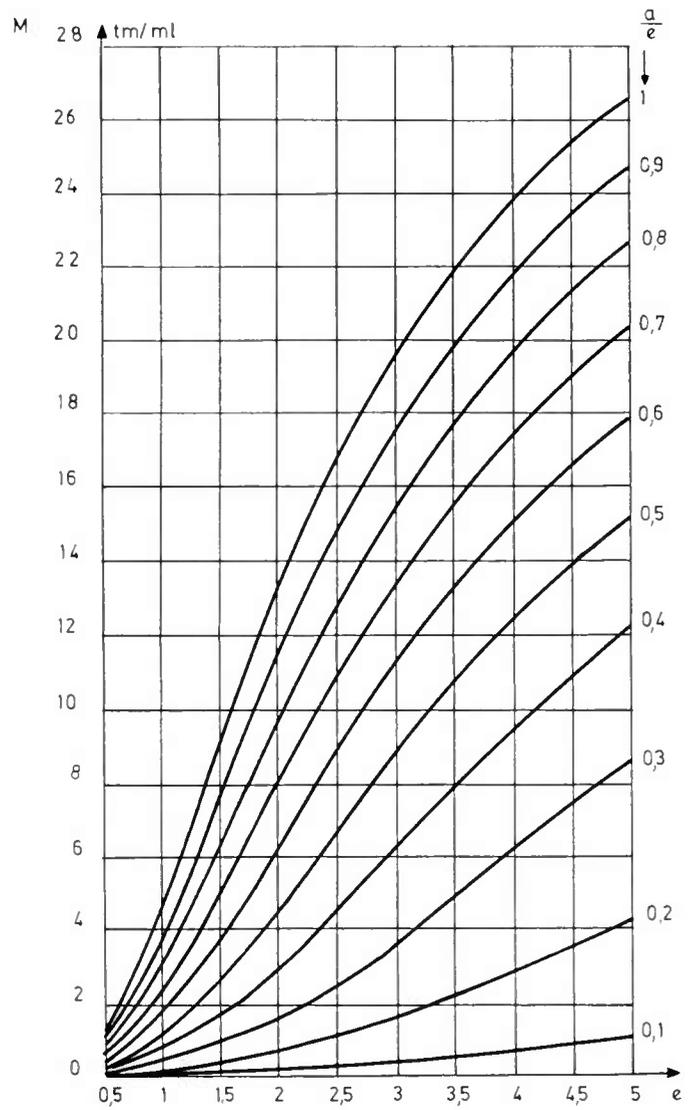
Moment transversal d'encastrement d'une chenille du char $M_C 120$

(Aucun coefficient de pondération n'est pris en compte)

$\beta = 1/3$

$\beta = 0,5$

$\beta = 1$



Calcul des encorbellements

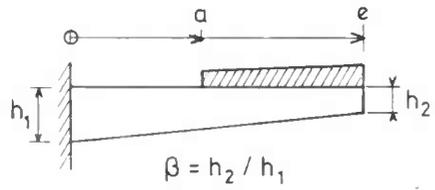


PLANCHE 2.2

Moment transversal d'encastrement d'une chenille du char M_c 80

(Aucun coefficient de pondération n'est pris en compte)

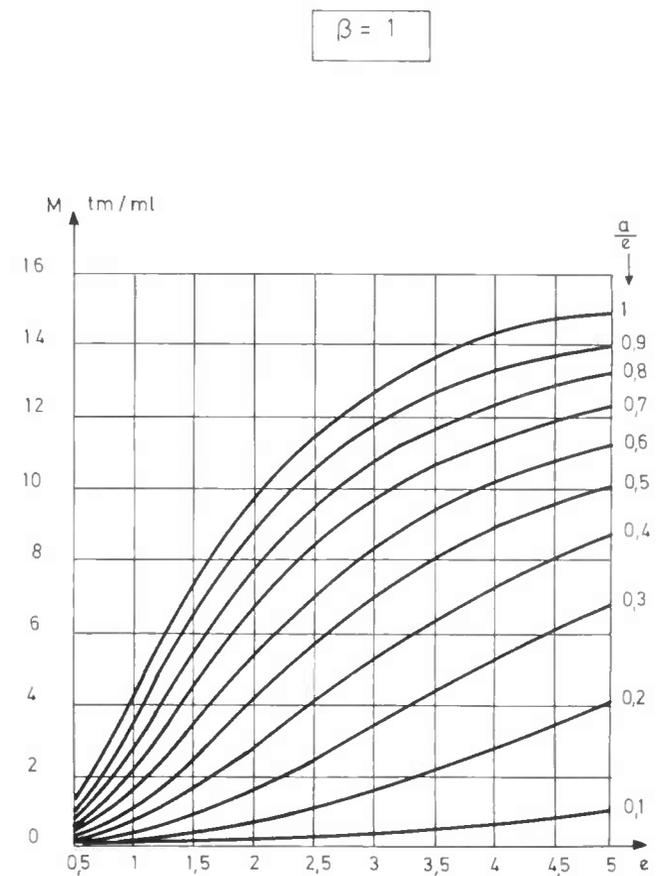
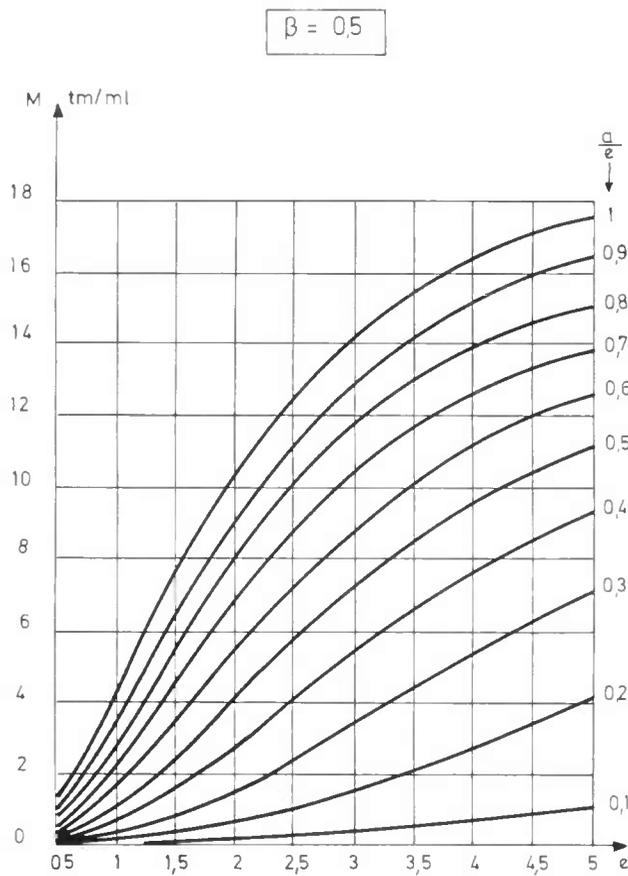
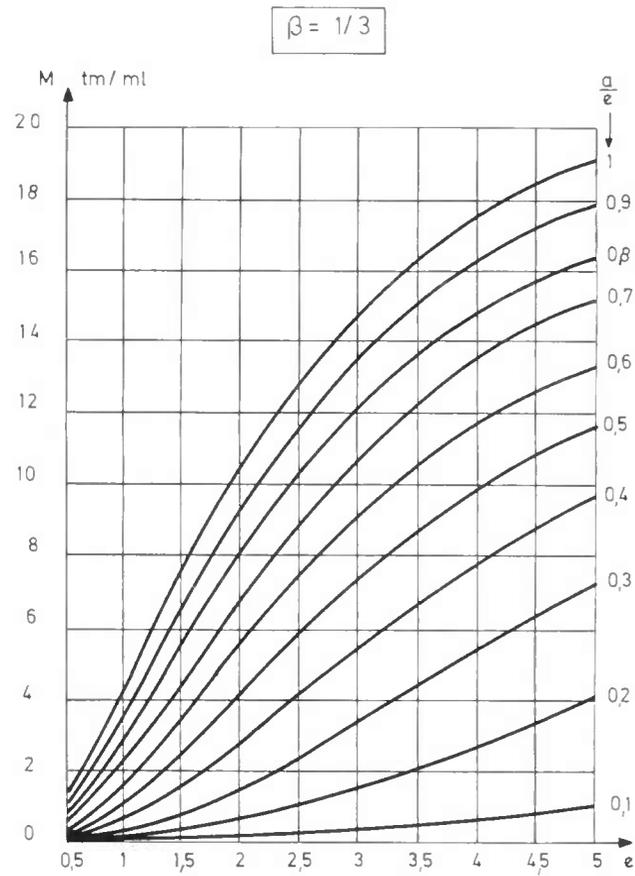


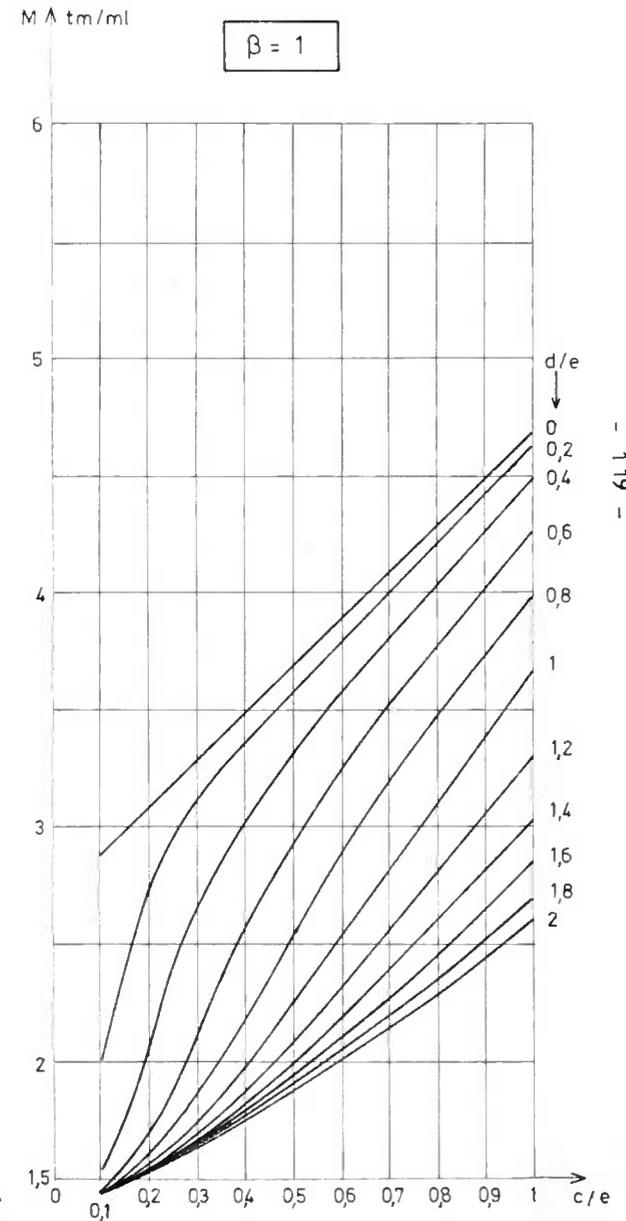
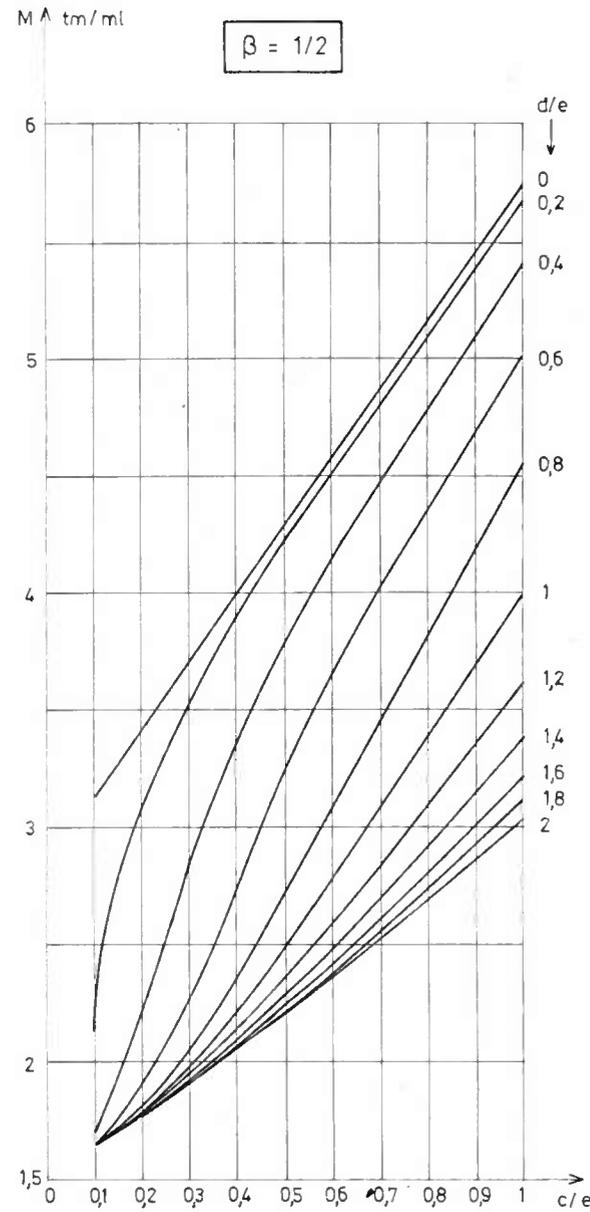
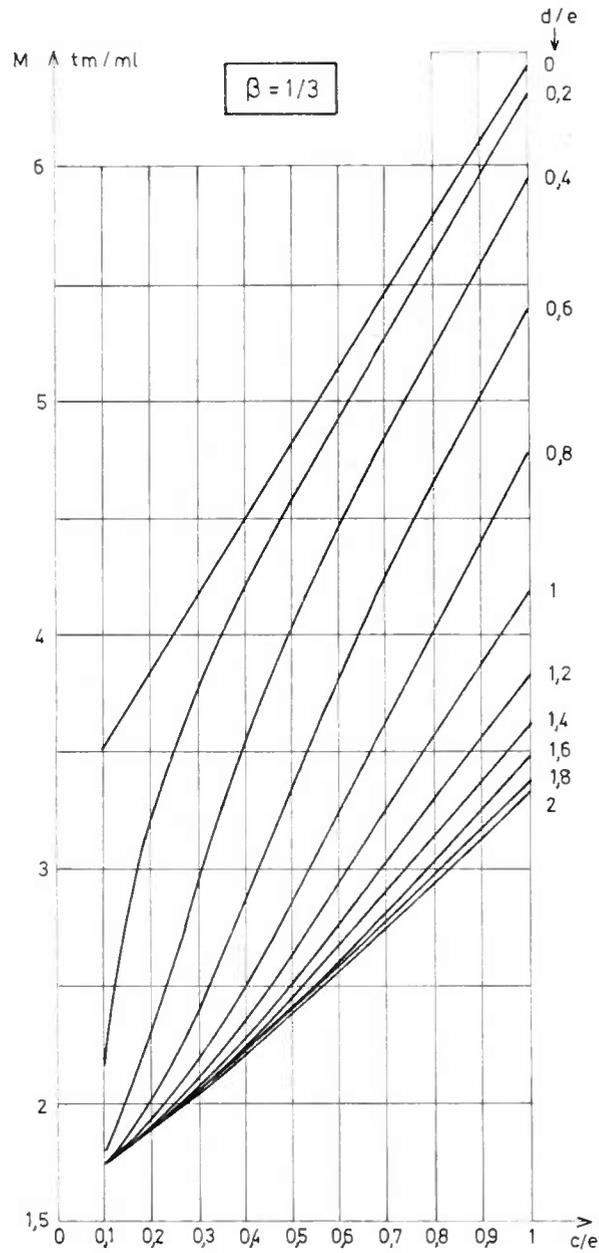
PLANCHE 3

Moment transversal d'encastrement d'un doublet de charges ponctuelles

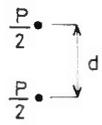
NOTA : 1) Valeurs de $M(c/e, d/e)$ sans prise en compte d'aucun coefficient ($\delta, \gamma, b_c, \dots$)

2) Pour $d/e = 0$, $M(c/e, d/e = 0)$ = moment d'une charge de $P = 10$ t.

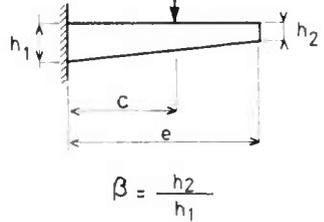
3) Pour $d/e > 2$, prendre $M(c/e, d/e > 2) = \frac{1}{2} M(c/e, d/e = 0)$.



Vue en plan
 $P = 10$ t



Élévation



4 - Calcul de ferrailage

On peut admettre que le ferrailage transversal en face supérieure à l'encastrement d'un encorbellement est calculé à l'état-limite ultime. La section d'acier doit reprendre à cet effet un moment ultime calculé dans la section S_G ou S_D au moins égal, compte tenu de la définition des moments M_G , M_B , M_C , M_R , et M_{TR} , à :

$$M = \max \left\{ \begin{array}{l} 1,35 M_G + 1,6 M_{TR} + 1,6 M_A (*) \\ 1,35 M_G + 1,6 M_{TR} + 1,6 \times \delta \times M_B \\ 1,35 M_G + 1,6 M_{TR} + 1,35 \times \delta \times M_C (**) \\ 1,35 M_G + 1,6 \times M_R (***) \end{array} \right.$$

Le coefficient δ de majoration dynamique peut être fixé forfaitairement à 1,25. Par ailleurs, la section résistante de béton prise en compte dans le calcul de ferrailage peut être définie selon les conditions indiquées à la fin du paragraphe 1.

5 - Dispositions constructives

5.1. Epaisseur minimale des encorbellements

(voir croquis du § 1)

En général, l'épaisseur d'un encorbellement doit prendre des valeurs au moins égales à : 0,20m à 0,25m à l'extrémité de l'encorbellement (hauteur h_2), 0,35 à 0,65m à l'encastrement (hauteur h_1). Une valeur conseillée de h_1 peut être fixée à $0,09\sqrt{M}$, M exprimé en tm/m étant le moment ultime défini au paragraphe 4. D'autre part, dans le cas de l'ancrage d'un dispositif de retenue du type BN4, l'épaisseur h_2 à l'extrémité de l'encorbellement doit être au moins égale à 0,22 m.

5.2. Disposition des fers

5.2.1. Disposition en zone courante.

Le ferrailage transversal, ω_a , à disposer en face supérieure dans la section d'encastrement d'un encorbellement, S_D ou S_G , doit pouvoir reprendre le moment ultime M (défini au § 4) **sans descendre en-dessous du ferrailage mis en place dans la nervure.**

Les autres armatures de l'encorbellement, ω'_a , ω_b , ω'_b respectivement transversale en face inférieure, longitudinale en face supérieure, et longitudinale en face inférieure peuvent être déduites de ω_a par :

$$\omega'_a = \omega_b = \omega'_b = \omega_a/3$$

* lorsque la distance $a > 4$ m (cf. § 2)

** lorsque la circulation de convois militaires est à prévoir sur l'ouvrage

*** lorsque les trottoirs existent et ne sont pas séparés de la chaussée par des obstacles infranchissables.

De plus, on doit disposer dans l'encorbellement la section $\omega_b + \omega'_b$ de façon à reprendre des efforts de retrait différentiel entre l'encorbellement et la nervure. D'un point de vue pratique, il est souhaitable de conserver en face supérieure de l'encorbellement la même densité de ferrailage longitudinal que dans la nervure.

5.2.2. Disposition aux bords libres.

Le ferrailage à disposer dans les bords libres des dalles et dans ceux des encorbellements en particulier doit mériter une attention tout particulière, en raison d'une part des contraintes élevées de cisaillement qui s'y développent (surtout lorsque le tablier est biaisé), et d'autre part des tractions longitudinales accrues lorsque ses bords libres sont plus ou moins raidis par des murets ou corniches, ce qui est toujours le cas dans les tabliers de pont.

A défaut de calculs "précis", on peut suivre les indications fournies dans les commentaires de la page 56 de la note de calcul automatique.

5.2.3. Disposition aux abouts.

Le ferrailage des encorbellements dans les zones d'about doit être renforcé pour reprendre d'une part les efforts de flexion transversale deux fois plus importante qu'en zone courante et d'autre part les efforts de diffusion de la précontrainte. Ces deux ferrailages sont donc à cumuler.

Page laissée blanche intentionnellement

ANNEXE 4

DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI ET FERRAILLAGE DES CHEVETRES INCORPORES

1 - Généralités

Le but de la présente annexe est d'apporter une solution approchée aux problèmes suivants :

- (1) répartition de la réaction d'appui entre appareils d'appui d'une ligne d'appui intermédiaire, cette étude constituant donc la base du dimensionnement de ces appareils d'appui ;
- (2) ferraillage de chevêtres incorporés ;
- (3) renforcements locaux du ferraillage longitudinal dans les zones des appuis intermédiaires.

Les problèmes (1) et (2) font l'objet d'un calcul automatique mais seulement dans le cas où les lignes d'appui comportent des appareils d'appui régulièrement espacés. Dans le cas contraire où ces derniers ne sont pas régulièrement espacés ou dans le cas où les appareils d'appui latéraux d'une même ligne d'appui sont en fort retrait par rapport aux bords libres de la dalle, les résultats de la note de calcul automatique doivent être corrigés manuellement compte tenu de l'étude ci-après.

2 - Notations

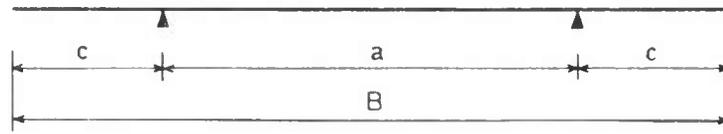
Désignons par :

- B, la largeur de la dalle équivalente ;
- L, la demi-somme des portées des travées adjacentes à la ligne d'appui.

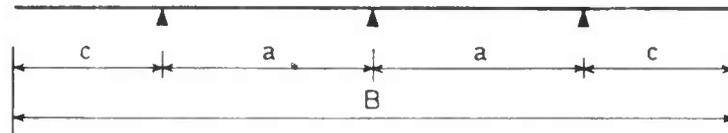
Les paramètres définissant la disposition des appareils d'appui seront définis plus loin suivant les cas de figure. Nous étudierons les cas où la ligne d'appui étudiée comporte 2, 3 et 4 appareils d'appui. Les règles ainsi obtenues pourraient être étendues au cas de 5 appareils d'appui et plus. Le cas où cette ligne d'appui comporte un appareil d'appui unique doit être considéré comme particulier, son étude nécessitant des moyens de calcul plus précis (programme MRB du SETRA, par exemple) : cette solution est envisageable pour les ouvrages peu larges ($B \leq 10\text{m}$ environ) ayant un rapport de forme $L/B \geq 3$ environ.

Les cas de figure étudiés sont les suivants :

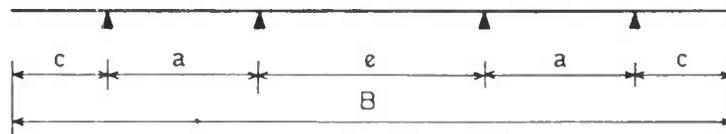
- avec deux appareils d'appui :



- avec trois appareils d'appui :



- avec quatre appareils d'appui :



Les paramètres sans dimension définis ci-après sont utilisés par la suite :

$$\alpha = \frac{a}{B} , \quad \lambda = \frac{c}{B} , \quad \mu = \frac{e}{B}$$

3 - Evaluation de la réaction totale de la ligne d'appui

La réaction totale de la ligne d'appui considérée, S, est à évaluer par :

$$S = S_{gmax} + S_{gmin} + S_p + S(\gamma_q \cdot Q) \quad (1)$$

Pour la commodité de l'exposé, nous posons :

$$S = S_g + S_p + S_q \quad (2)$$

expression dans laquelle S_g , S_p et S_q désignent la part de la réaction d'appui correspondant respectivement aux valeurs caractéristiques de la charge permanente, aux valeurs caractéristiques de la précontrainte et aux charges d'exploitation, leurs coefficients γ_q et leur dégressivité transversale étant pris en compte.

4 - Les deux types de charges

Nous nous proposons dans ce qui suit d'établir des règles simples en vue de la résolution des problèmes indiqués au § 1.

Pour cela nous distinguerons :

- les charges qu'on peut, pour la recherche du comportement d'une ligne d'appui, supposer uniformément réparties sur la dalle telles que la charge permanente, la précontrainte et les charges d'exploitation lorsque ces dernières sont disposées suffisamment loin de cette ligne d'appui ; ces charges seront désignées par la suite **charges de type 1**,
- les charges d'exploitation voisines de cette ligne d'appui, c'est-à-dire les charges dont la distance à la ligne d'appui est inférieure à :

$$d = \max \left[a + c, \frac{a + e}{2}, \min \left(\frac{B}{2}, L \right) \right] \quad (3)$$

Ces charges seront désignées par la suite **charges de type 2**.

Le paramètre ζ (sans dimension) défini ci-après sera utile par la suite :

- pour les charges A :

$$\zeta = \frac{d}{L} \left(2 - \frac{d}{L} \right);$$

- pour la charge CE (X étant la demi-longueur d'une chenille) :

$$\zeta = \frac{d}{X} \cdot \frac{2 - d/L}{2 - X/L} \quad \text{pour } X > d \text{ et } 1 \text{ pour } X \leq d$$

- pour la charge B :

$$\zeta = \frac{1 - d/2L}{S_q} \cdot P_d$$

où P_d désigne le poids total des essieux pouvant être placés sur la bande de longueur $2d$, tous coefficients (b_c, γ, δ) inclus.

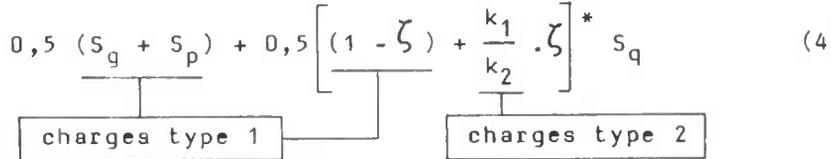
5 - Répartition de la réaction d'appui entre appareils d'appui

Vis-à-vis des charges de type 2, la répartition des réactions d'appui entre appareils d'appui de la ligne d'appui est proche de celle d'une poutre sur appuis simples constitués par les appareils d'appui de cette ligne d'appui. Par contre, la répartition des réactions d'appui entre appareils d'appui sous l'influence des charges de type 1 est plus complexe et dépend dans le cas général des paramètres α, λ et μ (cf. §2).

5.1. Cas de 2 appareils d'appui

(cf. schéma du §1 et notations du §3).

La réaction de l'appareil d'appui le plus chargé est inférieure à :

$$0,5 (S_g + S_p) + 0,5 \left[(1 - \zeta) + \frac{k_1}{k_2} \cdot \zeta \right]^* S_q \quad (4)$$


avec : $k_1 = (a + c)^2 / a$

$$k_2 = \begin{cases} n_a \cdot v \text{ pour la charge A ;} \\ (n_b - 1) l + l_0 \text{ pour la charge B ;} \\ \text{distance hors tout des deux chenilles} + \min(d, \chi) \text{ pour la} \\ \text{charge CE.} \end{cases}$$

Dans l'expression de k_2 :

- d, χ conservent leur définition du §4 ;
- n_a, n_b sont les valeurs de "j" rendant maximum respectivement les produits $j \cdot a_1(j)$ et $j \cdot b_c(j)$, pour $1 \leq j \leq NV$, NV étant le nombre de voies chargeables de l'ouvrage ;
- v est la largeur d'une voie ;
- l (resp. l_0) est la largeur d'encombrement (resp. largeur d'un esieu) d'un véhicule du système B.

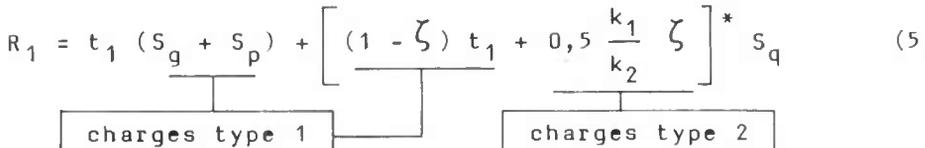
5.2. Cas de 3 appareils d'appui

(cf. schéma du §2 et notations du §3)

Définissons

$$\left\{ \begin{array}{l} t(\alpha) = + \frac{0,2}{\alpha} - 2,7\alpha + 0,7 \\ t_1 = 0,25 (1 + t(\alpha)) \\ t_2 = 0,50 (1 - t(\alpha)) \end{array} \right.$$

La réaction de l'appareil d'appui de rive est inférieure à :

$$R_1 = t_1 (S_g + S_p) + \left[(1 - \zeta) t_1 + 0,5 \frac{k_1}{k_2} \zeta \right]^* S_q \quad (5)$$


* Les termes entre crochets doivent être bornés supérieurement par l'unité.

La réaction de l'appareil d'appui central est inférieure à :

$$R_2 = \underbrace{t_2 (S_g + S_p)}_{\text{charges type 1}} + \left[(1 - \zeta) t_2 + \underbrace{\frac{a}{k_2} \zeta}_{\text{charges type 2}} \right] * S_q \quad (6)$$

expression dans lesquelles k_1 et k_2 conservent leur valeur définie au §5.1.

L'appareil d'appui le plus chargé supporte naturellement la plus grande de ces deux réactions R_1 et R_2 .

5.3. Cas de 4 appareils d'appui

(cf. schémas du §2 et notations du §3).

Définissons :

$$\left\{ \begin{array}{l} s(\alpha) = - \frac{0,112}{\alpha} + 3,2\alpha - 2 \\ u = 2\mu s(\alpha) + t(\alpha), \quad t(\alpha) \text{ étant défini au §5.2 ci-dessus} \\ u_1 = 0,25 (1 + u), \\ u_2 = 0,25 (1 - u) \end{array} \right.$$

(voir la validité de la définition de $s(\alpha)$ et $u(\alpha)$ indiquée au §8)

La réaction de l'appareil d'appui de rive est inférieure à :

$$R_1 = \underbrace{u_1 (S_g + S_p)}_{\text{charges type 1}} + \left[(1 - \zeta) u_1 + \underbrace{0,5 \frac{k_1}{k_2} \zeta}_{\text{charges type 2}} \right] * S_q \quad (7)$$

La réaction de l'appareil d'appui central est inférieure à :

$$R_2 = \underbrace{u_2 (S_g + S_p)}_{\text{charges type 1}} + \left[(1 - \zeta) u_2 + \underbrace{\frac{a+e}{2 k_2} \zeta}_{\text{charge type 2}} \right] * S_q \quad (8)$$

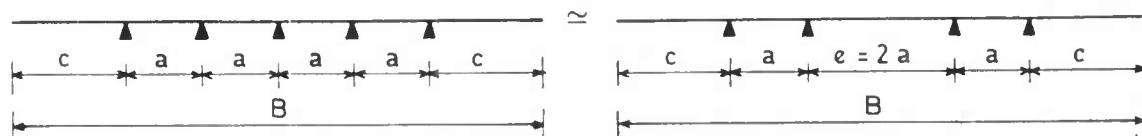
L'appareil d'appui le plus chargé supporte naturellement la plus grande de ces deux réactions R_1 et R_2 .

* Les termes entre crochets doivent être inférieurs à l'unité.

5.4. Cas de plus de 5 appareils d'appui

Ces cas correspondent à des dalles de grande largeur ($B \geq 15m$. environ).

5.4.1. - Le choix de la ligne d'appui comportant 5 appareils d'appui n'est pas un choix judicieux, puisque l'appareil central ne reçoit pratiquement aucune descente de charges. La répartition des réactions d'appui entre appareils d'appui peut être effectuée par conséquent avec les 4 appareils d'appui latéraux en négligeant ainsi l'appareil d'appui central conformément au schéma ci-après :

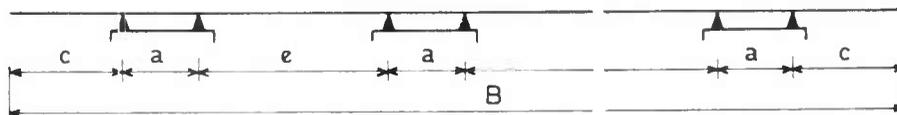


Les deux schémas ci-dessus sont équivalents du point de vue de répartition des réactions d'appui entre appareils d'appui.

5.4.2. L'étude de la répartition des réactions d'appui entre appareils d'appui d'une ligne d'appui comportant 6, 8, 10... appareils d'appui peut être déduite des cas de 3, 4, 5, ... appareils d'appui moyennant l'artifice défini plus loin.

REMARQUE

Ces nombres pairs (6, 8, ...) d'appareils d'appui, lorsqu'ils sont nécessaires, correspondent à la disposition (conseillée) de deux appareils d'appui par voile d'appui (fût) (cf. schéma ci-après). La condition $a \leq e$ devrait traduire l'économie du volume de béton des fûts. Le cas $a = e$ peut être également rencontré dans les dalles (de couverture de tranchée, notamment) s'appuyant sur sommier en tête des colonnes *.



ARTIFICE

Compte-tenu de la condition $a \leq e$ indiquée plus haut, chaque "doublet" d'appareils d'appui d'un même fût peut être assimilé - du point de vue de répartition des réactions d'appui entre doublets - à un appareil d'appui fictif. On est ainsi ramené aux cas de 3, 4, 5... d'appareils d'appui (fictifs) précédents selon que la ligne d'appui comporte 6, 8, 10... appareils d'appui (réels) en prenant :

$$c' = c + \frac{a}{2}, \quad a' = a + e = e'$$

La réaction individuelle d'un appareil d'appui (réel) d'un doublet central (respectivement de rive) peut être supposée égale à 0,5 (respectivement $0,5 \cdot (1 + |u|)$) fois la réaction de ce doublet, u étant défini au § 5.3 **.

* Naturellement la base des colonnes devrait être raidie lorsqu'il existe un risque de choc de véhicules lourds.

** $u = 2\mu s(\alpha) + t(\alpha)$ avec ici $\alpha = \frac{a}{e+2(a+c)}$ et $\mu = \frac{e}{e+2(a+c)}$

6 - Ferrailage des chevêtres incorporés

6.1. Estimation des moments

6.1.1. Moments globaux du chevetre

Sous l'influence des charges de type 1 et 2 définies au §4, les moments globaux du chevetre incorporé d'une ligne d'appui intermédiaire sont proches de ceux d'une poutre continue sur appuis simples constitués par les appareils d'appui de cette ligne d'appui. Ces moments peuvent être à titre indicatif calculés par une méthode simplifiée de poutres continues.

Désignons dans ce qui suit par :

M_e^- : valeur absolue du moment négatif des consoles de portée c ,

M_e^- : (resp. M_e^+) : valeur absolue du moment négatif (resp. positif) de la partie de chevetre comprise entre les appareils d'appui latéraux.

On peut supposer que :

- la réaction due aux charges de type 1 est répartie sur toute la longueur du chevetre ;
- la réaction due aux charges de type 2 peut avoir par contre une longueur de chargement variable de façon à engendrer pour les moments M_c^- , M_e^+ et M_e^- l'effet le plus défavorable.

6.1.2. Moments locaux par mètre de largeur droite du chevetre.

Les moments locaux extrêmes sur la ligne d'appui intermédiaire ont pour valeur absolue :

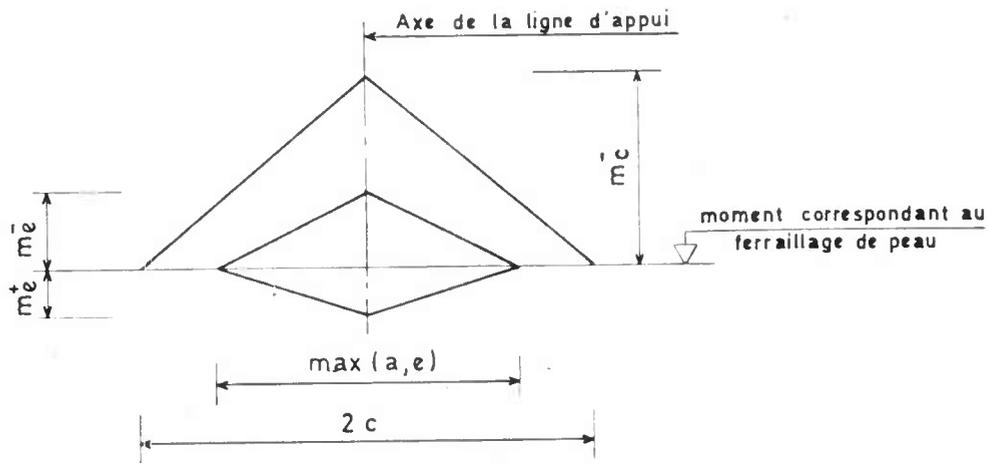
$$m_c^- = \frac{M_c^-}{1,5 \cdot c} \quad \text{au droit d'un appareil d'appui de rive,} \quad (9)$$

$$m_e^- = 1,5 \frac{M_e^-}{e} \quad \text{au droit d'un appareil d'appui central,} \quad (10)$$

$$m_e^+ = 1,5 \frac{M_e^+}{e} \quad \text{entre deux appareils d'appui centraux.} \quad (11)$$

6.1.3. Répartition des moments locaux.

En première approximation, la répartition des moments locaux définis ci-dessus peut être supposée linéaire selon le schéma ci-après :



(sur le schéma ci-dessus, il est supposé $2c > \max(a; e)$).

6.2. Ferrailage

Les sections d'armatures du chevêtre incorporé sont à évaluer conformément aux règles BAEL. En ce qui concerne l'influence de la précontrainte, seule la précontrainte transversale est à considérer.

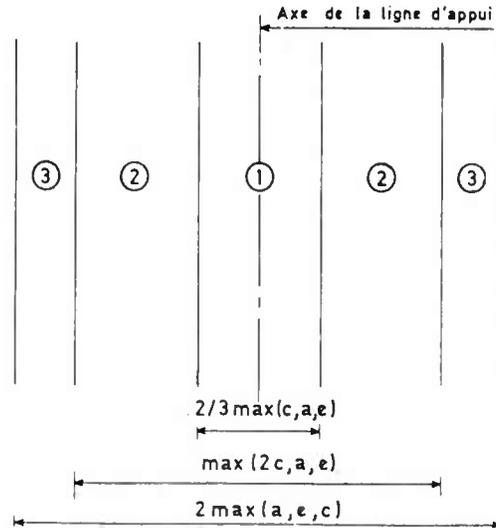
Pour le bon comportement homogène de la dalle, il est conseillé d'adopter pour chaque face d'un chevêtre incorporé le même ferrailage filant sur toute sa longueur. De plus, par rapport au ferrailage filant (conseillé) un ferrailage comportant des "arrêts de barres" apporterait une économie en aciers très faible, compte tenu du caractère local de ces ferrailages par rapport au ferrailage de l'ensemble de la dalle.

A titre d'indication, on pourrait, dans un but de simplification et d'uniformisation, répartir le ferrailage du chevêtre de la façon suivante:

6.2.1. Face supérieure de la dalle (voir schéma ci-après)

- Sur la bande centrale, (1), de largeur droite égale à :
 $2/3 \max(c; a; e)$
axée sur la ligne d'appui, on mettra le ferrailage correspondant au moment unitaire au moins égal à $\max(m_c^-; m_e^-)$;
- Sur le reste, (2), de la zone de largeur droite égale à :
 $\max(2c; a; e)$
on mettra le ferrailage correspondant au moment au moins égal à $\max(2/3 m_c^-; 1/2 m_e^-)$;
- Sur les "bandes extensions", (3), on mettra le ferrailage dont la section d'aciers est l'enveloppe de la section en travée et de celle correspondant à un moment au moins égal à $1/3 m_e^-$.

On peut résumer le ferrailage de la face supérieure sur le schéma ci-après :



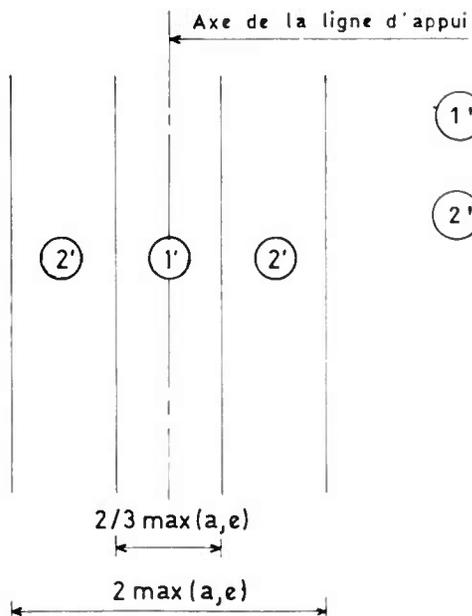
avec :

- ① : ω_1 pour $\max(m_c^-; m_e^-)$ au moins ;
- ② : ω_2 pour $\max(\frac{2}{3}.m_c^-; \frac{1}{2}.m_e^-)$ au moins ;
- ③ : $\omega_3 \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \text{ferrailage courant en travée,} \\ \text{ferrailage pour } \frac{1}{3}.m_e^- \text{ au moins} \end{array} \right.$

6.2.2. Face inférieure de la dalle (voir schéma ci-après)

- Sur la largeur, ①, égale à $\frac{2}{3}.\max(a; e)$ axée sur la ligne d'appui, on mettra le ferrailage correspondant au moment au moins égal à m_e^+ ;

- Sur le reste, ②, de la largeur égale à $2.\max(a; e)$, on mettra le ferrailage dont la section d'aciers est l'enveloppe de la section en travée et de celle correspondant au moment au moins égal à $\frac{1}{3}.m_e^+$.



- ①' : ω'_1 pour m_e^+ au moins ;
- ②' : $\omega'_2 \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \text{ferrailage courant en travée,} \\ \text{ferrailage pour } \frac{m_e^+}{3} \text{ au moins} \end{array} \right.$

7 - Renforcements locaux du ferrailage longitudinal de part et d'autre des lignes d'appui intermédiaires

7.1. Estimation des moments.

Les moments de flexion longitudinale sur ces lignes d'appui et par conséquent le câblage longitudinal fournis par le programme automatique, correspondent à des lignes d'appui continues (appuis dits "couteau"). Dans le cas d'une ligne d'appui intermédiaire comportant des appareils d'appui très espacés, la répartition transversale du moment de flexion longitudinale au droit de cette ligne d'appui n'est pas uniforme et donne lieu à des "pointes" de moments soit au droit d'un appareil d'appui (moment négatif) soit entre deux appareils d'appui (moment positif).

Si M est la valeur absolue du moment négatif sur un appui intermédiaire, la variation en valeur absolue ΔM_- (resp. ΔM_+) au droit d'un appareil d'appui (resp. entre deux appareils d'appui) lorsqu'ils sont très espacés de cet appui peut être estimée par les règles simples ci-après valables pour les charges permanentes et les charges d'exploitation *.

- cas d'une ligne d'appui comportant 2 appareils d'appui :

$$\frac{\Delta M_-}{M} = 0,25 \eta \quad (12)$$

$$\frac{\Delta M_+}{M} = 0,5 \eta \quad (13), \text{ où } \eta = B/L$$

- cas d'une ligne d'appui comportant 3 appareils d'appui :

$$\frac{\Delta M_-}{M} = \begin{cases} 2\eta \max \left[\left(\lambda + \frac{\alpha}{2} - 0,25 \right); 0 \right] & \text{pour un appareil d'appui de rive} \\ 2\eta \max \left[\left(\alpha - 0,25 \right); 0 \right] & \text{pour un appareil d'appui central} \end{cases} \quad (14)$$

$$\frac{\Delta M_+}{M} = 4\eta \max \left[\left(\alpha - 0,25 \right); 0 \right] \quad (15)$$

où $\eta = B/L$

- cas d'une ligne d'appui comportant 4 appareils d'appui et plus :

la variation ΔM_- de moment au droit d'un appareil d'appui de rive peut être estimée de la même façon que dans le cas de 3 appareils d'appui ; la variation ΔM_- au droit d'un appareil d'appui central de même que la variation ΔM_+ peut être négligée lorsque e est voisin de a , par contre lorsque e est très différent de a (c'est-à-dire $e \geq 2a$), ΔM_+ peut être estimé à partir des règles ci-dessus (cas de 2 ou 3 appareils d'appui) moyennant l'artifice indiqué au § 5.4.

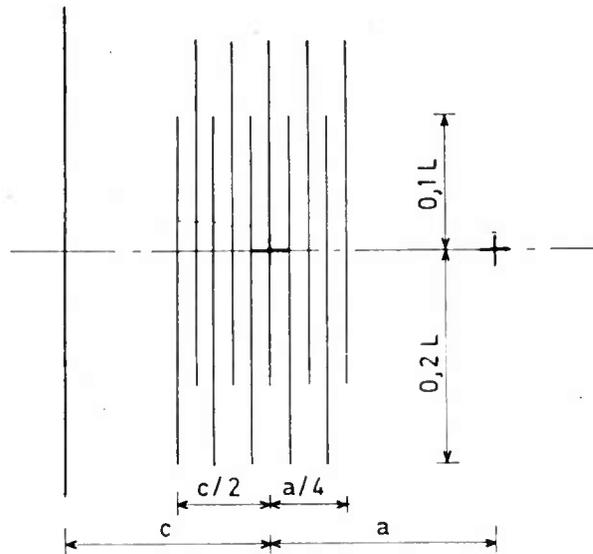
* La répartition transversale des moments (isostatiques et hyperstatiques) de la précontrainte est, sauf pour les ouvrages de biais prononcés, voisine d'une répartition uniforme, de sorte que pour la précontrainte les variations ΔM_+ et ΔM_- sont nulles.

7.2. Ferrailage de renforcement

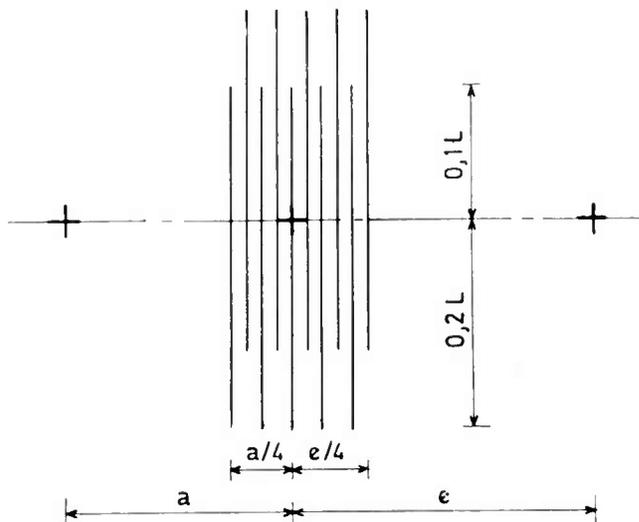
Les sections d'armatures de renforcements locaux du ferrailage longitudinal sont à évaluer conformément aux règles BAEL.

Les aciers longitudinaux de renforcements locaux s'il en existe ont une longueur pratiquement de l'ordre de $0,3 L$ et sont à mettre en tête-bêche sur une longueur de $\pm 0,2 L$ de part et d'autre de la ligne d'appui. Dans le sens transversal, la répartition de ces aciers devra être conforme aux croquis ci-après :

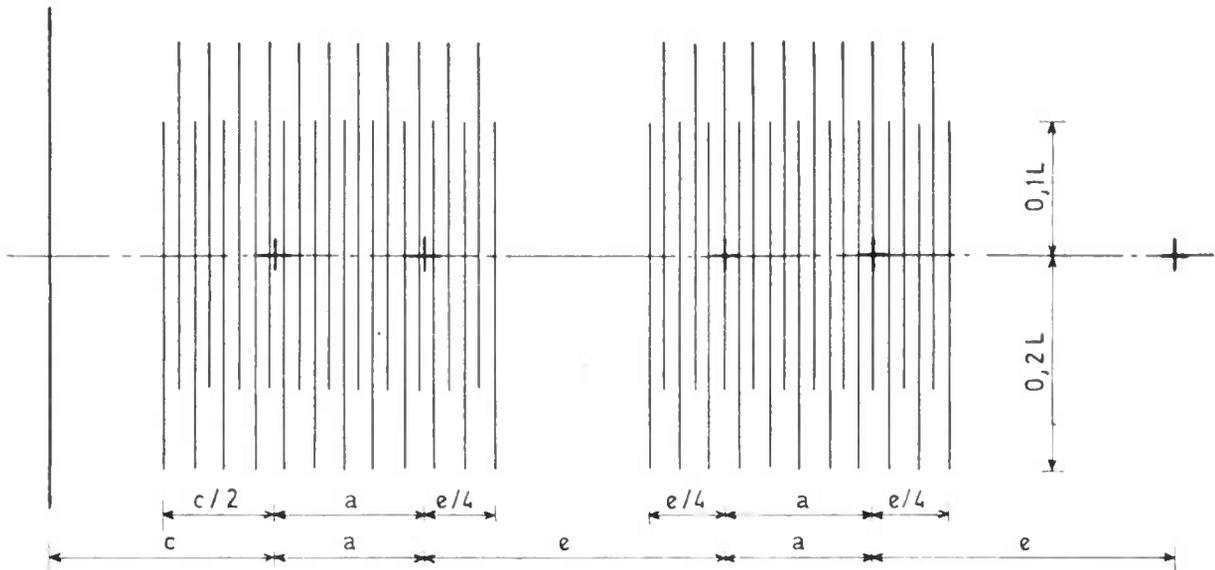
- face supérieure de la dalle au droit d'un appareil d'appui de rive :



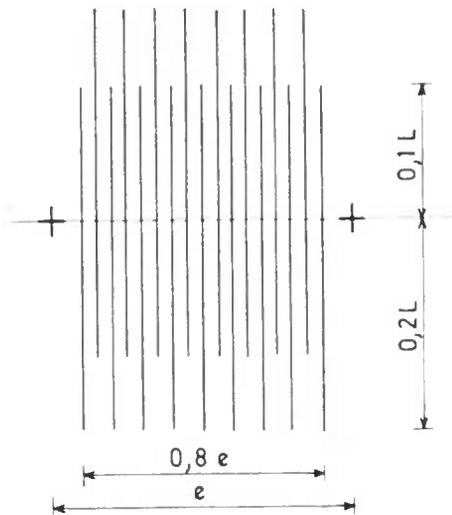
- face supérieure de la dalle au droit d'un appareil d'appui central :



- face supérieure de la dalle au droit d'un doublet ($e \geq 2a$ environ)
ron)



- face inférieure de la dalle entre deux appareils d'appui



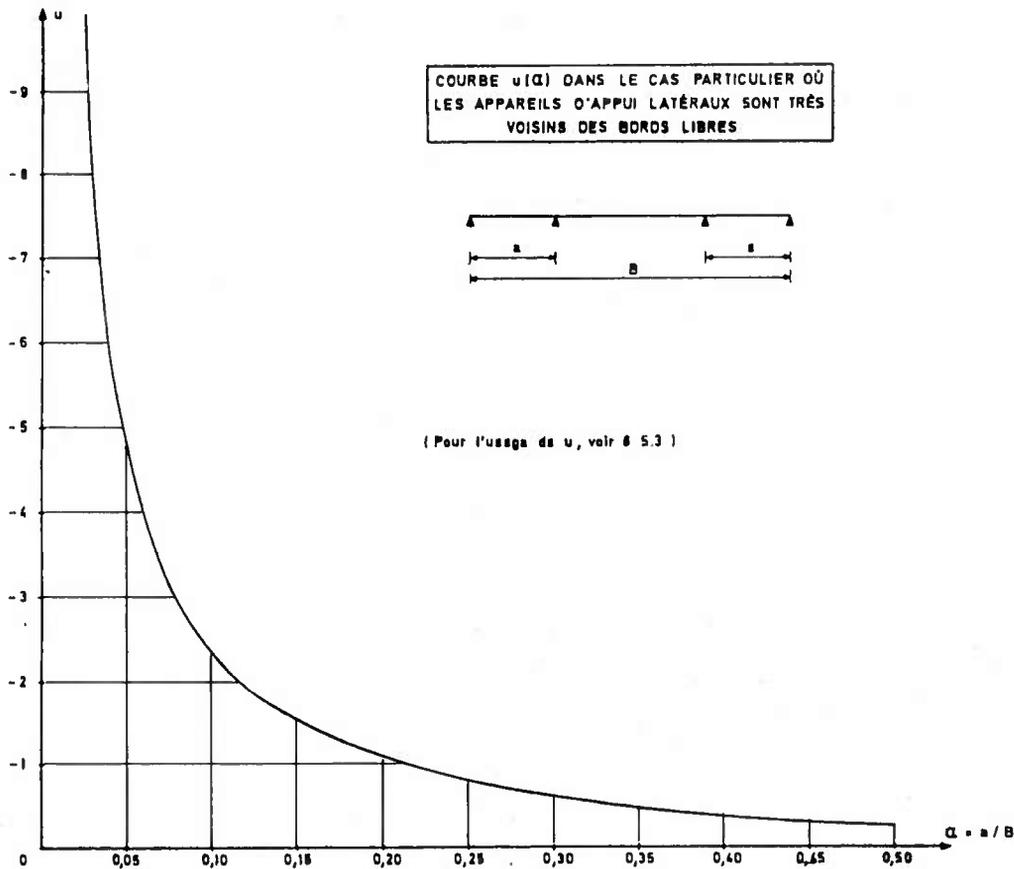
8 - Remarques sur la validité des règles proposées

Les règles approchées ci-dessus pour le calcul des chevêtres incorporés des ponts dalles lorsque les appuis ne sont pas régulièrement espacés ont été établies en utilisant des résultats issus :

- de "Plaques biaises à travées solidaires" de SCHLEICHER et WEGENER,
- de "Rectangular bridge slabs supported on column - Tables" de L. HALLBJORN,
- des calculs effectués par le programme M.R.B. du S.E.T.R.A.

En particulier, les expressions proposées de $s(\alpha)$ et $u(\alpha)$ (cf. §5.3) résultent des calculs M.R.B. et permettent le calcul approché de la répartition des réactions d'appui entre appareils d'appui des lignes d'appui comportant 4 appareils d'appui dans le cas usuel où les appareils d'appui latéraux ne sont pas très voisins des bords libres. Dans le cas contraire où ces appareils latéraux sont très voisins des bords libres (c'est-à-dire lorsque $\lambda = c/B \leq 0,05$ environ), $u(\alpha)$ doit être déterminé par la courbe ci-après, ou par la formule d'interpolation suivante :

$$u(\alpha) = \frac{\alpha - 0,9}{3,15\alpha + 0,018} \quad (17)$$



Page laissée blanche intentionnellement

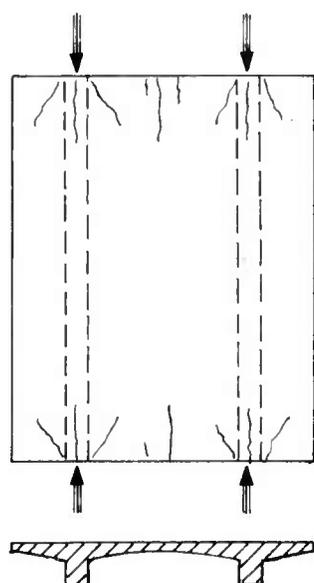
ANNEXE 5

NOTE SUR LE FERRAILLAGE DES ZONES D'ABOUT DES PONTS-DALLES

Les armatures de couture des zones d'about de tabliera-dalles comme celles des poutres sont indispensables pour reprendre les efforts de diffusion de la précontrainte d'une part et pour assurer l'équilibre de la bielle d'about et du coin inférieur d'autre part.

Le calcul de ces armatures est exposé de façon très détaillée dans l'annexe 4 des règles BPEL, dont l'application ne doit pas poser à notre avis de problèmes particuliers.

Cependant, les désordres constatés en ces zones dans certains ponts-dalles nervurés (à une ou à plusieurs nervures) méritent qu'on s'y attarde. Ces désordres qui sont souvent des fissures traversantes et d'ouverture importante sont liés à une insuffisance des aciers assurant l'équilibre de la diffusion de la précontrainte, notamment dans le plan horizontal de diffusion. Cette fissuration est schématisée par la figure 1, dans le cas d'un ouvrage à double nervure.



Vue en plan

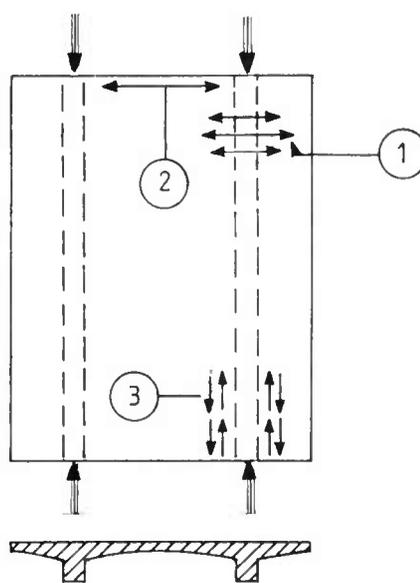


Figure 2

Figure 1

Elle consiste essentiellement en :

- une fissuration longitudinale des nervures due à une insuffisance d'armatures de frettage de peau et d'éclatement (dans les zones de première régularisation) ;
- une fissuration longitudinale du hourdis intermédiaire due à un manque d'armatures transversales de celui-ci près des abouts. La présence éventuelle des entretoises d'about et de leur ferrailage est cependant de nature à résorber ou tout au moins limiter cette fissuration ;
- une fissuration du hourdis issue de sa jonction avec les nervures et due à un manque d'armatures de couture des cisaillements dans ces jonctions.

Dans les dalles pleines rectangulaires, ces fissurations sont moins fréquentes bien qu'elles ne soient pas totalement absentes, leur ouverture est en tout cas beaucoup plus réduite et limitée par le ferrailage des chevêtres incorporés.

La figure 2 représente les efforts dans le tablier dans un plan horizontal de diffusion de la précontrainte, à savoir :

- 1) Efforts d'éclatement.
- 2) Efforts de traction (tirant) dans la zone du hourdis intermédiaire non arrosée par la précontrainte.
- 3) Efforts de cisaillement le long des jonctions hourdis-nervure.

Ces efforts de même que leur ferrailage et leur cumul sont à déterminer conformément à l'annexe 4 des règles BPEL. Bien entendu ces aciers sont perpendiculaires à l'axe longitudinal du tablier et horizontaux si l'on considère le plan de diffusion horizontal. Ils doivent comporter une longueur d'ancrage suffisante. D'un point de vue pratique, il est conseillé de faire régner les aciers de couture de type 1, 2 et 3 sur toute la largeur du hourdis.

ANNEXE 6

APPLICATION DE LA METHODE DE GUYON-MASSONNET-BARES AU CALCUL DES EFFORTS DES PONTS-DALLES PSI-DA - PSI-DP

1 - Principe du calcul

Les efforts dans les ponts-dalles de bisis et de courbure modérés peuvent être calculés par la méthode de Guyon-Massonnet-Bares (G-M-B). Plus précisément :

- Dans le sens longitudinal, les efforts sont ceux obtenus par la théorie des poutres et corrigés, pour effet de dalle, par le coefficient K de répartition transversale de la méthode G-M-B.
- Dans le sens transversal, les moments sont obtenus à partir du coefficient d'influence μ analytiquement pour une charge sinusoïdale suivant le sens longitudinal de la travée. On se ramène ensuite au cas de charges quelconques par un développement en série de Fourier de ces charges.

2 - Coefficients correctifs de répartition transverse

Le moment fléchissant sous un cas de charge déterminé est calculé pour la largeur totale de la dalle ; en fait, compte tenu de la répartition transversale de la charge, toutes les fibres de la section ne sont pas également sollicitées, on calcule donc comme exposé ci-dessous un coefficient correctif de la forme $1 + \epsilon$ par lequel il faut multiplier l'effort longitudinal que l'on obtiendrait en supposant la charge uniformément répartie sur toute la largeur de la dalle, pour tenir compte de la répartition transversale de la charge.

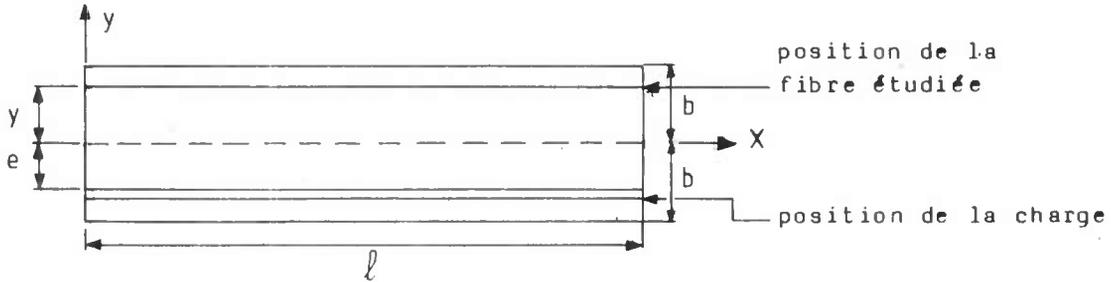
Les formules de GUYON-MASSONNET-BARÈS donnent les lignes d'influence du coefficient de répartition transversale sur la largeur utile pour une fibre donnée. Les charges d'exploitation sont déplacées sur le profil en travers au pas de 12,5 cm sur les zones qui leur sont permises (voir 2.3 - Position des charges). On retient pour une travée et pour chaque type de charge le coefficient relatif à la fibre la plus sollicitée ; il est applicable à l'ensemble de la section droite.

2.1. Cas d'une travée indépendante droite

Pour une dalle pleine rectangulaire, le paramètre d'entretoisement est défini par :

$$\theta = \frac{b}{l} \quad \left\{ \begin{array}{l} b = \text{demi-largeur} \\ l = \text{portée} \end{array} \right.$$

Le paramètre de torsion pour une dalle isotrope vaut $\alpha = 1$



Sous l'action d'une charge P d'excentricité e (Cf. figure), le moment longitudinal $M_x(y)$, dans une section d'abscisse x et d'ordonnée y, vaut :

$$M_x(y) = P \cdot K(y) \cdot M_{xm},$$

expression dans laquelle M_{xm} désigne le moment longitudinal, dans la même section et sous le même cas de charge, calculé dans l'hypothèse où la charge est uniformément répartie dans le sens transversal (selon y).

Remarques :

- 1 - M_{xm} dépend de x mais pas de y, et est évalué par la théorie des poutres.
- 2 - $M_x(y)$ dépend de x et y.
- 3 - $K(y) = K$ ne dépend pas de x

En posant :

$$\psi = \frac{\pi e}{b}, \quad \beta = \frac{\pi y}{b}, \quad \sigma = \theta \pi \quad \text{et} \quad X = \pi - |(\beta - \psi)|$$

où :

e : excentricité de la fibre chargée (distance à l'axe longitudinal)

y : excentricité de la fibre étudiée (distance à l'axe longitudinal)

K a pour expression :

$$K = \frac{\sigma}{2 \cdot \text{sh}^2 \sigma} (\sigma \text{ch} \sigma + \text{sh} \sigma) \text{ch} \theta X - \theta X \text{sh} \sigma \text{sh} \theta X + \frac{P_B \cdot P \psi}{3 \text{sh} \sigma \text{ch} \sigma - \sigma} + \frac{Q_B \cdot Q \psi}{3 \text{sh} \sigma \text{ch} \sigma + \sigma}$$

où :

$$P_u = (\sigma \cdot \text{ch } \sigma - \text{sh } \sigma) \cdot \text{ch } \theta u - \theta u \cdot \text{sh } \sigma \cdot \text{sh } \theta u$$

$$Q_u = (2 \cdot \text{sh } \sigma + \sigma \text{ch } \sigma) \cdot \text{sh } \theta u - \theta u \cdot \text{sh } \sigma \cdot \text{ch } \theta u$$

(u pouvant prendre la valeur θ ou ψ)

2.2. Cas des travées continues bisises

De façon à se ramener au cas d'une travée unique, on définit :

$2b$ = largeur droite équivalente, c'est-à-dire la largeur donnant, avec la même hauteur, l'équivalence en inertie à la section réelle.

λ = portée biaise équivalente, compte tenu de la continuité, c'est-à-dire la portée (fictive) présentant la même flèche que la travée réelle de portée sous l'action d'une charge uniforme couvrant toute la travée. Pour une travée i , λ_i est obtenu par :

$$\lambda_i = l_i \left(1 - 4.8 \frac{M_{i,i} + M_{i,i+1}}{l_i^2} \right)^{\frac{1}{4}},$$

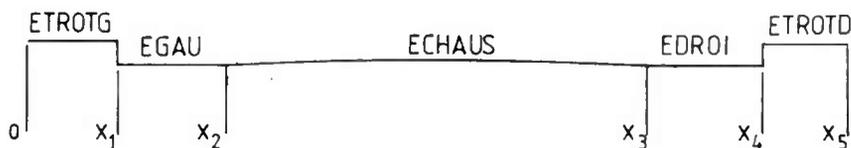
$M_{i,j}$ étant la valeur absolue de l'aire de la ligne d'influence du moment fléchissant sur l'appui j en travée i

On se ramène au cas d'une travée unique au moyen du paramètre d'entretoisement :

$$\theta = \frac{b}{\lambda}$$

2.3. Position transversale des charges d'exploitation

La figure ci-après représente le profil transversal.



La partie x_1 x_4 représente la largeur roulable (cf. fasc. 61, II, Art.2). La largeur chargeable, partie x_2 x_3 , se déduit de la largeur roulable :

- en enlevant une bande de 0.50 m de large (représentée sur le schéma ci-dessus par la partie x_1 x_2 ou x_3 x_4) de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il en existe ;

- en conservant cette même largeur roulable, dans le cas contraire.

Dans la recherche de l'enveloppe de K et donc de $M_x(y)$ (cf. notations et définitions précédentes), on positionne transversalement :

- 1 - la charge A(1) entre X_2 et X_3
- 2 - la charge B_c entre $X_2 + 0.25$ et $X_3 - 0.25$
- 3 - la charge B_t entre $X_2 + 0.50$ et $X_3 - 0.50$
- 4 - un véhicule à chenille
 - . entre $X_2 + \infty$ et $X_3 - \infty$ si $X_3 - X_2 \geq 6$
 - . centré sur l'axe de la chaussée si $X_3 - X_2 < 6$(∞ désignant la largeur d'une chenille)

3 - Flexion transversale

3.1. Notations

En plus de λ et $2b$ qui sont déjà définis, on désigne par :

ψ_i = biais mécanique de la travée considérée, c'est-à-dire l'angle que forme avec la direction perpendiculaire aux bords libres, celle des plus grands moments en travée. Cet angle est lié à l'angle de biais géométrique φ_i par la relation approchée suivante :

$$\psi_i = \varphi_i \quad \text{si } \eta_i \geq 2$$

$$\psi_i = \varphi_i + (100 - \varphi_i) (1 - 0.5 \eta_i)^2 \quad \text{si } \eta_i < 2$$

expressions dans lesquelles φ et ψ sont exprimés en grades et η désigne le rapport largeur équivalente/portée droite.

P = Poids de la charge, soit :

- $\lambda_i \cdot G$ pour la charge permanente totale, de densité G par mètre longitudinal.
- $\lambda_i \cdot v \cdot A(l)$ pour la charge A placée sur une voie de largeur v.
- 12 t pour les camions B_c (1 file de roues des essieux arrières des camions).
- 27t ou 55t pour le char (une chenille).

$2c$ = longueur d'étalement longitudinal des charges.

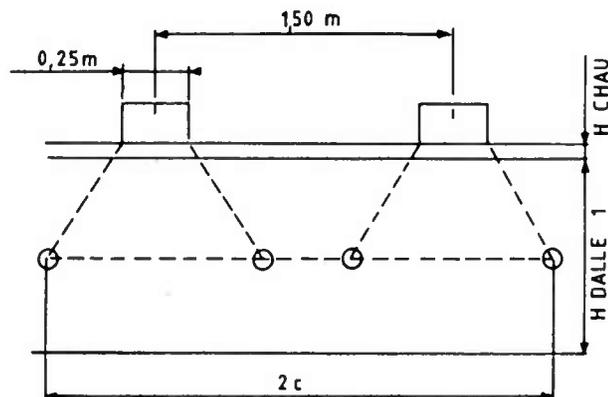
- Pour la charge permanente et pour la charge A, $2c$ est pris égal à λ .
- Pour la charge B_c , on se limite longitudinalement à deux essieux lourds par file de camions. Pour une file de roues cette disposition revient à considérer une charge de 12 t, centrée

sur la section étudiée et étalée sur une longueur égale à $2c$ avec :

$$2c = 1,75 + 2.HCHAU + HOALLE1$$

HCHAU = épaisseur de la chaussée

HDALLE1 = épaisseur de la dalle



- Pour le tandem B_t , l'entraxe des deux essieux est de 1,35 m et l'impact d'une roue de 0,50 m, ce qui donne :

$$2c = 1,6 + 2.HCHAU + HDALLE1$$

- Pour un convoi militaire, la chenille de longueur L centrée sur la section étudiée sera étalée sur une longueur :

$$2c = L + 2.HCHAU + HDALLE1$$

x = abscisse longitudinale de la section étudiée

y = abscisse transversale de la fibre étudiée par rapport à l'axe mécanique

d = abscisse longitudinale du centre de la charge

e = abscisse transversale de la charge par rapport à l'axe mécanique

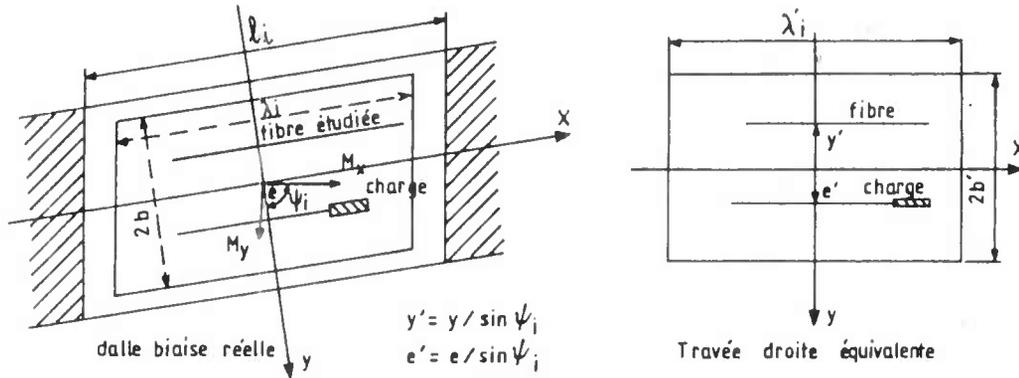
m = numéro de l'harmonique.

3.2. Méthode de calcul

3.2.1. Platelage équivalent

La méthode de calcul employée suppose que la dalle est rectangulaire. Pour utiliser la méthode dans le cas général d'une dalle présentant un biais mécanique, les calculs de la ligne d'influence du coefficient de flexion transversale sont effectués pour une "travée droite équivalente" de largeur $2b' = 2b/\sin \psi_i$ et de longueur $\lambda'_i = \lambda_i \sin \psi_i$.

Il s'agit ici d'une équivalence de forme en plan sans rapport avec l'équivalence habituelle consistant à remplacer une section avec encorbellements par une section rectangulaire.



Le paramètre d'entretoisement de la travée droite équivalente a pour valeur :

$$\theta = \frac{b}{\lambda_i \sin^2 \psi_i}$$

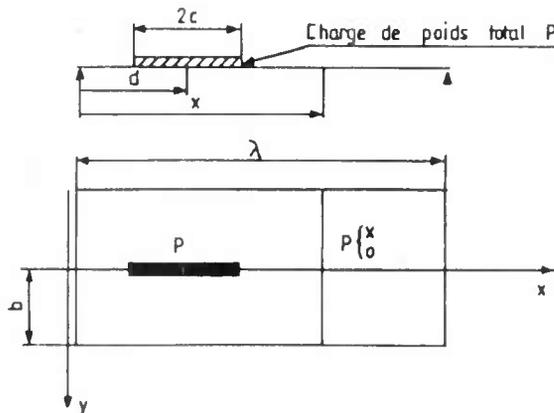
Le centre de la travée droite équivalente correspond au centre mécanique de la travée, soit $0,4 l_1$ ou $0,6 l_n$ pour les travées de rive 1 et n, et $0,5 l_i$ pour les travées intermédiaires.

3.2.2. Calcul de $M_y(x, y, d)$

3.2.2.1. Expression générale

La décomposition en série de Fourier, sur un intervalle de longueur λ , d'une charge P d'étalement $2c$ centrée sur la section d , est donnée par la formule suivante :

$$g(x) = \sum_m P \cdot \frac{2}{m\pi c} \cdot \sin \frac{m\pi c}{\lambda} \cdot \sin \frac{m\pi d}{\lambda} \cdot \sin \frac{m\pi x}{\lambda}$$



Lorsqu'on étudie la section à mi-portée de la travée pour laquelle $x = \lambda/2$, le terme $\sin(m\pi x/\lambda)$ vaut 1 pour les valeurs impaires de m et 0 dans le cas contraire, de sorte qu'on n'étudie que les harmoniques de rang impair de $g(x)$. Les programmes PSIDA et PSIDP ne considèrent, en particulier, que les trois premières harmoniques 1, 3, 5.

Pour une charge P infiniment étroite, d'étalement 2c, d'abscisse transversale e, d'abscisse longitudinale d, le moment transversal $M_y(x,y,d)$ dans une section d'abscisse longitudinale x située sur la fibre y, est donnée par la formule générale suivante :

$$M_y(x,y,d) = \sum_m P \times \frac{2b}{\pi c \cdot \sin \psi_i} \cdot \frac{1}{m} \cdot \sin \frac{m\pi d}{\lambda_i} \cdot \sin \frac{m\pi c}{\lambda_i} \cdot \sin \frac{m\pi x}{\lambda_i} \cdot \mu_m(y,e)$$

Cette formule prend une forme plus condensée si l'on pose :

$$A_1 = \frac{2b}{\sin \psi_i} \quad \text{largeur biaise de la dalle rectangulaire équivalente.}$$

$$A_2 = \frac{2b}{\lambda_i \cdot \sin \psi_i}$$

$$B_m = \frac{\sin \frac{m\pi c}{\lambda_i}}{\frac{m\pi c}{\lambda_i}} \quad \text{terme multiplicateur relatif à l'étalement longitudinal de la charge.}$$

$$C_m = \sin \frac{m\pi d}{\lambda_i} \sin \frac{m\pi x}{\lambda_i} \quad \text{terme multiplicateur relatif à la position longitudinale du centre de l'étalement de la charge et à la position longitudinale de la section étudiée.}$$

D_m est déduit de la ligne d'influence du coefficient de flexion transversale $\mu_m(y,e)$. L'expression de D_m dépend du cas de charge considéré (voir plus loin).

En effet, dans le cas d'une charge répartie $p(y)$, constante dans le sens longitudinal et variable dans le sens transversal, M_y s'écrit :

$$M_y = p(y) \cdot A_1 \cdot \sum_m B_m \cdot C_m \cdot D_m$$

Dans le cas d'une charge roulante du système B ou le char :

$$M_y = \delta \cdot P \cdot A_2 \cdot \sum_m B_m \cdot C_m \cdot D_m$$

avec :

P = poids d'une file de roues ou poids d'une chenille
 δ = coefficient de majoration dynamique.

3.2.2.2. Note sur le calcul du terme D_m

Comme il est déjà dit, D_m s'évalue à partir de la ligne d'influence μ_m . Avec les notations :

$$\psi = \frac{\pi e}{b} ; \quad \beta = \frac{\pi y}{b} ; \quad \sigma = \pi \theta ; \quad X = \pi - |(\beta - \psi)| ; \quad \theta = \frac{mb}{\lambda_i \cdot \sin^2 \psi_i}$$

v : coefficient de Poisson,

μ_m s'exprime par :

$$\mu_m = \frac{-1}{4\sigma \cdot \text{sh}^2\sigma} \left[\frac{[(1-\nu) \cdot \sigma \cdot \text{ch}\sigma - (3+\nu) \cdot \text{sh}\sigma] \cdot \text{ch}(\theta\beta) - (1-\nu) \cdot \theta\beta \cdot \text{sh}\sigma \cdot \text{sh}(\theta\beta)}{(3+\nu) \cdot \text{sh}\sigma - (1-\nu) \cdot \sigma} \right. \\ \left. + \frac{[(1-\nu) \cdot \sigma \cdot \text{ch}\sigma - (1+\nu) \cdot \text{sh}\sigma] \cdot \text{ch}(\theta\psi) - (1-\nu) \cdot \theta\psi \cdot \text{sh}\sigma \cdot \text{sh}(\theta\psi)}{(3+\nu) \cdot \text{sh}\sigma \cdot \text{ch}\sigma + (1-\nu) \cdot \sigma} \right. \\ \left. + \frac{(1-\nu)^2 \cdot [\sigma \cdot \text{ch}\sigma \cdot \text{sh}(\theta\beta) - \theta\beta \cdot \text{sh}\sigma \cdot \text{ch}(\theta\beta)] \cdot [(\sigma \cdot \text{ch}\sigma + 2\text{sh}\sigma) \cdot \text{sh}(\theta\psi) - \theta\psi \cdot \text{sh}\sigma \cdot \text{ch}(\theta\psi)]}{(3+\nu) \cdot \text{sh}\sigma \cdot \text{ch}\sigma + (1-\nu) \cdot \sigma} \right. \\ \left. + [(1-\nu) \cdot \sigma \cdot \text{ch}\sigma \cdot \text{ch}(\theta\chi) - (1+\nu) \cdot \text{sh}\sigma \cdot \text{ch}(\theta\chi) - (1-\nu) \cdot \theta\chi \cdot \text{sh}\sigma \cdot \text{sh}(\theta\chi)] \right]$$

On calcule μ_m pour les 3 harmoniques 1, 3 et 5.

Le pas d'étude de cette ligne d'influence est mesuré perpendiculairement à l'axe de l'ouvrage et est fonction de la largeur totale de la voie portée (ETRDG + EGAU + ECHAUS + ETROTD) :

- Pas = 0.125 m pour les dalles de moins de 15 m de largeur
- Pas = 0.25 m pour les dalles de 15 à 30 m
- Pas = 0.50 m pour les dalles de largeur supérieure à 30 m

Seule la tabulation de la ligne d'influence de μ_m est donnée dans la note de calcul. Les valeurs de D_m , explicitées ci-après, a'en déduisent aisément.

a - Calcul de D_m pour la charge permanente

Le calcul de D_m pour la charge permanente est effectué en supposant la charge permanente uniformément répartie dans le sens transversal :

- d'une part, sur la largeur de la dalle rectangulaire équivalente, pour le moment maximum, soit :

$$p(y) = \frac{G_1}{\text{EDALLE}}$$

- d'autre part, sur la largeur d'extrados de la dalle, pour le moment minimum, soit :

$$p(y) = \frac{G_2}{\text{ETROTD} + \text{EGAU} + \text{ECHAUS} + \text{EDROI} + \text{ETROTD}}$$

expressions dans lesquelles G_1 (resp. G_2) est la valeur caractéristique maximale (resp. minimale) de la charge permanente.

Pour le moment maximum, D_m est donc égal à l'aire de la ligne d'influence de μ_m sur la largeur de la dalle rectangulaire équivalente.

De même, pour le moment minimum, D_m est donc égal à l'aire de la ligne d'influence de μ_m sur la largeur d'extrados de la dalle.

La valeur exacte de D_m pour la charge permanente est donnée par la formule :

$$D_m = \frac{\int p(y) \mu(y) dy}{\int p(y) dy}$$

Les intégrales sont à calculer sur la largeur totale de la dalle en tenant compte de la répartition $p(y)$ de la charge dans le sens transversal.

L'utilisateur calculera ces valeurs exactes si les valeurs forfaitaires définies précédemment encadrent insuffisamment le moment transversal dû à la charge permanente ; ce sera le cas, par exemple, lorsque les valeurs précédentes sont éloignées l'une de l'autre ou lorsque les superstructures sont très excentrées.

b - Calcul de D_m pour la précontrainte.

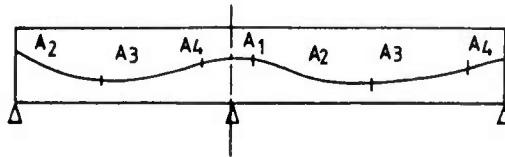
Le calcul de D_m pour la précontrainte est effectué en prenant sa poussée au vide égale à F/R qui est uniformément répartie sur la largeur de l'intrados (EDALLE 1).

- Pour le moment maximum on prend la précontrainte P_2 au temps infini.
- Pour le moment minimum on prend la précontrainte P_1 à la mise en service.

On admet que la charge répartie correspondante a une densité constante sur toute la travée i et a pour valeur :

$$p(y) = F(0,5.l_i).(A_2+A_3)/ \text{EDALLE1 en travée intermédiaire.}$$

$$p(y) = F(0,4.l_i).(A_2+A_3)/ \text{EDALLE1 en travée de rive.}$$



D_m est égal à l'aire de la ligne d'influence de μ_m sur la largeur EDALLE1 de l'intrados.

c - Calcul de D_m pour la charge A.

Le calcul relatif à la charge A est fait par voie de circulation. Le programme retient la combinaison la plus défavorable, compte tenu de l'excentrement des voies chargées d'une part et de la dégressivité transversale (coefficient a_1) d'autre part. La valeur de A en t/m^2 est fonction de la longueur l_i , de la classe du pont (coefficient a_2) et du coefficient a_1 sus-visé ; la largeur chargeable est seule chargée. Le calcul est effectué pour chaque harmonique ; D_m est alors l'aire de la ligne d'influence de μ_m sur la largeur de la voie chargée.

d - Calcul de D_m pour la charge de trottoirs.

Le calcul relatif à la charge de trottoir est effectué trottoir par trottoir. Pour tenir compte de l'effet des charges réglementaires locales de trottoir, la valeur de la charge est supposée égale à $3 \times \text{PSTROT}$. D_m est alors égal à l'aire de la ligne d'influence de μ_m sur la largeur du trottoir correspondant.

e - Calcul de D_m pour B_c

Transversalement, on considère les roues comme pontuelles. Les camions peuvent être placés sur la bande dérasée de gauche, la chaussée et la bande dérasée de droite.

Plusieurs positions successives de camions accolés transversalement sont envisagées, sur toute la largeur autorisée, et permettent de retenir:

- l'effet maximum, obtenu en plaçant des camions sur la partie positive de la ligne d'influence de $\sum_m B_m \cdot C_m \cdot \mu_m(y, e)$,
- l'effet minimum, obtenu en plaçant des camions en nombre variable sur les parties négatives (à gauche et à droite) de la ligne d'influence et en faisant la sommation des deux cas les plus défavorables à gauche et à droite.

La note de calcul indique les nombres de camions disposés transversalement donnant les moments transversaux maximum et minimum compte tenu de l'excentrement des camions et de la dégressivité transversale (coefficient b_c).

f - Calcul de D_m pour le char.

La valeur de D_m pour une chenille sera égale à la valeur moyenne de μ_m sur la largeur de celle-ci. Pour le char, cette valeur sera donc égale à la somme des valeurs de D_m pour ses deux chenilles.

Le calcul des moments extrêmes est identique à celui effectué pour les camions, à la différence que l'on ne peut placer qu'un seul char transversalement.

commande de calcul automatique

(A envoyer en deux exemplaires)

PROGRAMME UTILISE: _____

OUVRAGE

Identité de l'ouvrage: _____
Commune : _____ Département: _____
Voie portée : _____
Voie franchise: _____
Pièces jointes et remarques particulières: _____

ORGANISME DEMANDEUR

Raison sociale: _____
Adresse: _____
Commune: _____ Code postal : _____
Ingénieur responsable: _____ Téléphone(*): _____
Télex : _____

ENVOI

Organisme demandeur A tenir à disposition à l'accueil du SETRA
 Organisme désigné ci-dessous:
Raison sociale: _____
Adresse: _____
Commune: _____ Code postal : _____
A l'attention de: _____ Téléphone(*): _____
Nombre de photoréductions supplémentaires (**) demandé: _____

FACTURATION

Organisme demandeur Organisme destinataire
 Organisme désigné ci-dessous:
Raison sociale: _____
Adresse: _____
Commune: _____ Code postal : _____
A l'attention de: _____ Téléphone(*): _____

Commande adressée au

Fait à _____ le _____ 19 ____

SETRA

Département des Ouvrages d'Art

Ouvrages- types

46 avenue Aristide Briand

B.P. 100 - 92223 BAGNEUX (FRANCE)

(signature du demandeur)

Téléphone: 4 231 31 31

Télex : 260 76 3F

répétée en lettres majuscules pour lisibilité:

(*) Ne pas omettre l'indicatif complet

(**) Deux photoréductions au format 21 x 29,7 sont fournies avec la note de calcul originale; les exemplaires supplémentaires sont facturés en sus.

Cadre réservé au SETRA | Niveau de prestation: _____

Page laissée blanche intentionnellement

**PSI DP
EL**

Ponts-dalles en béton précontraint à inertie constante

N° DATE NIV TEL

A - DONNÉES GÉNÉRALES

CODE CLIENT

réserve →	P S I D P - E L																																															
A 1																																																
A 2																																																

	LIGNINF	EXCENTR	MOMENT	EFRAN	REAPPUI	MOTRAN	TASMENT	DIMAP	CABLAGE	FERTRAN	ETRIERS	POINCON	DEFORM	AVANT METRE	PP	DESSIN
A 3	1		1	1	1	1		1		1	1		1	1	1	
A 4	1	1	1			1			0							

	NT	BIAS	ABOUT	D1	D2	D3	D4	D5	D6	ND1	ND2	ND3	ND4	ND5	ND6
A 5	0,0			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

	NVOIE	E TROT G	E GAU	E SURCH	E DROL	E TROT D	H CHAU	SYMTAB	DISEXT	DISINT	NF	YY(2)	YY(3)	YY(4)	YY(5)
A 6	0			0			0,0	8,0	0,0	0	0,3				

	H DALLE 1	H DALLE 2	H DALLE 3	E DALLE 1	E DALLE 2	E DALLE 3	S	V	V'
A 7				0					

← CHARGES PERMANENTES				← CHARGES D'EXPLOITATION				← GRADIENT Δθ									
STATUT	MASVOL	OSSAM	OSSAm	OSUPTM	OSUPTm	A	B	C	E	PSTROT	Δθ	ψ ₀	KA	KBC	KBT	KCM	KTR
A 8			0,1	0,2	0,0	9,8	0			0							

GENRE	BP	ψ ₁	POISSON	f _{CJ}	f _{C20}	f _{e1}	f _{e2}	σ _a	σ _{ψ1}						
A 9	1	0	0	0,2	0,0	4,0	8,0	0,0	4,0	8,0	2,4	4,8	0,6	1,2	0

PROCEDE	UNITE	f _{prg}	f _{peg}	σ _{po}	E _p	N _{CAB}	SE _{CAB}	D _{GAINE}	COUVS	COUVI	DECALAGE	R _{MIN}
A 10									0	0	0	0

MODE	f	φ	RECLAN	E _{r10}	ρ ₁₀₀₀	μ _σ	K _{flage}	τ _(t)				
A 11	0,0	0	0,0	0	10 ⁻⁴	σ	0	0,2	0,0	0,0	15,8	8

Δσ	YOUNG	KTP	TP1	ΔT1	TP2	ΔT2	TP3	ΔT3	TP4	ΔT4	TP5	ΔT5	TP6	ΔT6	TP7	ΔT7
A 12																

	COMPREN V				COMPRES S				SYMAP	APPUI 1		APPUI 2		APPUI 3		APPUI 4		APPUI 5		APPUI 6		APPUI 7																																																				
	TYFAP	NAP	TYFAP	NAP	TYFAP	NAP	TYFAP	NAP		TYFAP	NAP																																																															
A 13	2	5	0	2	0	0	0	1	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0																																																			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74

Page laissée blanche intentionnellement

B - CHARGES D'EXPLOITATION GENERALISEES (CAS DE CHARGES NON CONFORMES AU FASCICULE 61 - TITRE II)

B 1	W _{CA}	NES	TYPES	ES AM	ES AR	LONG ENC	LARG ENC	LARG ES	DYNA	DYNAM	CDTB(1)	CDTB(2)	CDTB(3)	CDTB(4)	CDTB(5)	CDTB(6)	Seulement si chiffre des contraintes de B=1		
B 2	ABESS 1	POESS 1	ABESS 2	POESS 2	ABESS 3	POESS 3	ABESS 4	POESS 4	ABESS 5	POESS 5	ABESS 6	POESS 6							
B 3	PAS	A(1) t/m ²	A(1)	A(2) t/m ²	A(2)	A(3) t/m ²	A(3)	A(4) t/m ²	A(4)	L VOIE	CDTA(1)	CDTA(2)	CDTA(3)	CDTA(4)	CDTA(5)	CDTA(6)	Seulement si chiffre des contraintes de A=1		
B 4	TITRE	IDYCHA	DYCHA	POCHA	LMAX	LMIN	LARGCHA	LOCHE	CHELA	ESCHE									
B 4	TITRE	IDYCHA	DYCHA	POCHA	LMAX	LMIN	LARGCHA	LOCHE	CHELA	ESCHE									
B 4	TITRE	IDYCHA	DYCHA	POCHA	LMAX	LMIN	LARGCHA	LOCHE	CHELA	ESCHE									
B 4	TITRE	IDYCHA	DYCHA	POCHA	LMAX	LMIN	LARGCHA	LOCHE	CHELA	ESCHE									

Rappel : Les clés A,B,CE sont définies à la ligne A8

Seulement si chiffre des contraintes de CE > 1
Remplir un nombre de lignes B4 égal à ce chiffre

C - CALCUL BP GENERALISE

Rappel : Les clés GENRE, BP sont définies à la ligne A9

CONTRAINTES-LIMITES EN SECTION D'ENROBAGE CONTRAINTES-LIMITES HORS SECTION D'ENROBAGE

C 1	σ_1	σ_{QL}	σ_ϕ	σ_{min}	$\sigma_{1,2}$	$\sigma_{QL,2}$	$\sigma_{\phi,2}$	$\sigma_{min,2}$	γ_{bj}	γ_{bv}	Seulement si chiffre des contraintes de GENRE = 0										
C 2	γ_{OC} ETAT-LIMITE D'UTILISATION				γ_m ULTIME				γ_{QL} ULTIME				γ_{OC} ULTIME				Effet max PRECONTRAITE Effet min				
C 2	COEFCA	COEF CB	COEF CM	COEF CT	γ_s	γ_p	γ_b	γ_{F3}	$\gamma_{F1, Gmax}$	$\gamma_{F1, Gmin}$	δ_{UCA}	δ_{UJB}	δ_{UCM}	δ_{UT}	δ_C	δ_{DP}	δ_P	δ_{LP}			
C 3	$E_{4\phi}$		E_{L20}		n_i	n_v	Seulement si chiffre des contraintes de GENRE = 0 et chiffre des unités de BP = 1											Seulement si chiffre des contraintes de GENRE = 0 et chiffre des unités de BP = 1			

D - COTES NECESSAIRES A LA VERIFICATION D'UN CABLE (COTES DE L'AXE DU CABLE PAR RAPPORT A LA SOUS-DALLE)

D 1	P_1	0.1l	0.2l	0.3l	0.4l	0.5l	0.6l	0.7l	0.8l	0.9l	P_2											
D 2	P_2	0.1l	0.2l	0.3l	0.4l	0.5l	0.6l	0.7l	0.8l	0.9l	P_3											
D 3	P_3	0.1l	0.2l	0.3l	0.4l	0.5l	0.6l	0.7l	0.8l	0.9l	P_4											
D 4	P_4	0.1l	0.2l	0.3l	0.4l	0.5l	0.6l	0.7l	0.8l	0.9l	P_5											
D 5	P_5	0.1l	0.2l	0.3l	0.4l	0.5l	0.6l	0.7l	0.8l	0.9l	P_6											
D 6	P_6	0.1l	0.2l	0.3l	0.4l	0.5l	0.6l	0.7l	0.8l	0.9l	P_7											

Page laissée blanche intentionnellement



Ministère
de l'Équipement,
du Logement,
des Transports
et du Tourisme

Bagneux, le 16 octobre 2000



Service d'Études
Techniques
des Routes
et Autoroutes

Guide de calcul PSIDP-EL
Guide de conception Ponts-dalles

Note d'information

L'annexe 1 au Guide de calcul PSIDP-EL, publié par le SETRA en octobre 1985, propose (page 98) différentes formules permettant d'estimer la force de précontrainte minimale nécessaire dans les ponts-dalles. Cette annexe a été reprise aux pages 62 et 63 du Guide de conception des ponts-dalles publié en septembre 1989.

Il est apparu que l'utilisation de ces formules conduisait à sous-estimer la force de précontrainte dans le cas des ouvrages à deux travées.

Afin d'y remédier, nous proposons de modifier la définition des paramètres y et Z à la page 99 du guide de calcul et à la page 63 du guide de conception.

Les paramètres y et Z sont à rectifier comme suit :

– pour les ouvrages à travée unique,

$$y = v \quad \text{et} \quad Z = v' - 1,5 \varnothing + \eta v \quad (\text{attention au terme } \eta v).$$

– pour les ouvrages comportant deux travées :

$$y = h \quad \text{et} \quad Z = \frac{2}{3} \cdot (h_u + \eta h) \quad (\text{attention au terme } \frac{2}{3}).$$

– pour les ouvrages comportant trois travées et plus :

$$y = h \quad \text{et} \quad Z = h_u + \eta h$$

Par ailleurs, il convient de corriger l'expression de la charge S_2 concernant la combinaison fréquente :

$$S_2 = 1,2 \Psi_1 N v_0 A(\ell) \quad (\text{attention au terme } 1,2).$$