

459810312—001051 Imprimerie des Journaux officiels, 26, rue Desaix, Paris.

Prix : 6 F

BULLETIN OFFICIEL
du Ministère de l'urbanisme
et du logement
du Ministère des transports
(Transports terrestres, Routes,
Voies navigables, Bases aériennes)
et
du Ministère de l'environnement



FASCICULE SPECIAL N° 81-31 bis

CIRCULAIRE N° 81-63 DU 28 JUILLET 1981
relative au règlement de calcul
des ponts mixtes acier-béton.

Texte n° 789

ABONNEMENTS ET VENTE : 26, rue Desaix, 75727 PARIS CEDEX 15

BULLETIN OFFICIEL

**du Ministère de l'urbanisme
et du logement**

du Ministère des transports

(Transports terrestres, Routes,
Voies navigables, Bases aériennes)

et

du Ministère de l'environnement



FASCICULE SPECIAL N° 81-31 bis

CIRCULAIRE N° 81-63 DU 28 JUILLET 1981

relative au règlement de calcul
des ponts mixtes acier-béton.

Texte n° 789

Classement.	N° du texte.
136-0	789 (81/31 bis)

MINISTÈRE DE L'URBANISME
ET DU LOGEMENT

Direction des affaires économiques
et internationales.

CIRCULAIRE N° 81-63 DU 28 JUILLET 1981
relative au règlement de calcul des ponts mixtes acier-béton.

(Non parue au *Journal officiel*.)

Annexes : Instruction du 21 juillet 1981 du Conseil Général des Ponts et
Chaussées relative au règlement de calcul des ponts mixtes acier-béton,
et ses annexes.

Texte annulé : Circulaire n° d. 10 944 du 25 mars 1966 et les prescriptions
jointes concernant le calcul des ouvrages mixtes acier-béton (ponts rou-
tiers de portée moyenne).

Le Ministre de l'Urbanisme et du Logement

à

*Messieurs les directeurs et chefs de service de l'administration
centrale ;*

*Messieurs les ingénieurs généraux des ponts et chaussées chargés
d'une circonscription ou d'une mission d'inspection générale ;*

*Messieurs les directeurs régionaux de l'équipement (sous couvert
de Messieurs les Préfets de région) ;*

*Messieurs les directeurs départementaux de l'équipement (sous
couvert de Messieurs les Préfets) ;*

*Messieurs les chefs de services maritimes (sous couvert de Mes-
sieurs les Préfets) ;*

Messieurs les chefs de services de navigation ;

Messieurs les directeurs des ports autonomes de Dunkerque, Le Havre, Rouen, Nantes-Saint-Nazaire, Bordeaux, Marseille, Strasbourg, Paris et la Guadeloupe ;

Messieurs les ingénieurs en chef des services spéciaux des bases aériennes d'Ile-de-France, de la Gironde et des Bouches-du-Rhône ;

Messieurs les chefs de service de l'aviation civile de Djibouti, Moroni, Nouméa et Papeete ;

Messieurs les directeurs et chefs de service des travaux maritimes de Toulon, Brest, Lorient, Cherbourg et Rochefort ;

Monsieur le directeur général de l'Aéroport de Paris ;

Messieurs les directeurs des services techniques centraux ;

Monsieur le directeur du laboratoire central des ponts et chaussées ;

Messieurs les directeurs des centres d'études techniques de l'équipement.

Vous voudrez bien trouver ci-joint l'instruction technique du 21 juillet 1981 établie par le Conseil Général des Ponts et Chaussées (Section "Techniques du Génie civil et du Bâtiment") relative au règlement de calcul des ponts mixtes acier-béton et ses deux annexes.

Je vous demande de bien vouloir mettre cette instruction en application et me rendre compte des problèmes qu'elle pourrait poser.

Le Ministre de l'Urbanisme et du Logement
Le Sous-Directeur, Adjoint au Directeur,

P. MONGE

MINISTÈRE DE L'URBANISME ET DU LOGEMENT
MINISTÈRE DES TRANSPORTS
MINISTÈRE DE LA MER

CONSEIL GÉNÉRAL DES PONTS ET CHAUSSÉES
Section "Techniques du Génie Civil
et du Bâtiment"

**INSTRUCTION TECHNIQUE DU 21 JUILLET 1981
RELATIVE AU RÈGLEMENT DE CALCUL DES PONTS
MIXTES ACIER-BÉTON**

I - Une circulaire d. 10944 du 25 mars 1966 a transmis aux services des prescriptions concernant le calcul des ouvrages mixtes acier-béton (ponts routiers de portée moyenne).

Depuis cette date, l'expérience des ouvrages construits et les études théoriques et expérimentales ont apporté de nouveaux éléments qui ont conduit à étudier de nouvelles règles.

Un groupe de travail a été constitué à cette fin et ses propositions ont été examinées et amendées par la Section des Techniques du Génie Civil et du Bâtiment du Conseil Général des Ponts et Chaussées. Les travaux ont abouti au règlement de calcul des ponts mixtes acier-béton, qui constitue l'annexe I à la présente instruction.

Les prescriptions de ce règlement sont présentées et justifiées dans le rapport du groupe de travail qui constitue l'annexe II à la présente instruction.

II - Le règlement de calcul des ponts mixtes acier-béton doit être mis en œuvre dans les conditions suivantes :

a) Les ouvrages à poutres métalliques sous chaussée surmontées d'une dalle en béton armé devront être calculés conformément à la présente instruction.

b) Les ponts à poutres latérales pourront être calculés en fonction de ce règlement en ce qui concerne le tablier (longerons et pièces de ponts) à condition que soient prises les précautions indiquées à l'article 1^{er} du règlement.

c) L'application du règlement, dans le cas des dalles préfabriquées, peut demander, notamment en ce qui concerne les connecteurs, des adaptations sur lesquelles vous devez consulter le S.E.T.R.A.

d) Les règles relatives aux dalles en béton précontraint longitudinalement sont en cours d'élaboration. En conséquence il convient que les projecteurs consultent le S.E.T.R.A. sur chaque affaire particulière.

III - L'attention est appelée sur la position du règlement des ponts mixtes acier-béton par rapport aux règlements actuellement en vigueur :

— la méthode utilisée est conforme aux directives communes de 1971 (DC 71) ;

— les articles relatifs aux justifications des parties métalliques se rattachent à l'actuel titre V du Fascicule 61 du CCTG qui est également conforme aux DC 71 et auquel il convient notamment de se reporter pour les états-limites ultimes autres que celui de résistance (équilibre statique, déversement, flambement...)

— les justifications de la dalle en béton en tant qu'élément de poutre mixte s'inspirent des règles de l'I.P.2 et du BAEL.

Il est prévu qu'à l'expiration d'un délai de 3 ans et compte tenu des modifications qui devraient être apportées à l'expérience de cette application, le présent règlement de calcul des ponts mixtes acier-béton présentement établi sous la forme d'une instruction du Conseil Général des Ponts et Chaussées, soit transformé en un fascicule du CCTG.

ANNEXE I
A L'INSTRUCTION TECHNIQUE
DU 21 JUILLET 1981

Règlement de calcul des ponts mixtes

SOMMAIRE

Articles.	Pages.
CHAPITRE I^{er} Principes généraux	
1. Domaine d'application.....	9
2. Principe des justifications.....	9
CHAPITRE II Matériaux	
3. Résistance des aciers.....	9
4. Résistance du béton.....	11
5. Coefficient d'équivalence instantané.....	11
6. Coefficient d'équivalence à long terme - fluage du béton....	13
7. Retrait du béton.....	13
CHAPITRE III Actions et sollicitations	
8. Actions, combinaisons d'actions, sollicitations de calcul.....	13
9. Action différentielle de la température.....	15

Articles. Pages.

CHAPITRE IV

Justification des poutres mixtes en état-limite de service

10. Principes généraux.....	15
11. Conditions de prise en compte du béton et des armatures en état-limite de service.....	17
11.1. Calcul des inconnues hyperstatiques.....	17
11.2. Calcul des contraintes.....	17
11.3. Largeur de dalle participante.....	17
12. Prise en compte du fluage du béton en état-limite de service.....	19
13. Retrait du béton et action différentielle de la température en état-limite de service.....	19
14. Justification des contraintes de l'acier des poutres en état-limite de service.....	21
15. Justification vis-à-vis du voilement en état-limite de service ; raidissage.....	21
15.1 Définitions.....	21
15.2 Cas où le panneau principal ne comporte pas de raidisseur secondaire.....	21
15.3 Cas où le panneau principal comporte des raidisseurs secondaires.....	25
16. Justification du béton de la dalle en état-limite de service.....	25
16.1 En compression.....	25
16.2 En traction.....	25
17. Justification des armatures longitudinales tendues en état-limite de service.....	25

CHAPITRE V

Justification des poutres mixtes en état-limite ultime de résistance

18. Principes généraux.....	27
19. Sollicitations de calcul.....	27
20. Résistance ultime des poutres mixtes soumises à un moment fléchissant positif.....	29
21. Résistance ultime des poutres mixtes soumises à un moment fléchissant négatif.....	29

CHAPITRE VI

Justification des assemblages

22. Boulons à haute résistance.....	31
23. Soudures.....	31

Articles. Pages.

CHAPITRE VII

Justification de la dalle vis-à-vis des sollicitations de cisaillement

24. Principes généraux.....	31
25. Justification de la dalle vis-à-vis des sollicitations de cisaillement en état-limite de service.....	33
25.1 Calcul des contraintes de cisaillement dues à l'effort tranchant.....	33
25.2. Calcul des contraintes de cisaillement aux extrémités des poutres dues au retrait du béton et à l'action différentielle de la température.....	33
25.3. Justification du béton.....	35
25.4. Justification des armatures.....	35
26. Justification de la dalle vis-à-vis des sollicitations de cisaillement en état-limite ultime de résistance.....	37
26.1. Calcul de l'effort de cisaillement.....	37
26.2. Justification du béton.....	37
26.3. Justification des armatures.....	37

CHAPITRE VIII

Connecteurs

27. Principes généraux.....	37
28. Dispositions constructives.....	39
29. Justification des connecteurs en état-limite de service.....	41
29.1. Calcul de l'effort de glissement.....	41
29.2. Justification des connecteurs.....	41
30. Justification des connecteurs en état-limite de fatigue.....	41
30.1. Calcul de l'effort de glissement.....	41
30.2. Justification des connecteurs.....	41
31. Justification des connecteurs en état-limite ultime de résistance.....	41
32. Résistance et charge admissible des connecteurs.....	43
32.1. Résistance des connecteurs en état-limite ultime.....	43
32.2. Charge admissible des connecteurs en état-limite de service et variation admissible de charge en état-limite de fatigue.....	45

CHAPITRE I^{er}
Principes généraux

Article 1^{er} — *Domaine d'application*

* Il n'est pas exclu dans certains cas (tabliers à poutres latérales par exemple) de connecter à la dalle ces éléments secondaires seulement, mais il faut tenir compte des efforts parallèles à l'axe longitudinal de l'ouvrage que provoque cette liaison dans l'ossature, la dalle et les connecteurs.

** Dans les cas courants, on peut ne pas cumuler les sollicitations correspondant à chacune des ces deux vérifications qui sont alors conduites indépendamment l'une et l'autre.

*** Dans l'attente de la parution du Cahier des Clauses Techniques Générales relatives au béton précontraint, on appliquera l'instruction provisoire en vigueur.

Article 2 — *Principe des justifications*

* L'exposé de cette méthode ainsi que les définitions des termes utilisés se trouvent dans les "Directives communes relatives au calcul des constructions" du 13 décembre 1971.

CHAPITRE II
Matériaux

CHAPITRE I^{er}
Principes généraux

Article 1^{er} — *Domaine d'application*

Les présentes règles de calcul sont applicables aux tabliers de ponts constitués par une ossature en acier et une dalle en béton armé ou précontraint, solidarisées à leur jonction par des organes de liaison appelés connecteurs.

Elles sont applicables pour la vérification des poutres principales seules, ou des poutres principales et des éléments secondaires assurant la liaison transversale (entretoises, pièces de pont), à condition que ces éléments soient connectés à la dalle conformément aux présentes règles de calcul.*

Ces règles ne permettent de calculer la dalle que comme élément de poutre mixte. La dalle en tant que telle doit être vérifiée** en application des prescriptions du Cahier des Clauses Techniques Générales relatives au béton armé ou au béton précontraint.***

Les présentes règles ne sont pas applicables aux poutres métalliques enrobées de béton.

Article 2 — *Principe des justifications*

Les calculs justificatifs sont conduits suivant la méthode des états-limites.*

CHAPITRE II
Matériaux

Article 3 — *Résistance des aciers*

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie notée σ_e pour les aciers laminés, f_c pour les armatures passives, T_g pour les armatures de précontrainte.

Article 4 — Résistance du béton

* Pour un béton dont l'âge de j jours est inférieur à 28, on peut admettre en première approximation :

— pour le béton traditionnel :

• à la compression : $f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j + 1)$

• à la traction : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$

log désignant le logarithme décimal, f_{cj} et f_{tj} étant exprimés en MPa. (Ces formules sont identiques à celles des règles B.A.E.L. 80)

— pour le béton léger :

• à la compression : $f_{cj} = s(j) f_{c28}$

• à la traction : $f_{tj} = 0,5 + 0,05 f_{cj}$

s(j) étant une fonction de l'âge du béton léger qui prend les valeurs suivantes :

j	0	7	14	21	28
s(j)	0	0,75	0,87	0,95	1

Les formules ci-dessus ne sont pas applicables en cas d'emploi de ciment alumineux ou de recours à un traitement thermique.

** Il est rappelé que le béton léger fait l'objet des "Recommandations provisoires pour l'emploi du béton léger dans les ouvrages dépendant de la Direction des Routes et de la Circulation Routière au Ministère de l'Équipement" de décembre 1976.

Article 5 — Coefficient d'équivalence instantané

* Ce coefficient intervient dans la détermination des caractéristiques homogénéisées des sections mixtes de la structure soumise aux actions variables autres que la température, pour calculer notamment :

- les inconnues hyperstatiques en état-limite de service et en état-limite ultime de résistance (et en état-limite de fatigue pour les connecteurs) ;
- les contraintes des sections en état-limite de service ;
- les efforts sollicitant les connecteurs en état-limite de service et en état-limite de fatigue.

Pour le calcul des contraintes de flexion locale dans la dalle vérifiée en tant que dalle de couverture, on adopte, si elle est simplement armée, le coefficient d'équivalence du béton armé tant dans le sens longitudinal que dans le sens transversal, soit $n = 15$ pour le béton traditionnel comme pour le béton léger.

** Le module d'élasticité longitudinale de l'acier E_a est de 210 000 MPa.

Article 4 — Résistance du béton

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours, notée f_{c28} . La valeur choisie est fixée par le Cahier des Clauses Techniques Particulières du marché.

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de 28 jours*, notée f_{t28} , est conventionnellement définie par les relations :

— pour le béton traditionnel : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$

— pour le béton léger ** : $f_{t28} = 0,5 + 0,05 f_{c28}$
dans lesquelles f_{t28} et f_{c28} sont exprimés en MPa.

Article 5 — Coefficient d'équivalence instantané

Le coefficient d'équivalence instantané acier-béton* est défini comme le rapport $n_i = E_a / E_i$ où E_a est le module d'élasticité longitudinale de l'acier de l'ossature** et E_i le module de déformation longitudinale instantanée du béton.

*** Si des charges doivent être appliquées à la structure avant que le béton atteigne sa résistance caractéristique à 28 jours, n_i peut être évalué en fonction de la résistance f_{cj} à l'époque de la mise en charge par les formules :

— dans le cas de béton traditionnel : $n_{ij} = 6 \sqrt[3]{\frac{f_{c28}}{f_{cj}}}$

— dans le cas de béton léger : $n_{ij} = 6 \sqrt[3]{\left(\frac{2,5}{\rho_s}\right)^3} \sqrt[3]{\frac{f_{c28}}{f_{cj}}}$

Article 6 — Coefficient d'équivalence à long terme - Fluage du béton

* Ce coefficient intervient dans les mêmes calculs que le coefficient d'équivalence instantané, mais pour les actions permanentes ainsi que pour le retrait du béton et l'action différentielle de la température.

CHAPITRE III

Actions et sollicitations

Article 8 — Actions, combinaisons d'actions, sollicitations de calcul

On adopte conventionnellement :

— dans le cas de béton traditionnel : $n_i = 6$

— dans le cas de béton léger : $n_i = 6 \sqrt[3]{\left(\frac{2,5}{\rho_s}\right)^3}$ ***

ρ_s étant la masse volumique sèche du béton léger exprimée en t/m³.

Article 6 — Coefficient d'équivalence à long terme - Fluage du béton

Pour tenir compte du fluage du béton, on introduit généralement dans les calculs un coefficient d'équivalence fictif dit "à long terme" défini par l'expression :

$$n_v = \frac{E_a}{E_i} (1 + K_{fl})$$

Si la valeur du coefficient K_{fl} n'est pas indiquée par le Cahier des Clauses Techniques Particulières du marché, K_{fl} est pris égal à 2 dans le cas de béton traditionnel et le coefficient d'équivalence à long terme est alors égal à trois fois le coefficient d'équivalence instantané :

$$n_v = 18$$

Dans le cas de béton léger, on adopte sauf prescription contraire $K_{fl} = 1$.

Article 7 — Retrait du béton

Pour le béton traditionnel, le raccourcissement relatif final du béton armé de la dalle supposé libre d'effectuer son retrait peut être évalué en France métropolitaine, sauf prescription contraire du Cahier des Clauses Techniques Particulières du marché, à :

$$\epsilon_r = 3 \cdot 10^{-4} \text{ pour le quart sud-est de la France}$$

$$\epsilon_r = 2 \cdot 10^{-4} \text{ pour le reste de la France}$$

Pour le béton léger, ces valeurs sont à multiplier par 1,5 sauf prescription contraire.

Ces valeurs peuvent être réduites si le béton a effectué une partie de son retrait avant sa liaison à l'ossature métallique.

CHAPITRE III

Actions et sollicitations

Article 8 — Actions, combinaisons d'actions, sollicitations de calcul

Les actions, leurs combinaisons et les sollicitations de calcul sont déterminées par l'ET 81/31 bis. — 2

COMMENTAIRES

* Pour les variations d'ensemble de la température, on admettra que les déformations linéaires relatives du béton sont les mêmes que celles de l'acier de l'ossature.

Article 9 — Action différentielle de la température

* Les valeurs de $\pm 10^{-4}$ sont à appliquer par exemple dans le cas d'un tablier dont l'orientation est voisine d'une ligne nord-sud et dont la dalle ne se prolonge pas en console au-delà des poutres de rive, ou ne se prolonge que de très peu.

Dans les autres cas, on peut adopter des valeurs plus basses allant jusqu'à $\pm 0,5 \cdot 10^{-4}$, de sorte que pour les bétons traditionnels, dans beaucoup de cas courants, les raccourcissements relatifs du béton armé ou précontraint de la dalle dus à l'ensemble des actions de retrait et de différence de température peuvent être pris en compte pour l'ouvrage en exploitation avec les valeurs caractéristiques maximales suivantes :

$3 \cdot 10^{-4} + 0,5 \cdot 10^{-4} = 3,5 \cdot 10^{-4}$ pour le quart sud-est de la France ;

$2 \cdot 10^{-4} + 0,5 \cdot 10^{-4} = 2,5 \cdot 10^{-4}$ dans le reste de la France.

Les valeurs minimales peuvent généralement être prises égales à zéro.

Pour les bétons légers, les valeurs caractéristiques maximales ci-dessus deviennent respectivement, dans les cas courants, $5 \cdot 10^{-4}$ et $3,5 \cdot 10^{-4}$.

CHAPITRE IV

Justification des poutres mixtes en état-limite de service

Article 10 — Principes généraux

* Le calcul des inconnues hyperstatiques et des contraintes doit tenir compte du mode et des phases de construction de l'ouvrage.

En dehors des cas indiqués à l'article 12 "prise en compte du fluage du béton", les calculs peuvent être effectués par la méthode des sections homogénéisées en remplaçant l'aire du béton de la section par une aire d'acier n fois plus faible, ayant même centre d'inertie.

TEXTE

minées conformément aux prescriptions du fascicule 61, titre V, du Cahier des Clauses Techniques Générales, "conception et calcul des ponts et constructions métalliques en acier".*

On doit considérer en outre pour les ponts mixtes les deux actions suivantes qu'on prendra en compte comme des actions de longue durée :

- retrait du béton comme indiqué à l'article 7 ;
- différence de température entre le béton de la dalle et l'acier de l'ossature métallique conformément à l'article suivant.

Article 9 — Action différentielle de la température

Par suite de la différence d'inertie thermique du béton et de l'acier, on doit prendre en compte les effets d'une différence de température entre le béton de la dalle et l'acier de l'ossature métallique.

Dans les circonstances les plus défavorables,* les déformations linéaires relatives du béton à considérer sont de $\pm 10^{-4}$, correspondant à des différences de température d'environ $\pm 10^{\circ}$ C.

CHAPITRE IV

Justification des poutres mixtes en état-limite de service

Article 10 — Principes généraux

Les états-limites de service sont à considérer pour toutes les phases de construction et en exploitation.

On admet que la loi contrainte-déformation des matériaux est élastique et qu'il n'y a aucun glissement de la dalle en béton par rapport à l'ossature métallique.*

** La contrainte de cisaillement peut-être calculée en divisant l'effort tranchant par la section de l'âme de la poutre métallique.

Il s'agit de la simplification usuelle admise en construction métallique ; elle ne fait pas obstacle à la justification de la dalle vis-à-vis des sollicitations de cisaillement (prescrite par le chapitre VII) ni à celle des connecteurs (prescrite par le chapitre VIII) ; le calcul des contraintes ou efforts intervenant dans celles-ci fait intervenir des formules plus élaborées, indiquées aux chapitres sus-visés.

Article 11 — Conditions de prise en compte du béton de la dalle et des armatures en état-limite de service

11.3 — Largeur de dalle participante

11.3.1 — Largeur de dalle participante pour le calcul des inconnues hyperstatiques.

* Ces limitations sont schématisées ci-dessous.
Dans le cas des pièces de pont, la portée s'entend entre poutres voisines.



Pour la justification de l'âme des poutres métalliques, l'effort tranchant est supposé repris entièrement par celle-ci.**

Article 11 — Conditions de prise en compte du béton et des armatures en état-limite de service

11.1 — Calcul des inconnues hyperstatiques

Les inconnues hyperstatiques sont déterminées en prenant en compte le béton même tendu, quelle que soit la valeur de calcul des contraintes de traction, sur la largeur de dalle participante définie en 11.3.1. On peut tenir compte du ferrailage moyen.

11.2 — Calcul des contraintes

Pour le calcul des contraintes d'une section, le béton est pris en compte dans le calcul du module d'inertie de la section :

- en compression, dans tous les cas ;
- en traction, à condition que la valeur de calcul de sa contrainte de traction ne dépasse pas f_{tj} sous la combinaison d'actions la plus défavorable ; dans le cas contraire, il est supposé fissuré et sa résistance à la traction est négligée.

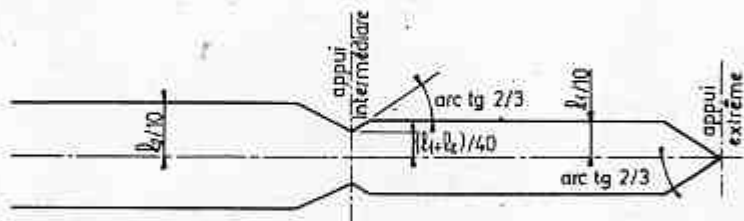
La largeur de la dalle participante est définie en 11.3.2. On peut tenir compte des armatures passives tendues situées dans la largeur de dalle participante si elles sont ancrées conformément aux prescriptions du Cahier des Clauses Techniques Générales relatives au béton armé ; et des armatures comprimées si elles sont ligaturées tous les 15 diamètres au plus.

11.3 — Largeur de dalle participante

11.3.1 — Pour le calcul des inconnues hyperstatiques, la largeur de dalle à prendre en compte de chaque côté de l'âme de la poutre est limitée par la plus restrictive des conditions ci-après :*

- une même zone de dalle ne doit pas être attribuée à deux poutres différentes ;
- la largeur en cause ne doit pas dépasser le dixième de la portée de la travée.

11.3.2 — Largeur de dalle participante pour le calcul des contraintes.



** Ou les deux tiers de la distance de la section considérée à l'about de la partie de dalle déjà construite lorsque le bétonnage s'effectue en phases successives.

Article 12 — *Prise en compte du fluage du béton en état-limite de service*

* Sous sollicitations dues aux actions permanentes, le fluage du béton entraîne une redistribution des efforts entre l'acier et le béton, et une modification des réactions hyperstatiques d'appui.

** C'est le cas lorsque le mode de construction est tel que les actions permanentes produisent des sollicitations initiales différentes de celles qui existeraient si ces actions étaient appliquées directement à la structure dans sa configuration définitive.

Article 13 — *Retrait du béton et action de la température en état-limite de service*

* Bien que l'action différentielle de la température soit une action cyclique, on admet de la prendre en compte avec le coefficient d'équivalence à long terme comme le retrait, car ses effets sont faibles comparés à ceux de ce dernier.

11.3.2 — Pour le calcul des contraintes, la largeur en cause doit satisfaire aux deux conditions précédentes et en outre ne doit pas dépasser :
 — les deux tiers de la distance de la section considérée à l'axe de l'appui extrême le plus proche ;**
 — le quarantième de la somme des portées encadrant l'appui intermédiaire le plus proche, augmenté des deux tiers de la distance de la section considérée à cet appui.

Article 12 — *Prise en compte du fluage du béton en état-limite de service*

En l'absence de calculs détaillés tenant compte de la loi de fluage du béton, l'évaluation des inconnues hyperstatiques et des contraintes dues aux actions permanentes* peut s'effectuer par la méthode des sections homogénéisées en utilisant le coefficient d'équivalence à long terme. Toutefois, cette méthode n'est pas applicable si un fluage du béton peut se produire avant que la structure ait atteint sa configuration définitive.**

Article 13 — *Retrait du béton et action différentielle de la température en état-limite de service*

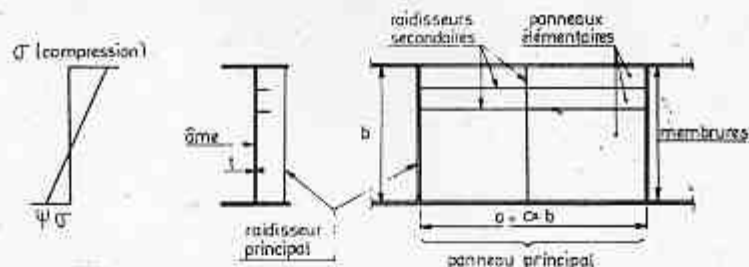
Le retrait du béton et l'action différentielle de la température sont pris en compte y compris dans les zones où le béton est supposé fissuré.

En l'absence de calculs détaillés tenant compte des lois de comportement du retrait et du fluage du béton, l'évaluation des inconnues hyperstatiques et des contraintes dues au retrait et à la différence de température entre la poutre métallique et la dalle de béton peut s'effectuer par la méthode des sections homogénéisées en utilisant le coefficient d'équivalence à long terme.*

Article 15 — Justification vis-à-vis du voilement en état-limite de service ; raidissage

15.1 — Définitions

* Les définitions et notations sont représentées sur le schéma ci-dessous :



** Les raidisseurs principaux peuvent être des montants d'entretoises, ou de cadres dans un caisson.

*** La rigidité de l'âme est $bD = \frac{Ebt^3}{12(1-\nu^2)}$ On a donc

$$\gamma = \frac{12J(1-\nu^2)}{bt^3}, \text{ soit avec un coefficient de Poisson } \nu = 0,3 :$$

$$\gamma = 10,92 \frac{J}{bt^3}$$

15.2 — Cas où le panneau principal ne comporte pas de raidisseur secondaire

Article 14 — Justification des contraintes de l'acier des poutres en état-limite de service

Les contraintes de l'acier des poutres doivent satisfaire aux inégalités suivantes :

contraintes normales : $\sigma \leq \sigma_e / 1,15$

contraintes de cisaillement : $\tau \leq 0,45 \sigma_e$

Dans le cas de croisement de poutres, on vérifie que la condition :

$$\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1 \sigma_2 \leq (\sigma_e / 1,15)^2$$

est satisfaite dans la partie commune des semelles, σ_1 et σ_2 étant les valeurs algébriques des contraintes normales dans ces dernières.

Article 15 — Justification vis-à-vis du voilement en état-limite de service ; raidissage

15.1 — Définitions*

On appelle panneau principal la plaque limitée sur ses bords par des membrures (semelles de poutre ou parois de caisson) et par des raidisseurs principaux** perpendiculaires aux membrures. Les dimensions de ce panneau sont notées a dans la direction des membrures, b dans la direction des raidisseurs principaux et t pour l'épaisseur.

Le panneau principal peut être muni de raidisseurs secondaires qui le découpent en panneaux élémentaires.

Les raidisseurs principaux et les raidisseurs secondaires sont caractérisés par leur rigidité et leur section rapportées à celles de l'âme du panneau principal :

$$\gamma = \frac{EJ}{bD}, \quad \delta = \frac{A}{bt}$$

Dans ces expressions, J désigne l'inertie du raidisseur par rapport à sa base au contact de l'âme et A l'aire de la section du raidisseur.

15.2 — Cas où le panneau principal ne comporte pas de raidisseur secondaire

15.2.2 —

* Le coefficient s_σ tient compte de ce que la réserve de résistance post-critique est plus faible en compression qu'en flexion.

** Avec $E = 210\ 000\ \text{MPa}$ et $\nu = 0,3$, on a $\sigma_c = 189\ 800 \left(\frac{t}{b}\right)^2\ \text{MPa}$.

15.2.1 — L'inertie relative γ et la section relative δ des raidisseurs principaux ne doivent pas être inférieures aux valeurs ci-après :

Nuance de l'acier constituant le raidisseur principal	Nuance de l'acier constituant l'âme	γ minimal	δ minimal
E 24 E 26	E 24 E 26	$0,20 \left(\frac{b}{50 t}\right)^3$	$0,54 \cdot 10^{-3} \frac{b}{t}$
E 24 E 26	E 36 E 355	$0,33 \left(\frac{b}{50 t}\right)^3$	$0,80 \cdot 10^{-3} \frac{b}{t}$
E 36 E 355	E 36 E 355	$0,33 \left(\frac{b}{50 t}\right)^3$	$0,66 \cdot 10^{-3} \frac{b}{t}$

Dans le cas où la contrainte de cisaillement est faible, on peut appliquer aux valeurs minimales de γ et δ indiquées ci-dessus le coefficient réducteur τ/τ_{cr} , τ_{cr} étant défini ci-après.

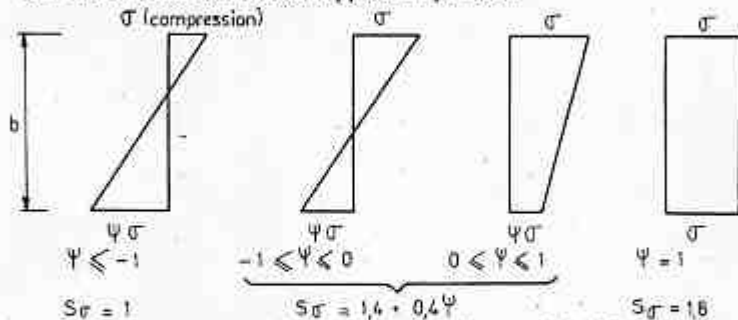
15.2.2 — La stabilité du panneau principal doit être justifiée en vérifiant l'inégalité :

$$\left(\frac{s_\sigma \sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 \leq 1$$

σ est la contrainte de compression de la fibre la plus comprimée du panneau et τ la contrainte de cisaillement, évaluées à mi-distance des raidisseurs.

On prend : $s_\sigma = 1,8$ * si $\psi = 1$
 $s_\sigma = 1,4 + 0,4 \psi$ si $-1 < \psi < 1$
 $s_\sigma = 1$ si $\psi < -1$

où ψ désigne le rapport algébrique ayant en dénominateur σ et en numérateur la contrainte sur le bord opposé du panneau.



σ_{cr} et τ_{cr} sont les contraintes critiques de voilement de la théorie élastique des plaques en supposant une articulation sur les quatre bords. Elles s'expriment à partir de la contrainte de référence

$$\sigma_c = \frac{\pi^2 D}{b^2 t} = \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 **$$

COMMENTAIRES

15.3 — Cas où le panneau principal comporte des raidisseurs secondaires

15.3.2 —

* Ce cas est notamment celui des fonds de caisson. La valeur σ_{cr1} est obtenue par la théorie des plaques appliquée au cas d'un panneau comprimé de grande longueur. La valeur σ_{cr2} tient compte des contraintes résiduelles introduites par les soudures.

** Pour les ponts mixtes, ce mode de raidissage concerne essentiellement les fonds de caisson.

*** k_σ et k_τ peuvent être déterminés en utilisant notamment les abaques de Klöppel et Scheer.

Article 16 — *Justification du béton de la dalle en état-limite de service*

* Les conditions de prise en compte du béton dans la résistance de la poutre mixte sont précisées à l'article 11.

** Ces prescriptions correspondent aux règles du béton précontraint, genre II. Il n'est pas exclu dans certains cas que le Cahier des Clauses Techniques Particulières du marché se réfère par dérogation aux règles du genre III.

Article 17 — *Justification des armatures longitudinales tendues en état-limite de service*

TEXTE

en posant $\sigma_{cr} = k_\sigma \sigma_c$ et $\tau_{cr} = k_\tau \sigma_c$. Les coefficients k_σ et k_τ sont donnés par la théorie des plaques en fonction de $\alpha = a/b$ et de ψ .

15.3 — Cas où le panneau principal comporte des raidisseurs secondaires

15.3.1 — Les raidisseurs principaux doivent présenter les caractéristiques minimales définies au paragraphe 15.2.1 ci-dessus.

15.3.2 — La stabilité de chaque panneau élémentaire doit être justifiée de la manière indiquée au paragraphe 15.2.2 ci-dessus pour le panneau principal sans raidisseur secondaire, les valeurs des contraintes et des contraintes critiques à prendre en compte étant celles relatives au panneau élémentaire considéré et le coefficient s_σ étant celui du panneau principal.

Dans le cas d'un panneau principal soumis à une compression pure et comportant des soudures transversales perpendiculaires à la direction de l'effort*, on doit prendre comme contrainte critique pour le panneau élémentaire la plus faible des deux valeurs :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{cr1} &= 760\,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2 \\ \sigma_{cr2} &= 33 \sigma_c \frac{t}{b} \end{aligned} \right\} \text{ contraintes exprimées en MPa}$$

la dimension b étant celle du panneau élémentaire.

15.3.3 — La stabilité d'ensemble du panneau principal est considérée comme assurée si les raidisseurs secondaires sont tels que $\gamma > \gamma_\sigma$ et $\gamma > \gamma_\tau$, γ_σ et γ_τ étant les rigidités optimales de la théorie élastique des plaques.

Dans le cas contraire, cette stabilité doit être vérifiée**. Les coefficients k_σ et k_τ à considérer alors sont ceux relatifs au panneau principal muni de ses raidisseurs ; leurs valeurs dépendent des paramètres α et ψ du panneau principal, des caractéristiques γ et δ de chaque raidisseur et de la disposition de ceux-ci.***

Article 16 — *Justification du béton de la dalle en état-limite de service**

16.1 — En compression

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser $0,6 f_{cj}$.

16.2 — En traction

Si la dalle est simplement armée, aucune condition n'est imposée à la contrainte de traction du béton.

Si la dalle est précontrainte par des armatures actives, le béton doit :

- demeurer comprimé sous les sollicitations dues aux actions de longue durée seules ;
- être tendu à moins de f_{tj} sous les sollicitations correspondant à la combinaison d'actions la plus défavorable.**

Article 17 — *Justification des armatures longitudinales tendues en état-limite de service*

17.1 — Dans les sections où le béton tendu est supposé fissuré au sens de l'article 11.2 (valeur de calcul de la contrainte de traction supérieure à f_{tj}),

* Pour les armatures à haute adhérence, la valeur du coefficient η est généralement égale à 1,6.

** Le premier terme a pour objet de tenir compte de l'incertitude sur certaines actions (gradients thermiques notamment) ; le second vise à limiter les fissurations éventuelles mais ne correspond à aucune contrainte réelle des armatures passives.

CHAPITRE V

Justification des poutres mixtes en état-limite ultime de résistance

Article 18 — Principes généraux

* Ce chapitre ne traite que les états-limites ultimes de résistance des poutres mixtes. L'attention est attirée sur les autres états-limites ultimes (équilibre statique, déversement, flambement,...) qu'il convient de considérer en phases de construction et en exploitation. On appliquera pour ces vérifications le fascicule 61, titre V, du Cahier des Clauses Techniques Générales.

En ce qui concerne la stabilité au voilement, les justifications vis-à-vis de l'état-limite de service effectuées conformément aux prescriptions de l'article 15 dispensent de justifications vis-à-vis de l'état-limite ultime, sauf pour de faibles élancements des panneaux principaux : lorsque $b/t < 100$, la sécurité doit être vérifiée en appliquant par exemple la théorie de Basler et Thurlimann.

Article 19 — Sollicitations de calcul

* On ne tient pas compte de la non-linéarité de la structure provenant de la plastification des matériaux.

les armatures passives longitudinales doivent satisfaire aux conditions suivantes :

- elles doivent être à haute adhérence ;
- leur section doit être au moins égale à un pour cent de la section du béton tendu et les deux tiers au moins de ce pourcentage doivent être en nappe supérieure ;
- leur contrainte doit être limitée à la plus basse des deux valeurs :

$\frac{2}{3}f_e$ et 150η MPa, f_e étant la limite élastique des armatures utilisées et η un coefficient numérique dit coefficient de fissuration fixé par la fiche d'identification.*

17.2 — Dans les sections où le béton tendu est supposé non fissuré au sens de l'article 11.2, la section des armatures passives longitudinales doit être au moins égale à la somme des deux termes suivants :

- un pour mille de la section du béton tendu ;
- le quotient de l'effort de traction équilibré par le béton tendu sous la sollicitation la plus défavorable, par la limite élastique f_e de ces armatures bornée supérieurement à 420 MPa.**

CHAPITRE V

Justification des poutres mixtes en état-limite ultime de résistance

Article 18 — Principes généraux

La justification de la sécurité vis-à-vis des états-limites ultimes de résistance des sections mixtes est à effectuer dans toutes les phases de construction et en exploitation.*

Elle est conduite en vérifiant que les sollicitations de calcul ne dépassent pas dans le sens défavorable les résistances ultimes des sections.

Seule est à considérer la valeur globale de chaque sollicitation vis-à-vis de l'ensemble de la section mixte ; il n'y a donc pas lieu de se préoccuper de l'influence du mode et des phases de construction sur la répartition des efforts entre l'acier et le béton de la section. Il n'y a pas lieu non plus de prendre en compte pour les poutres isostatiques les actions internes à la poutre telles que le fluage, le retrait du béton, l'action différentielle de la température.

Par contre, on doit tenir compte des réactions hyperstatiques d'appui introduites dans les poutres continues par le fluage, le retrait du béton, l'action différentielle de la température, les dénivellations d'appui éventuelles.

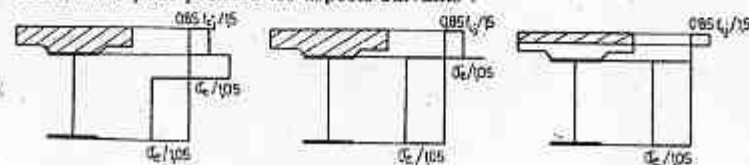
Article 19 — Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul pour les justifications en état-limite ultime sont déterminées en conservant le modèle utilisé pour les justifications en état-limite de service* ; le béton même tendu est pris en compte avec les mêmes largeurs de dalle participante qu'en 11.3.1.

Article 20 — Résistance ultime des poutres mixtes soumises à un moment fléchissant positif

* Si les dimensions des sections s'écartent trop des proportions couramment rencontrées dans les ponts, le calcul du moment résistant doit être effectué à partir des diagrammes contrainte-déformation des matériaux, la résistance ultime de la poutre étant obtenue lorsque le raccourcissement du béton sur la fibre moyenne ou sur la fibre la plus comprimée atteint la valeur maximale compatible avec sa résistance (respectivement 2 et $3,5 \cdot 10^{-3}$ environ).

** Suivant la position de l'axe neutre plastique, le diagramme des contraintes peut prendre les aspects suivants :



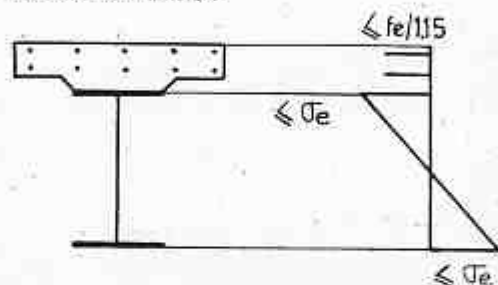
axe neutre dans l'âme de la poutre métallique

axe neutre dans la membrure supérieure de la poutre métallique

axe neutre dans la dalle

Article 21 — Résistance ultime des poutres mixtes soumises à un moment fléchissant négatif

* Diagramme des contraintes :



** L'hypothèse de la plastification des armatures passives ne peut être étendue sans examen à des aciers différents des aciers couramment utilisés.

Article 20 — Résistance ultime des poutres mixtes soumises à un moment fléchissant positif

La résistance ultime des sections de poutres mixtes soumises à un moment fléchissant positif est calculée en admettant dans les cas courants* la plastification complète de la section.

Le diagramme des contraintes est un diagramme rectangulaire dans lequel la valeur des contraintes est égale en tout point à la valeur maximale ou minimale suivante :

- acier de l'ossature : $\pm \sigma_e / 1,05$
- béton situé au-dessus de l'axe neutre plastique : $0,85 f_{cj} / 1,5$
- béton situé au-dessous de l'axe neutre plastique : zéro.

La largeur de dalle participante est celle définie en 11.3.2.**

On ne tient pas compte de la résistance supplémentaire offerte par les armatures passives de la dalle.

Dans le cas où le béton est précontraint par des armatures actives, l'effort normal et le moment fléchissant provoqués par la précontrainte peuvent être calculés en réduisant l'effort de précontrainte de la diminution de tension correspondant au raccourcissement du béton au niveau des armatures pour l'état de déformation de rupture, à condition que lesdites armatures soient liées au béton par l'intermédiaire d'un coulis adhérent.

Article 21 — Résistance ultime des poutres mixtes soumises à un moment fléchissant négatif*

La section résistante est constituée par la poutre métallique et les armatures passives et actives comprises dans la largeur de dalle participante définie en 11.3.2. Le béton n'est pas pris en compte.

On admet que le diagramme des contraintes dans la section de poutre métallique est linéaire et limité à $\pm \sigma_e$.*

La plastification des armatures passives est admise lorsqu'elle résulte de l'état de déformation de la section. On prend alors en compte pour ces armatures une contrainte égale à $f_e / 1,15$ **.

Lorsque la section est précontrainte par des armatures actives, la vérification de ces dernières s'effectue conformément aux prescriptions du Cahier des Clauses Techniques Générales pour le béton précontraint.

CHAPITRE VI

Justification des assemblagesArticle 22 — *Boulons à haute résistance*

* L'évaluation de la résistance des poutres mixtes avec les hypothèses de calcul indiquées à l'article 20 nécessite qu'une plastification de la section se produise. Pour que cette plastification ait lieu effectivement, il faut que la limite d'écoulement réelle du métal puisse être atteinte sans rupture des assemblages. Les contraintes réelles mises en jeu pouvant dépasser σ_e , on en tient compte en majorant de 10 % l'effort de glissement résultant du diagramme théorique des contraintes de l'article 20. Cette majoration s'applique aux assemblages de membrures et aux assemblages d'âme.

CHAPITRE VII

Justification de la dalle vis-à-vis des sollicitations de cisaillementArticle 24 — *Principes généraux*

- * Les sections les plus sollicitées qu'il convient de justifier sont :
- la section verticale à la limite de la membrure et, le cas échéant, du renformis de la dalle ;
 - toute autre section particulière si l'épaisseur de la dalle est variable.

CHAPITRE VI

Justification des assemblagesArticle 22 — *Boulons à haute résistance*

La vérification des boulons à haute résistance est effectuée selon les prescriptions du fascicule 61, titre V, du Cahier des Clauses Techniques Générales.

Lorsqu'un assemblage est situé dans une zone de poutre soumise à un moment fléchissant positif entraînant des contraintes normales supérieures à $\sigma_e/1,35$ en état-limite de service, les efforts de glissement à prendre en compte sont évalués en majorant de 10 % les efforts maximaux que les éléments assemblés transmettraient si la poutre était sollicitée à sa résistance ultime de flexion définie à l'article 20 ci-dessus.*

Article 23 — *Soudures*

La vérification est effectuée à l'état-limite de service.

23.1 — Soudures bout à bout

On applique l'article 26.2 du fascicule 61, titre V, du Cahier des Clauses Techniques Générales, les conditions de sécurité visées dans cet article étant remplacées par celles de l'article 14 ci-dessus.

23.2 — Soudures d'angle

On applique l'article 26.3 du fascicule 61, titre V, en remplaçant les formules de cet article par les suivantes :

$$\begin{aligned} \tau_{\text{per}} &\leq 0,50 \sigma_e \\ \tau_{\text{par}} &\leq 0,45 \sigma_e \\ \left(\frac{\tau_{\text{par}}}{0,45 \sigma_e}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{\text{per}}}{0,50 \sigma_e}\right)^2 &\leq 1 \end{aligned}$$

σ_e désignant la limite d'élasticité du matériau de base.

CHAPITRE VII

Justification de la dalle vis-à-vis des sollicitations de cisaillementArticle 24 — *Principes généraux*

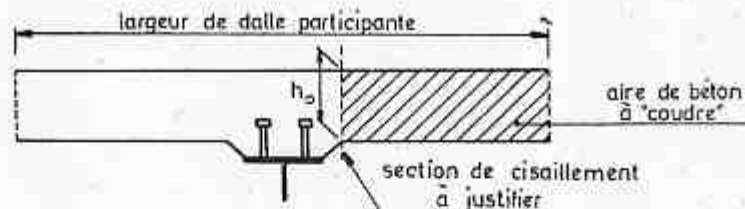
Toute section* de la dalle parallèle à l'axe longitudinal des poutres est soumise à des sollicitations de cisaillement. En partie courante, ces sollicitations proviennent de l'existence d'un effort tranchant ; dans les zones d'extrémité des poutres, elles sont dues également aux efforts d'accrochage de la dalle à l'ossature métallique sous l'effet du retrait du béton et de l'action différentielle de la température.

Article 25 — Justification de la dalle vis-à-vis des sollicitations de cisaillement en état-limite de service

25.1 — Calcul des contraintes de cisaillement dues à l'effort tranchant

On rappelle que les contraintes de cisaillement dues à l'effort tranchant peuvent être déterminées par la formule $\tau = \frac{V S}{I h_0}$ dans laquelle :

- V est l'effort tranchant résultant des actions exercées après que le béton ait fait sa prise ;
- S est le moment statique homogénéisé, déterminé par rapport à l'axe neutre de la section mixte, de l'aire de béton comprise dans la zone de dalle située au-delà de la section longitudinale à justifier et limitée à la largeur de dalle participante (aire hachurée sur la figure ci-dessous) ;
- I est le moment d'inertie homogénéisé de la section mixte par rapport à l'axe d'inertie ;
- h_0 est l'épaisseur de la dalle dans la section de cisaillement à justifier.



** On peut admettre cependant, pour l'application de l'article 25.3 uniquement (Justification du béton), de n'attribuer à la poutre que la largeur de dalle telle que, dans la section droite de moment maximal de la travée, la contrainte de compression admissible $0,6 f_{cj}$ soit atteinte.

25.2 — Calcul des contraintes de cisaillement aux extrémités des poutres dues au retrait du béton et à l'action différentielle de la température

On peut tenir compte de la souplesse de la poutre pour calculer cette contrainte de traction de la dalle.

** La contrainte de cisaillement due au retrait du béton et à l'action différentielle de la température s'exerce en sens opposé de celle due à l'effort tranchant.

Les sollicitations de cisaillement dues à l'effort tranchant nécessitent une justification de la dalle en état-limite de service et en état-limite ultime de résistance. Les sollicitations de cisaillement dues au retrait du béton et à l'action différentielle de la température nécessitent une justification en état-limite de service seulement.

Article 25 — Justification de la dalle vis-à-vis des sollicitations de cisaillement en état-limite de service

25.1 — Calcul des contraintes de cisaillement dues à l'effort tranchant

Les moments statiques et les moments d'inertie entrant dans le calcul des contraintes de cisaillement* de la dalle sont évalués en supposant partout le béton non fissuré.

La largeur de dalle participante est celle définie en 11.3.2.**

25.2 — Calcul des contraintes de cisaillement aux extrémités des poutres dues au retrait du béton et à l'action différentielle de la température

On calcule la contrainte de traction de la dalle due au retrait du béton et à l'action différentielle de la température dans la section droite située à une distance de l'extrémité égale à la largeur maximale de dalle participante prise en compte d'un côté de la poutre métallique dans la travée considérée, telle qu'elle résulte des dispositions de l'article 11.3.2. On admet que cette contrainte de traction s'exerce sur une largeur de dalle égale à la largeur maximale de dalle participante de la travée.*

L'effort d'accrochage ainsi évalué et les contraintes de cisaillement qui en résultent sur la section longitudinale de dalle à justifier sont supposés répartis uniformément entre la section droite de calcul considérée et la section d'about.**

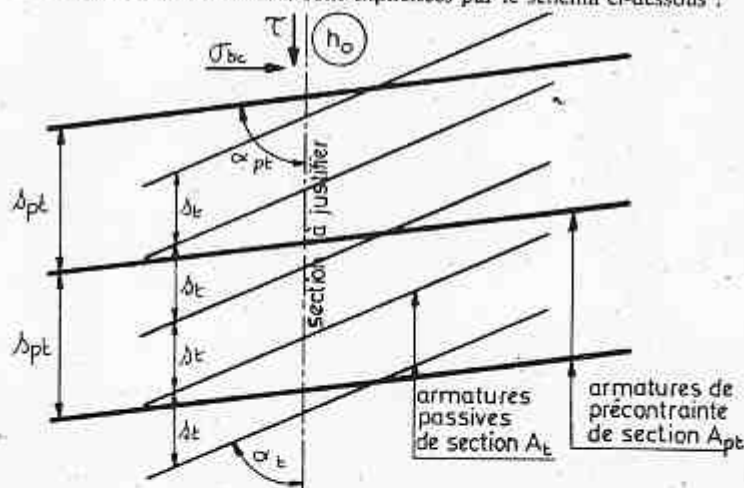
25.3 — Justification du béton

* Soit $\tau < f_{tj}$ si la dalle n'est pas précontrainte transversalement.

25.4 — Justification des armatures

* La sollicitation des aciers transversaux de la dalle par la flexion propre de cette dernière ne fait pas obstacle à leur prise en compte comme coutures.

** Les notations utilisées sont explicitées par le schéma ci-dessous :



*** Dans le cas où la dalle n'est pas précontrainte transversalement et où les armatures sont normales aux poutres, cette règle s'écrit $\rho > \frac{\tau}{2 f_e}$, ρ étant le taux d'armatures transversales (volume d'armatures rapporté à celui du béton)

**** Cette règle a pour objet d'assurer la liaison du béton aux poutres métalliques par l'intermédiaire des connecteurs quel que soit le sens des moments fléchissants transversaux résultant des charges locales appliquées à la dalle.

25.3 — Justification du béton

Les contraintes de cisaillement doivent satisfaire à la condition :

$$\tau < \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (f_{tj} + \sigma_{bc}) (f_{cj} - \sigma_{bc}) *$$

où σ_{bc} est la contrainte de compression normale à la section de cisaillement à justifier, due à une précontrainte transversale éventuelle.

25.4 — Justification des armatures

Les armatures transversales traversant la section à justifier doivent permettre d'équilibrer les efforts de cisaillement au cas où le béton viendrait à se fissurer.*

La contrainte dans les armatures passives ou la surtension des armatures de précontrainte qui existerait en cas de fissuration du béton est calculée par la formule suivante dite "règle des coutures généralisées" :

$$\sigma_a = \frac{h_0 (\tau - \sigma_{bc})}{\frac{A_t}{s_t} (\sin \alpha_t + \cos \alpha_t) + \frac{A_{pt}}{s_{pt}} (\sin \alpha_{pt} + \cos \alpha_{pt})}$$

avec ** :

- h_0 : épaisseur de la dalle dans la section de cisaillement à justifier ;
- A_t : somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures passives transversales ;
- A_{pt} : section droite d'une armature de précontrainte transversale éventuelle ;
- s_t et s_{pt} : espacement de ces armatures parallèlement à la section de cisaillement considérée ;
- α_t et α_{pt} : angle de ces armatures avec la section considérée.

On doit vérifier que :

- la contrainte des armatures passives ainsi calculée est inférieure à $2/3 f_e$; ***
- la contrainte des armatures de précontrainte évaluée à partir de leur tension caractéristique en service et de la surtension calculée par la formule précédente reste inférieure à T_g , limite conventionnelle d'élasticité des armatures de précontrainte.

De plus, la quantité d'armatures transversales situées en lit inférieur au-dessus de la poutre métallique doit être au moins égale à la moitié de la quantité minimale résultant de l'application de la règle ci-dessus. ****

Article 26 — *Justification de la dalle vis-à-vis des sollicitations de cisaillement en état-limite ultime de résistance*

26.1 — Calcul de l'effort de cisaillement

* Ce calcul revient à écrire l'équilibre du volume de dalle entre sections remarquables, situé au-delà de la section longitudinale à justifier et dans la limite de la largeur de dalle participante.

26.3 — Justification des armatures

* Dans le cas où la dalle n'est pas précontrainte transversalement et où les armatures passives sont normales aux poutres, cette règle s'écrit :

$$\rho \geq \frac{\tau_u}{f_c}, \rho \text{ étant le taux d'armatures transversales.}$$

CHAPITRE VIII

Connecteurs

Article 27 — *Principes généraux*

* Le présent chapitre ne peut être appliqué sans adaptation au cas des dalles précontraintes longitudinalement.

Article 26 — *Justification de la dalle vis-à-vis des sollicitations de cisaillement en état-limite ultime de résistance*

26.1 — Calcul de l'effort de cisaillement

L'effort de cisaillement en état-limite ultime est calculé entre "sections remarquables" de la poutre ; dans les cas courants, on peut se limiter à considérer comme telles la section de moment fléchissant positif maximal de chaque travée et les sections sur appui.

L'effort de cisaillement agissant sur la partie de dalle limitée par deux sections remarquables successives est égal à la somme des valeurs absolues de l'effort de compression et de l'effort de traction qui s'exercent sur ces deux sections. Ces efforts sont déterminés en supposant que les sections remarquables sont sollicitées :

- à leur moment fléchissant positif ultime avec le diagramme des contraintes défini à l'article 20 lorsqu'il s'agit d'une section de moment positif maximal ;
- à leur moment fléchissant négatif ultime défini à l'article 21 lorsqu'il s'agit d'une section sur appui intermédiaire ;
- à un moment nul dans le cas d'une section sur appui extrême.*

26.2 — Justification du béton

On calcule une contrainte de cisaillement moyenne τ_u en divisant l'effort de cisaillement précédent par l'aire de la section longitudinale du tronçon de dalle compris entre deux sections remarquables.

Cette contrainte moyenne doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs 0,13 f_{cj} et 4 MPa.

26.3 — Justification des armatures

Les armatures sont justifiées en appliquant la règle des coutures généralisées :

$$\frac{A_t f_c}{s_t h_0} (\sin \alpha_t + \cos \alpha_t) + \frac{A_{pt} \sigma_{pt}}{s_{pt} h_0} (\sin \alpha_{pt} + \cos \alpha_{pt}) \geq \tau_u$$

où σ_{pt} prend la valeur $R_g/1,15$ propre aux armatures transversales de précontrainte éventuelles. Les autres notations sont définies à l'article 25.4*

De plus, la quantité d'armatures transversales situées en lit inférieur au-dessus de la poutre métallique doit être au moins égale à la moitié de la quantité minimale résultant de l'application de la règle ci-dessus.

CHAPITRE VIII

Connecteurs

Article 27 — *Principes généraux* *

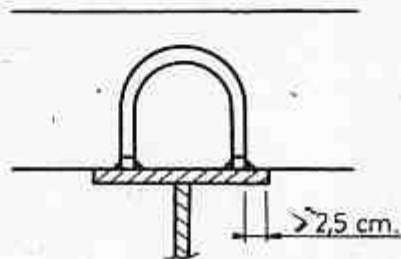
Les connecteurs doivent empêcher le glissement de la dalle en béton par rapport à l'ossature métallique et s'opposer à son soulèvement. Les efforts de glissement agissant sur la dalle ont les mêmes origines que celles indiquées au chapitre précédent pour les sollicitations de cisaillement du béton et sont déterminées de la même façon.

COMMENTAIRES

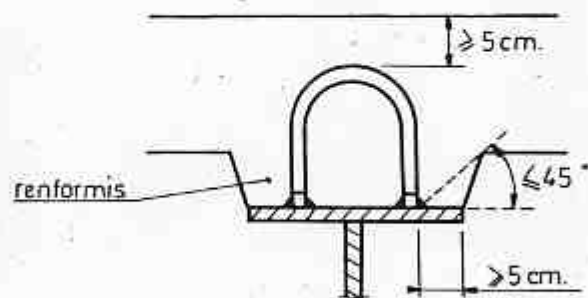
Article 28 — Dispositions constructives

* Ces règles ne s'appliquent pas au cas des dalles mixtes (dalle Robinson par exemple).

** La règle d'espacement minimum des connecteurs peut être assouplie pour permettre l'utilisation de certains types de dalle préfabriquée.



*** Distance entre le bord du connecteur et le bord de la membrure métallique.



**** Enrobage des connecteurs.

Les connecteurs doivent être justifiés en état-limite de service, en état-limite ultime de résistance et en état-limite de fatigue.

On néglige dans tous les cas l'adhérence du béton sur l'ossature métallique.

Article 28 — Dispositions constructives

Les règles suivantes sont à observer dans les cas courants* :

L'espacement longitudinal des connecteurs ne doit pas excéder 80 centimètres ni 4 fois l'épaisseur de la dalle.**

La distance entre le bord d'un connecteur et le bord de la membrure métallique sur laquelle il est soudé doit être d'au moins 2,5 centimètres.***

La hauteur des connecteurs doit être d'au moins 10 centimètres ; ils doivent dépasser les armatures du lit inférieur de la dalle d'au moins 5 centimètres. En zone de moment positif, ils doivent pénétrer d'au moins 4 centimètres dans le béton qui serait comprimé si la poutre était sollicitée à son moment résistant ultime.

Le diamètre des goujons soudés sur une semelle ailleurs qu'au droit de l'âme ne doit pas excéder 2 fois l'épaisseur de la semelle si celle-ci n'est jamais sollicitée en traction et 1,5 fois cette épaisseur dans le cas contraire.

L'enrobage de béton doit être d'au moins 5 centimètres au-dessus des connecteurs, ainsi que sur leurs côtés lorsque des renformis en béton sont interposés entre la face inférieure de la dalle et la membrure métallique. Les parois de ces renformis doivent être au-dessous d'une ligne tracée à 45° à partir du bord extérieur de la base des connecteurs.****

Article 30 — *Justification des connecteurs en état-limite de fatigue*

* Il s'agit du coefficient 1,2 applicable aux charges routières en état-limite de service.

Article 31 — *Justification des connecteurs en état-limite ultime de résistance*

* Cette résultante est égale à la somme des valeurs absolues des efforts qui s'exercent sur ces deux sections. Il résulte de l'article 26.1 que l'effort s'exerçant sur la dalle dans une section de moment positif maximal est égal à la plus basse des deux valeurs :

$$\frac{\sigma_e A}{1,05} \text{ et } \frac{0,85 f_{cj} B}{1,5}$$

A étant l'aire de la section droite de poutre métallique et B l'aire de la section droite de béton comprise dans la largeur de dalle participante.

Article 29 — *Justification des connecteurs en état-limite de service*

29.1 — Calcul de l'effort de glissement

L'effort de glissement agissant sur la dalle par suite de l'effort tranchant, du retrait du béton et de l'action différentielle de la température est calculé comme en 25.1 et 25.2. En particulier, on suppose le béton non fissuré et on prend en compte la largeur de dalle participante définie en 11.3.2.

29.2 — Justification des connecteurs

En partie courante, le dimensionnement et l'espacement des connecteurs peuvent être gardés constants sur toute longueur de poutre où la différence entre l'effort de glissement et une valeur moyenne ne dépasse pas ± 15 pour cent. L'effort de glissement de la dalle pour une telle longueur de poutre ne doit pas excéder la somme des charges admissibles en état-limite de service des connecteurs qui y sont situés.

Dans les zones d'extrémité des poutres, le dimensionnement et l'espacement des connecteurs doivent être gardés constants sur la longueur "d'accrochage" de la dalle définie en 25.2. La valeur maximale sur cette longueur de l'effort de glissement par unité de longueur de poutre, multipliée par l'espacement des connecteurs, ne doit pas excéder leur charge admissible en état-limite de service.

Article 30 — *Justification des connecteurs en état-limite de fatigue*

30.1 — Calcul de l'effort de glissement

Dans le cas des ponts-routes, on considère les 3/4 des charges du système B_c définies par le fascicule 61, titre II, du Cahier des Clauses Techniques Générales, avec majoration pour effet dynamique et sans multiplication par 1,2.* L'amplitude maximale de variation de l'effort de glissement produite par ces charges est calculée avec les mêmes hypothèses qu'en 29.1.

Dans le cas des ponts-rails, on se référera aux documents particuliers de la S.N.C.F.

30.2 — Justification des connecteurs

Le dimensionnement et l'espacement des connecteurs doivent être tels que l'amplitude de variation de l'effort de glissement par unité de longueur de poutre multipliée par l'espacement des connecteurs n'excède par leur variation admissible de charge en état-limite de fatigue.

Article 31 — *Justification des connecteurs en état-limite ultime de résistance*

La résultante des efforts normaux agissant sur la partie de dalle limitée par deux sections remarquables successives de la poutre est calculée comme en 26.1.*

Cette résultante ne doit pas excéder la somme des résistances de calcul en état-limite ultime des connecteurs situés entre les deux sections remarquables considérées.

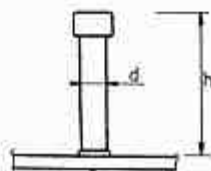
L'effort s'exerçant sur la dalle dans une section d'appui est soit nul (appui extrême), soit égal au produit de la section des armatures comprises dans la largeur de dalle participante par la contrainte résultant de l'application de l'article 21 (appui intermédiaire).

** Cette possibilité permet de limiter le nombre de connecteurs lorsque la résistance de la poutre en flexion est surabondante.

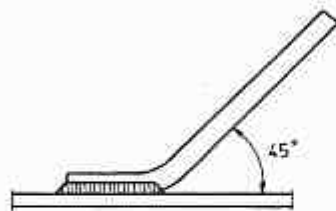
Article 32 — Résistance des connecteurs

32.1 — Résistance des connecteurs en état-limite ultime

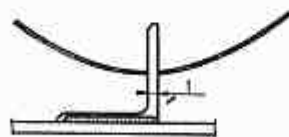
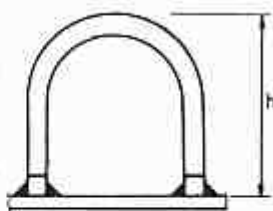
* Ces formules de résistance incluent le coefficient de sécurité partiel.



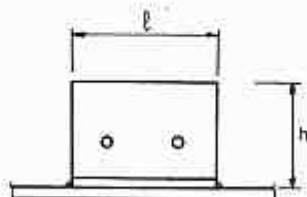
— goujons à tête ronde



— arceaux



— cornières



Dans le cas où les contraintes normales de l'ossature métallique ne dépassent pas $\pm \sigma_e/1,35$ en état-limite de service dans l'ensemble d'une travée, cette résultante des efforts peut être réduite de moitié dans la travée considérée.**

Article 32 — Résistance et charge admissible des connecteurs

32.1 — Résistance des connecteurs en état-limite ultime

Si les valeurs des résistances des connecteurs en état-limite ultime ne sont pas fournies par le Cahier des Clauses Techniques Particulières, elles sont déterminées dans le cas de goujons à tête ronde, d'arceaux ou de cornières à l'aide des formules* ci-après, à condition que les dispositions constructives de l'article 28 et les conditions du présent article soient respectées.

La résistance de calcul à l'état-limite ultime d'un connecteur, notée R_d , est obtenue à partir de ces formules en prenant :

$$R_d = \inf (R_1, R_2)$$

R_1 correspondant à l'écrasement du béton et R_2 à la rupture de l'acier du connecteur.

Lorsque la dalle est en béton léger de masse volumique supérieure à $1\,400\text{ kg/m}^3$, les valeurs indiquées pour R_1 doivent être minorées de 15 pour cent.

Dans ces formules, h désigne la hauteur totale des connecteurs, d le diamètre des goujons, A_c l'aire de la section de la barre constituant les arceaux, t et l l'épaisseur et la longueur des cornières, σ_{ec} la limite élastique du métal constitutif du connecteur.

— goujons à tête ronde :

$$R_1 = \frac{67 d^2 \sqrt{f_{cj}}}{1,3} \quad (\text{unités : mm, N, MPa})$$

$$R_2 = \frac{0,7 \pi d^2}{4} \sigma_{ec} / 1,0$$

Ces formules sont applicables si $h/d \geq 4,2$.

— arceaux :

$$\text{sens normal (traction) : } R_d = R_2 = \frac{2 A_c \sigma_{ec}}{1,0} \quad (R_1 > R_2)$$

sens inverse du sens normal (compression) : $R'_d = 0,5 R_d$

Ces formules sont applicables aux arceaux de section ronde ou carrée lorsque la boucle est inclinée à 45° par rapport au plan de la membrure supérieure de la poutre.

Le rayon de courbure de la boucle doit satisfaire à la condition de non écrasement du béton.

Les cordons de soudure doivent être dimensionnés pour résister à un effort de cisaillement égal à R_d , les justifications étant effectuées conformément aux prescriptions du fascicule 61, titre V.

— cornières :

$$R_d = R_1 = \frac{l h f_{cj}}{1,5} \quad (R_2 > R_1)$$

Cette formule est applicable si $t \geq 0,10 h$
et $l < 200 \text{ mm}$

et à la condition que les cornières soient traversées par une ou deux barres recourbées d'un diamètre $\phi \geq 12 \text{ mm}$ s'opposant au soulèvement de la dalle.

Les cordons de soudure doivent être dimensionnés pour résister à un effort de cisaillement égal à R_d , les justifications étant effectuées conformément aux prescriptions du fascicule 61, titre V.

32.2 — Charge admissible des connecteurs en état-limite de service et variation admissible de charge en état-limite de fatigue

Pour les goujons à tête ronde, les arceaux et les cornières, en l'absence de prescription du Cahier des Clauses Techniques Particulières, on adopte les valeurs suivantes :

	Charge admissible en état-limite de service	Variation admissible de charge en état-limite de fatigue
Goujons à tête ronde Cornières Arceaux sens normal	} 0,60 R_d	} 0,30 R_d
Arceaux sens inverse du sens normal		

NOTATIONS

MAJUSCULES LATINES

A	: Aire d'une section d'acier.
A_t	: Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures passives transversales.
A_{pt}	: Section droite d'une armature de précontrainte transversale.
B	: Aire d'une section de béton.
E (ou E_a)	: Module d'élasticité longitudinale de l'acier de l'ossature.
E_i	: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
I	: Moment d'inertie de flexion d'une section droite par rapport à l'axe d'inertie.
K_{fl}	: Coefficient de fluage du béton.
M	: Moment fléchissant.
R_d	: Résistance de calcul en état-limite ultime d'un connecteur.
R_g	: Contrainte de rupture garantie des armatures de précontrainte.
S	: Moment statique.
T_g	: Limite d'élasticité conventionnelle garantie des armatures de précontrainte.
V	: Effort tranchant.

MINUSCULES LATINES

a	: Dimension longitudinale d'un panneau d'âme.
b	: Dimension transversale d'un panneau d'âme.
d	: Diamètre du rond constitutif d'un connecteur.
f_c	: Limite d'élasticité garantie des armatures passives.
f_{cj} , f_{ij}	: Résistances caractéristiques à la compression et à la traction du béton âgé de j jours.
f_{c28}	: Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de 28 jours.
h	: Hauteur d'un connecteur.
h_0	: Epaisseur de la dalle de béton.
j	: Nombre de jours.
l	: Portée ou longueur.
n_i	: Coefficient d'équivalence instantané acier-béton (n_{ij} : à l'âge de j jours).
n_v	: Coefficient d'équivalence à long terme acier-béton.
s_t , s_{pt}	: Espacements des armatures transversales passives et de précontrainte.
t	: Epaisseur d'une tôle.

MINUSCULES GRECQUES

α	: Rapport de la longueur à la largeur d'un panneau d'âme.
α_t , α_{pt}	: Angles des armatures transversales passives et de précontrainte avec la fibre moyenne de la poutre.
γ	: Coefficient partiel de sécurité ; inertie d'un raidisseur rapportée à celle du panneau.
δ	: Aire de la section d'un raidisseur rapportée à celle du panneau.
ϵ_T	: Retrait du béton.
η	: Coefficient de fissuration relatif à une armature.
ν	: Coefficient de Poisson de l'acier.
ρ	: Volume des armatures rapporté à celui du béton.
ρ_s	: Masse volumique sèche d'un béton léger.
σ	: Contrainte normale.
σ_{bc} , σ_{bt}	: Contraintes de compression et de traction du béton.
σ_e	: Limite d'élasticité de l'acier des poutres.
σ_{ec}	: Limite d'élasticité de l'acier des connecteurs.
τ	: Contrainte de cisaillement.
ψ	: Rapport des contraintes normales extrêmes dans une section fléchie de poutre métallique.

CONSEIL GENERAL DES PONTS ET CHAUSSEES

Section "Techniques du Génie Civil
et du Bâtiment"

Règlement de calcul des ponts
mixtes acier-béton

Annexe II à l'Instruction Technique
du 21 juillet 1981

RAPPORT DU GROUPE DE TRAVAIL

Dans le calcul des ponts métalliques avec dalle béton, l'usage ancien était d'effectuer le calcul en considérant que seules les poutres métalliques interviennent dans la résistance de l'ouvrage. Or, en fait, en raison des liaisons entre les poutres et la dalle de béton, celle-ci participe à la résistance. Il en résulte que la façon classique de calculer entraîne deux sortes d'inconvénients :

- 1) La quantité de métal est supérieure à celle qui serait nécessaire, si on faisait participer le béton à la résistance des poutres principales.
- 2) Les liaisons entre le béton de la dalle et les poutres métalliques ne sont pas vérifiées, et on constate en pratique des fissurations de dalle.

Aussi, en 1966, une instruction de la Direction des Routes a-t-elle donné des règles de calcul des ouvrages mixtes, c'est-à-dire où le béton de la dalle collabore avec les poutres métalliques pour assurer la résistance de l'ouvrage.

L'expérience des ouvrages construits, les études théoriques et expérimentales poursuivies depuis, tant en France qu'à l'étranger, l'étude des règlements étrangers relatifs aux ponts mixtes, ont conduit à réexaminer cette instruction.

Aussi, le Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes a établi un projet d'instruction daté d'avril 1975 concernant le calcul des ponts-routes mixtes acier-béton, et M. le Directeur des Routes et de la Circulation Routière a demandé à M. le Vice-Président du Conseil Général des Ponts et Chaussées, par lettre du 26 mai 1975, que ce projet soit soumis à la 2ème Section.

Par décision du 22 septembre 1975, M. le Vice-Président a constitué auprès du Président de la 2ème Section un "Groupe de Travail chargé de rédiger un règlement de calcul des ponts-routes mixtes acier-béton sur la base du projet d'instruction d'avril 1975 établi par le SETRA".

La composition du Groupe de Travail est donnée en annexe.

Le résultat de ses travaux a été soumis à la Section "Techniques du Génie Civil et du Bâtiment", qui a demandé un certain nombre de modifications, certaines de celles-ci nécessitant préalablement des essais in situ et des calculs de simulation.

Le texte définitif tient compte des demandes du Conseil Général des Ponts et Chaussées.

I — Problèmes généraux posés par l'élaboration du projet de règlement.

Il était nécessaire de se raccorder aux textes généraux, d'une part, et de résoudre les problèmes spécifiques à la construction mixte, d'autre part.

I.1 — Rapprochement avec les textes généraux

Il se fait d'abord avec les Directives communes de 1971 ; comme celles-ci, le texte comporte deux natures de justification des poutres mixtes : l'une en état-limite de service, l'autre à l'état ultime de résistance.

Les textes relatifs au béton dont le document tient compte sont d'une part le BAEL, et d'autre part, l'Instruction provisoire n° 2 relative à l'utilisation du béton précontraint. (I.P.2).

Enfin, le projet de règlement des ponts mixtes utilise directement le Titre V du fascicule 61 - Conception et calcul des ponts et ouvrages métalliques - ou s'en inspire.

I.2 — Problèmes spécifiques aux ponts mixtes

Ce sont :

- les conditions de prise en compte du béton
- les justifications correspondantes de la dalle en béton
- celles de connecteurs reliant les poutres à la dalle en béton.

Les principales novations concernant ces points sont présentées et justifiées ci-dessous.

I.2.1 — Conditions de prise en compte du béton en état-limite de service

Comme l'I.P.2., le texte (en son article 11) distingue deux calculs :

- le calcul des inconnues hyperstatiques
- le calcul des contraintes.

Il aurait été plus logique de prendre la même largeur de dalle pour ces deux calculs, largeur qui aurait dû être alors celle utilisée pour le calcul des contraintes. Mais en raison de l'intervention de la traction du béton dans la détermination de la poutre où le béton est pris en compte, il en aurait résulté des calculs itératifs, chaque itération remontant jusqu'au calcul des efforts d'où une complication assez grande.

Aussi le texte prévoit (en son article 11) que le calcul des efforts s'effectue en tenant compte de l'inertie de la section mixte, même dans les zones où le béton est tendu. Cette disposition se justifie par les considérations suivantes :

- dans les zones où le béton est tendu entre deux fissures consécutives, il participe en fait partiellement à l'inertie ;
- des vérifications effectuées par le SETRA ont montré que la différence avec la méthode où l'on négligerait le béton tendu ne représenterait que quelque pour cent ;
- enfin, il en résulte une simplification évidente des calculs, puisque les efforts sont calculés une seule fois pour toutes.

I.2.2 — Justification du béton de la dalle en l'état-limite de service (article 16)

Les instructions provisoires de 1966 prévoyaient que le béton ne devait pas être tendu sous charges permanentes et retrait. Pour satisfaire à cette condition dans les zones de moments négatifs, il était nécessaire d'avoir recours à des dénivellations d'appui importantes. Ce mode de construction est délicat à réaliser et par ailleurs relativement onéreux. Cette condition assez sévère ne figure pas dans les règlements étrangers.

Aussi le texte prévoit deux vérifications :

- en compression, la justification d'une contrainte maximale,
- en traction, aucune condition n'est imposée si la dalle est simplement armée mais des conditions de ferrailage relativement sévères sont prévues à l'article 17.

Il s'agit là d'une évolution analogue à celle constatée en béton précontraint. En effet l'instruction de 1953 prévoyait, dans les zones de diminution des moments, une compression résiduelle, l'instruction de 1965 (I.P.1) a ramené cette contrainte à zéro et l'instruction de 1973 (I.P.2.) a prévu trois classes de précontraintes selon les valeurs admises pour la fibre la moins sollicitée. Les conditions envisagées par les articles 16 et 17 peuvent être rapprochées de ce que l'I.P.2. prévoit pour le béton précontraint de 2^{ème} classe.

2 — Articulation du texte

Il comporte huit chapitres :

- Chapitre I — Principes généraux
- Chapitre II — Matériaux
- Chapitre III — Actions et sollicitations
- Chapitre IV — Justification des poutres mixtes en état-limite de service
- Chapitre V — Justification des poutres mixtes en état-limite ultime de résistance
- Chapitre VI — Justification des assemblages
- Chapitre VII — Justification de la dalle vis-à-vis des sollicitations de cisaillement
- Chapitre VIII — Connecteurs.

Le présent rapport en présente et en justifie les principales stipulations, article par article.

3 — Chapitre I — Principes généraux

3.1 — Domaine d'application

Il indique que les règles de calcul "sont applicables aux tabliers de ponts constitués par une ossature en acier et une dalle en béton armé ou précontraint, solidarisées à leur jonction par des organes de liaison appelés connecteurs".

3.2 — Article 2 — Principe des justifications

Elles se réfèrent aux D.C. 71, comme le titre V du fascicule 61.

4 — Chapitre II — Matériaux

Il comprend 5 articles :

- Article 3 — Résistance des aciers
- Article 4 — Résistance du béton
- Article 5 — Coefficient d'équivalence instantanée
- Article 6 — Coefficient d'équivalence à long terme — Fluage du béton
- Article 7 — Retrait du béton

Les notations et prescriptions relatives aux aciers et aux bétons traditionnels sont identiques à celles des textes spécifiques à ces matériaux qui ont été rappelés ci-dessous, avec toutefois des simplifications, consacrées par l'usage, concernant les coefficients d'équivalence.

Des prescriptions sont également données concernant les bétons légers ; elles s'inspirent des "Recommandations provisoires pour l'emploi du béton léger" de la Direction des Routes et de la Circulation Routière de décembre 1976.

Le Chapitre II regroupe tout ce qui est utile au calcul des projets, ce qui évitera aux Ingénieurs d'avoir recours à de multiples documents.

5 — Chapitre III — Actions et sollicitations

5.1 — Article 8 — Actions, combinaisons d'actions, sollicitations de calcul

Il se réfère au règlement des ponts métalliques et demande qu'on considère en outre le retrait du béton (défini antérieurement) et la différence de température entre le béton de la dalle et l'acier de l'ossature métallique.

5.2 — Article 9 — Action différentielle de la température

Il s'agit d'une différence de température entre le béton d'une part, et le métal de l'autre.

A la demande de la Section "Techniques du Génie Civil et du Bâtiment", le L.C.P.C. a procédé à des mesures de différences de température sur un ouvrage en service (Pont de Cambrai) ainsi qu'au un calcul de simulation. Il résulte de ces études que dans le cas d'un ouvrage placé dans les conditions les plus favorables (orientation nord-sud et très peu de dalle en encorbellement), cette différence de température peut atteindre $\pm 10^\circ$; ce qui est prévu dans le corps du texte.

En revanche, dans le cas d'ouvrages placés dans des conditions moins sévères (soit du point de vue de l'orientation, soit en raison d'encorbellement important), cette différence peut atteindre des valeurs nettement plus basses ; aussi le commentaire prévoit la possibilité de descendre jusqu'à $\pm 5^\circ$ dans ce cas.

6 — Chapitre IV — Justification des poutres mixtes en état-limite de service

6.1 — Principes généraux

Il rappelle des règles générales*de ce calcul.

6.2 — Conditions de prise en compte du béton et des armatures en état-limite de service

Les principes adoptés ont été présentés et justifiés ci-dessus (en 1.2.1). Le détail en est justifié ci-après.

6.2.1 — Les règles relatives au calcul des efforts sont strictement celles de l'I.P.2.

6.2.2 — Les règles relatives au calcul des contraintes sont celles de l'I.P.2.

6.2.3 — Bien entendu, si la dalle est précontrainte, et reste de ce fait toujours comprimée, elle est prise en compte tout le long de la poutre.

6.3 — Article 12 — Fluage du béton en état-limite de service

Cet article rappelle qu'on peut tenir compte du fluage, dans les cas simples, en utilisant le coefficient d'équivalence à long terme, mais que cette méthode n'est pas valable si la définition mécanique de l'ouvrage varie au cours de la construction.

6.4 — Article 13 — Retrait du béton et action différentielle de la température en état-limite de service

Une méthode simple est indiquée pour effectuer les calculs.

6.5 — Article 14 — Justification des contraintes de l'acier des poutres en état-limite de service

Cet article a également donné lieu à d'importantes discussions.

On aurait pu déduire du $\gamma_m = 1$ pris dans le Titre V du fascicule 61,

qui calcule à l'état limite ultime, un γ_m à l'état-limite de service égal à $\frac{4}{3} \cdot (\frac{4}{3} = \gamma_Q)$

En revanche, d'autres membres du groupe de travail ont estimé que l'association acier-béton permettait d'aller sans danger, même en l'état-limite d'utilisation, jusqu'à la limite d'élasticité du métal.

Aussi, finalement, le consensus s'est effectué pour une valeur moyenne de $\gamma_m = 1,15$.

6.6 — Article 15 — Justification vis à vis du voilement en état-limite de service, raidissage

Cet article reprend, en les adaptant à l'état-limite de service, les prescriptions du Titre V du fascicule 61 (qui sont établies par l'état-limite ultime de résistance).

6.7 — Article 16 — Justification du béton de la dalle en état-limite de service

Le principe a été présenté et justifié ci-dessus (en 1.2.2). La condition de compression maximale est celle du BAEL.

6.8 — Article 17 — Justification des armatures longitudinales tendues en état-limite de service

Ces armatures servent à limiter et à répartir les fissures éventuelles du béton.

Les règles sont analogues à celles de l'I.P.2., en distinguant, comme celle-ci, les sections où le béton tendu est supposé fissuré (parag. 17.1) et celles où il est supposé non fissuré (parag. 17.2).

7 — Chapitre V — Justification des poutres mixtes en état-limite ultime de résistance

7.1 — Principes généraux

Cet article donne le principe des vérifications à effectuer et indique les actions à prendre en compte.

7.2 — Sollicitations de calcul

La largeur de dalle participante pour le calcul de celles-ci est la même que pour l'état-limite de service.

7.3 — Résistance ultime des poutres mixtes soumises à un moment fléchissant positif

La résistance ultime est calculée en supposant une plastification complète de la section. Des essais grandeur nature effectués à l'INSA de Rennes ont montré qu'effectivement cette plastification était atteinte. Dans ces conditions la contrainte dans la partie métallique qu'il ne faut pas dépasser est calculée avec un γ_m de 1,05, pour tenir compte du fait que l'on prend en compte un diagramme des contraintes rectangulaire alors que dans le Titre V du fascicule 61, le diagramme pris en compte est un diagramme triangulaire avec un γ_m égal à 1. Il s'agit là d'une valeur qui pourra éventuellement être reconsidérée dans le futur, selon l'avancement des études générales sur la sécurité des structures.

La contrainte dans le béton est celle qui est fixée par le BAEL pour le même état-limite.

7.4 — Article 21 — Résistance ultime des poutres mixtes soumises à un moment fléchissant négatif

Dans ce cas, le béton de la dalle est tendu et elle n'intervient que par ses armatures, avec une contrainte qui est au maximum celle permise par le BAEL.

De même, le diagramme dans la partie métallique est au maximum celui autorisé par le Titre V.

8 — Chapitre VI — Justification des assemblages

8.1 — Article 22 — Boulons à haute résistance

Compte tenu de la nécessité de prévoir la possibilité d'une plastification éventuelle des sections les plus sollicitées, des règles plus prudentes que celles du Titre V ont été prévues pour éviter dans ce cas un glissement des assemblages par boulons H.R.

8.2 — Soudures

Compte tenu des modes de calcul des sections, il est plus défavorable d'effectuer les vérifications à l'état-limite de service ; c'est ce qui est prévu.

Les règles prévues ont été déduites de celles du Titre V en faisant intervenir le rapport des coefficients γ qui jouent sur la charge permanente dans les deux cas

$$\frac{1}{4/3} \text{ soit } \frac{3}{4}$$

9 — Chapitre VII — Justification de la dalle vis à vis des sollicitations de cisaillement

9.1 — Article 24 — Principes

Il précise les sollicitations à prendre en compte et les états-limites à considérer.

9.2 — Article 25 — Justification de la dalle vis à vis des sollicitations de cisaillement en état-limite de service

9.2.1 — Calcul des contraintes de cisaillement

En 25.1, est précisée la méthode de calcul en section courante et en 25.2, celle aux extrémités des poutres (accrochage des dalles sous l'effet du retrait du béton et de l'action différentielle de la température).

9.2.2 — Justification du béton

La condition à vérifier est celle de Chalos-Béteille.

9.2.3 — Justification des armatures

Les règles à respecter sont celles de l'I.P.2., adoptées pour l'état-limite de service.

9.3 — Article 26 — Justification de la dalle vis à vis des sollicitations de cisaillement en état-limite de résistance

9.3.1 — Justification du béton

Conformément aux errements concernant la justification de la liaison béton-acier dans les ponts mixtes en état-limite de résistance, on calcule un effort de cisaillement entre des sections remarquables successives (parag. 26.1), et on en déduit une contrainte de cisaillement moyenne (parag. 26.2), ce qui est justifié pour un état-limite de résistance.

Les contraintes-limites sont celles du BAEL.

9.3.2 — Justification des armatures

Les règles à respecter sont celles de l'I.P.2 ; toutefois on a pris $\gamma_m = 1$, en raison du fait qu'on demande également une vérification en l'état-limite de service.

10 — Chapitre VIII — Connecteurs

Ce chapitre a donné lieu à de nombreuses recherches et discussions, notamment au sein du groupe d'experts.

Il a fallu revoir les résultats des essais effectués (particulièrement nombreux en ce qui concerne les goujons à tête ronde), les errements des divers services construisant des ponts mixtes (notamment ceux de la SNCF) et les prescriptions des règlements étrangers.

Les propositions faites constituent un compromis raisonnable entre les exigences de la sécurité de calcul, celles de l'économie et celles d'une exécution normale.

10.1 — Article 27 — Principes généraux

Il indique les buts auxquels doivent répondre les connecteurs, et les états-limites à considérer.

Il précise que l'adhérence du béton à l'ossature métallique est négligée dans les calculs, ce qui place en sécurité.

10.2 — Article 28 — Dispositions constructives

Il précise les dispositions constructives à adopter dans les cas les plus courants.

10.3 — Article 29 — Justification des connecteurs en état-limite de service

Le calcul des efforts de glissement (parag. 29) se fait comme pour la justification du béton.

Des règles sont données, qui permettent de garder constants le dimensionnement et l'espacement des connecteurs sur des zones définies, ce qui est un facteur de simplification, et donc d'économie, et aussi, en fait, de sécurité.

10.4 — Article 30 — Justification des connecteurs en état-limite de fatigue

Les essais ayant montré la sensibilité des connecteurs à la fatigue, il a paru nécessaire de prévoir une vérification correspondante.

Les conditions en sont donc bien définies, ce qui a nécessité certaines novations.

En particulier, il a fallu prescrire une "charge de fatigue" (parag. 30.1), prise égale aux 3/4 des charges du système B_c (ce qui correspond à deux camions de 20 T par file de circulation, majorations non comprises). Cette valeur a paru raisonnablement prudente.

10.5 — Article 31 — Justification des connecteurs en état-ultime de résistance

L'effort de glissement est calculé entre sections remarquables, comme pour la justification de la dalle pour le même état-limite.

10.6 — Article 32 — Résistance des connecteurs

10.6.1 — Article 32.1 — Résistance des connecteurs en état-limite ultime

Cet article donne les résistances ultimes des connecteurs utilisés couramment.

Les valeurs proposées résultent de la comparaison des essais de laboratoire et/ou des errements des réalisateurs français ou des règlements étrangers.

10.6.2 — Résistance des connecteurs en état-limite de service et en état-limite de fatigue

Cet article donne des règles qui permettent de déduire ces résistances de celles en état-limite ultime, compte-tenu de l'état actuel de nos connaissances expérimentales.

Forme administrative à donner au document

Il est proposé que le règlement de calcul des ponts mixtes acier-béton fasse l'objet d'une "Instruction du Conseil Général des Ponts et Chaussées", comme l'ont déjà fait les Directives Communes 1979 et l'Instruction Technique du 9 Mars 1979 relative au contrôle de la qualité des bétons.

En effet, un nouveau règlement de calcul des ouvrages métalliques et un règlement de béton précontraint aux états-limites sont en cours d'élaboration. Il conviendra donc à leur sortie d'étudier s'il y a des modifications éventuelles à apporter au règlement des ponts mixtes pour le rendre conforme à ces deux textes.

Il sera ensuite possible de le transformer en fascicule du C.C.T.G.

En conclusion, le "Projet de règlement de calcul des ponts mixtes acier-béton" présente un compromis raisonnable entre les exigences de la sécurité et celles de l'économie. La recherche de ce compromis et aussi celle d'un accord entre les ingénieurs projeteurs de l'Administration et les représentants de la profession expliquent la durée des études du groupe de travail. Cette durée a cependant permis d'aboutir à un texte opérationnel, puisqu'il est déjà appliqué dans les projets étudiés par le SETRA.

Paris, le 15 juillet 1981

*Le Rapporteur du Groupe
de Travail,*

Le Président du Groupe de Travail,

D. CEYLON

R. PLANTE

GROUPE DE TRAVAIL
POUR L'ETUDE D'UN REGLEMENT DE CALCUL
DES PONTS MIXTES ACIER-BETON

(Annexe au rapport du 15 juillet 1981 du Groupe de Travail)

M. PLANTE	Ingénieur Général des Ponts et Chaussées, <i>Président</i>
M. GRATTESAT	Ingénieur Général des Ponts et Chaussées
M. MATHIEU	Ingénieur Général des Ponts et Chaussées
M. CEYLON	Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, Conseil Général des Ponts et Chaussées, <i>Rapporteur</i>
M. LE FRANC	Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, alors Chef de la DOA du S.E.T.R.A.
M. BRIGNON	Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées Chef du département Métal de la DOA du S.E.T.R.A.
M. BOIS	Chef du Département des Structures et Ouvrages d'art du L.C.P.C.
Mme BRACHET	Chef du Département des Bétons et Métaux du L.C.P.C.
M. ROCHE	Ingénieur des Ponts et Chaussées au S.E.T.R.A. <i>Secrétaire</i>
M. GOURMELON	Ingénieur des Ponts et Chaussées au L.C.P.C.
M. BINET	Ingénieur des Ponts et Chaussées
M. BRUNEAU	Ingénieur des Ponts et Chaussées au Service Régional de l'Équipement d'Ile de France
M. LORIN	Président honoraire du Syndicat de la Construction Métallique de France
M. FULOP	Ingénieur au C.T.I.M.
M. BROZZETTI	Ingénieur au C.T.I.M.
M. CIOLINA	Représentant du Syndicat de la Construction Métallique de France
M. FOX	Représentant du Syndicat de la Construction Métallique de France
M. SCHMOL	Ingénieur au S.N.B.A.T.I.
M. PIGNET	Chef de la Division des Grands Ouvrages Métal, I.G.P.H.C., S.N.C.F.