



Ministère
de l'Équipement,
du Logement,
des Transports
et du Tourisme

PONTS METALLIQUES ET MIXTES

RESISTANCE A LA FATIGUE



GUIDE DE CONCEPTION ET DE JUSTIFICATIONS



Service d'Études
Techniques
des Routes
et Autoroutes



Centre
Technique
Industriel de la
Construction
Métallique



DIRECTION DE L'ÉQUIPEMENT
ET DE L'AMÉNAGEMENT

Page laissée blanche intentionnellement



Ministère
de l'Équipement,
du Logement,
des Transports
et du Tourisme



Service d'Études
Techniques
des Routes
et Autoroutes

ERRATUM

Guide de conception et de justifications PONTES METALLIQUES ET MIXTES Résistance à la fatigue

(Référence F 9611)

Erratum : page 90 en haut

Par suite d'une erreur matérielle, le coefficient de pondération de la masse du camion BF utilisé dans la suite du calcul a été divisé par deux (0,48 au lieu de 0,96).

La correction de cette erreur aurait les conséquences suivantes :

- les zones de fissuration S1, S2, S3 sont inchangées ;
- par contre, les étendues de contrainte sous B_f sont doubles de celles indiquées, ce qui impose de renforcer l'ouvrage.

Cependant, l'illustration de la méthodologie de calcul, que donne cet exemple, reste entièrement valable.

Page laissée blanche intentionnellement

PONTS METALLIQUES ET MIXTES

RESISTANCE A LA FATIGUE

**GUIDE DE CONCEPTION ET DE
JUSTIFICATIONS**

**Première édition
Mai 1996**

Document réalisé et diffusé par le



SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES

Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art

46, avenue Aristide Briand - B.P. 100 - 92223 Bagneux Cedex - FRANCE

Tél. : (1) 46 11 31 31 - Télécopieur : (1) 46 11 31 69

Ont participé à la rédaction de ce guide :

J.	BROZZETTI	CTICM
V.	BUI	SETRA
J-A.	CALGARO	SETRA
B.	CHABROLIN	CTICM
T.	KRETZ	SETRA
A.	NUSSBAUMER	CTICM
B.	PLU	SNCF
Ph.	RAMONDENC	SNCF
J.	RAOUL	SETRA
J.	ROCHE	SETRA

Réalisation : Mme H. OUDIN-HOGRAINDLEUR, MM. V. BUI, T. KRETZ.

TABLE DES MATIERES

A. INTRODUCTION	
1. DEFINITIONS	5
2. DOMAINE D'APPLICATION	6
B. PRINCIPES ET METHODOLOGIE	
1. CYCLES ET ETENDUES DE CONTRAINTE	7-8
2. COURBES DE RESISTANCE A LA FATIGUE	8-12
3. CLASSIFICATION DES DETAILS CONSTRUCTIFS	12-22
4. LOI D'ENDOMMAGEMENT DE PALMGREN-MINER	23
5. METHODES DE VERIFICATION A LA FATIGUE	23-25
C. APPLICATION AUX PONTS-ROUTES	
1. CHARGE DE FATIGUE B_f	27
2. VERIFICATION SIMPLIFIEE A LA FATIGUE AVEC LE CAMION B_f	27-28
3. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES	29-35
4. CONSEQUENCES DE LA PRISE EN COMPTE DE LA FATIGUE DES PONTS-ROUTES	36-38
5. REGLES ET CONSEILS COMPLEMENTAIRES POUR LE CALCUL DES PONTS-ROUTES	38-41
D. APPLICATION AUX PONTS-RAILS	
1. METHODES DE JUSTIFICATION	43-50
2. LOI D'INTERACTION POUR LA JUSTIFICATION DES CONNECTEURS	50
3. TRAINS-TYPES POUR LA FATIGUE	50-53
4. COMBINAISONS DE TRAFIC	54
E. PARACHEVEMENT	
1. GENERALITES	55-57
2. MEULAGE	57-59
3. REFUSION TIG	60-61
4. GRENAILLAGE DE PRECONTRAINTTE	61-63
5. MARTELAGE	64-65
F. REFERENCES	67-68
G. ANNEXE 1 CONNAISSANCE DU TRAFIC ROUTIER ET FATIGUE	69-71
G. ANNEXE 2 EVOLUTION LIEE AUX EUROCODES	73-85
G. ANNEXE 3 INFLUENCE DE LA FISSURATION DE LA DALLE BETON	87-92
G. ANNEXE 4 CLAUSES POUR LES CAHIERS DE CHARGES DES PONTS-ROUTES	93-99

La norme expérimentale P 22-311 publiée par l'AFNOR, qui reproduit intégralement la norme européenne provisoire ENV 1993-1-1 avec son Document d'Application Nationale, l'ensemble appelé "Eurocode 3 - Calcul des structures en acier - et Document d'Application Nationale - Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments", est parue en décembre 1992 ; le phénomène de fatigue y est traité au chapitre 9.

En même temps, les travaux du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) ont permis la maîtrise des éléments de trafic routier. Ces éléments ont notablement contribué à faire progresser les études du phénomène de fatigue dans les Ouvrages d'Art et rendent nécessaire le regroupement des informations éparses, bien qu'encore incomplètes sur le sujet, en un document simple et accessible aux projeteurs.

Tel est l'ambition de ce guide, fruit d'un travail collectif associant le SETRA, le CTICM et la SNCF. Il est destiné à évoluer selon les progrès des connaissances mais devrait, dès maintenant par son existence, contribuer à améliorer la qualité et la durabilité de nos ouvrages métalliques et mixtes.

- 1. DEFINITIONS** Le phénomène de fatigue désigne la dégradation progressive des structures soumises à des sollicitations fluctuantes ou répétées, qui se traduit par l'apparition et le développement de fissures, endommageant ces structures et pouvant les amener à la ruine par rupture brutale.

Le dommage physique que subissent ces structures est l'amorçage et la propagation de microfissures au cours du temps ; il peut être quantifié par une notion arbitraire mais vérifiée par des essais, appelée D , pour dommage par fatigue, ou aussi endommagement par fatigue. C'est un paramètre sans dimension, de valeur comprise entre 0 et 1, défini et utilisé pour rendre compte de l'état d'avancement de la fissuration.

La capacité d'un élément de structure à résister à la fatigue est caractérisée par sa durée de vie à la fatigue. Celle-ci est définie par le nombre de cycles d'étendues de contrainte l'ayant conduit à la ruine. La notion plus concrète pour le projeteur est la durée de vie de calcul qui est la durée de référence pendant laquelle l'élément se comporte en sécurité vis-à-vis de la fatigue.

De nombreux facteurs peuvent avoir une influence notable sur la durée de vie à la fatigue des éléments. Il est largement admis maintenant et par simplification que les facteurs les plus importants pouvant être retenus pour les justifications sont les nombres de cycles (N) et les étendues de contrainte nominale ($\Delta\sigma$) dans les éléments, leur géométrie et l'exécution de leur assemblage.

La géométrie et l'exécution des assemblages sont caractérisées par la notion de catégorie des détails d'assemblage. La contrainte nominale est la contrainte dans le

métal de base calculée selon la théorie élastique simple de la résistance des matériaux, à l'exclusion de tous les effets de concentration de contrainte. L'étendue de contrainte nominale, $\Delta\sigma$, est la différence algébrique entre deux extrêmes successifs d'un cycle de contrainte nominale.

2.
DOMAINE
D'APPLICATION

Le domaine d'application visé par le guide est le domaine courant des ponts-routes et des ponts-rails à structure métallique ou mixte, ce qui exclut de fait pour ces ouvrages, la fatigue oligocyclique ou autrement dit la rupture par fatigue à faible durée de vie ($N < 10^4$).

Les principes de vérification ont d'abord été définis dans les règles de la CECM pour la vérification à la fatigue des structures en acier (voir références /1/ et /2/). Ces règles ont servi de base à la rédaction de l'Eurocode 3 Partie 1-1 (EC3-1-1) déjà cité. La norme française, dénommée EC3-DAN, DAN pour Document d'Application Nationale, apporte des adaptations à la version "européenne" de l'Eurocode 3 (voir référence /10/). Elle est principalement destinée au domaine du bâtiment ; mais il est conseillé de s'y référer pour la vérification à la fatigue des ponts.

Ces principes sont basés sur l'emploi combiné de quatre concepts que sont les cycles et étendues de contrainte, les courbes de résistance à la fatigue, la classification des assemblages et l'endommagement par fatigue.

1. CYCLES ET ETENDUES DE CONTRAINTE

Les cycles de contrainte les plus simples correspondent à une variation périodique de contrainte d'amplitude constante telle qu'illustrée à la Figure 1, qui permet de préciser la terminologie utilisée pour "amplitude de contrainte" et "étendue de contrainte".

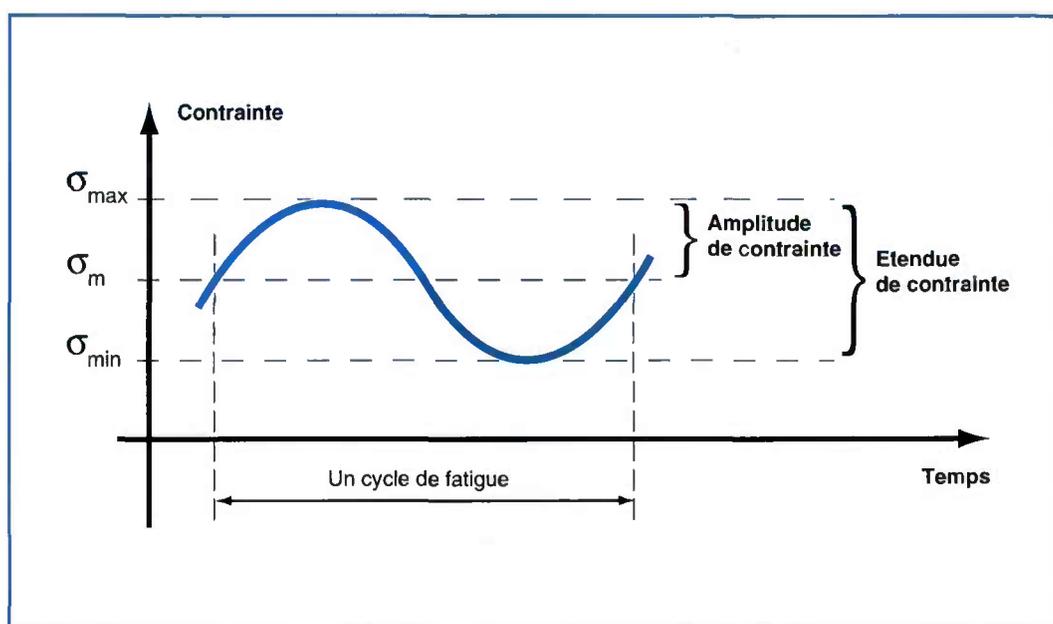


Figure 1 : Détail d'un cycle de contrainte d'amplitude constante.

Les mêmes définitions sont étendues à un historique de contrainte quelconque produit par un évènement-charge, c'est-à-dire une séquence d'application de charges à la structure, comme le montre la Figure 2.

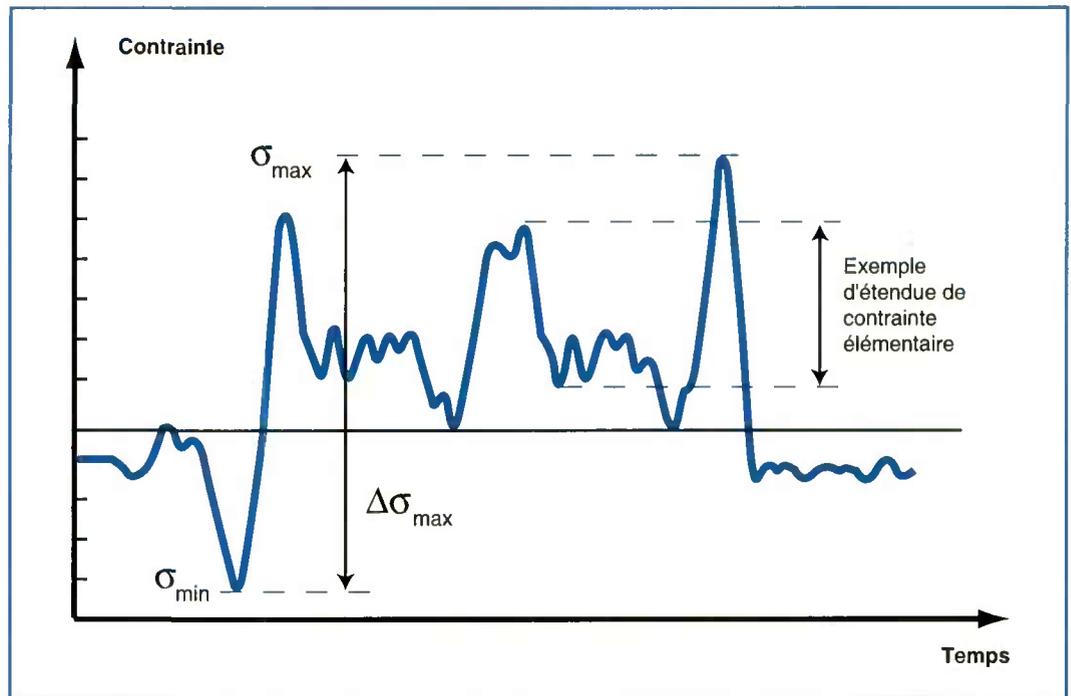


Figure 2 : Exemple d'historique de contrainte.

Mais ce sont les cycles de contrainte à amplitude constante qui sont à la base des essais classiques sur la fatigue et qui ont donné naissance aux courbes de résistance à la fatigue.

2. COURBES DE RESISTANCE A LA FATIGUE

La résistance à la fatigue d'un détail de structure donné est établie expérimentalement. Le détail de structure est soumis à des cycles d'étendues de contrainte $\Delta\sigma$, d'amplitude constante.

Il se ruine après un nombre N de cycles. Lorsque l'essai de fatigue porte sur une petite éprouvette, le nombre de cycles à la ruine s'identifie précisément par la rupture de celle-ci. Pour l'essai de fatigue sur grande éprouvette ou sur un élément de structure, le nombre de cycles à la ruine est déterminé, selon les expérimentateurs, par référence :

- au début du stade de propagation lente de la fissuration, identifié soit par une fissure visible à l'oeil nu, soit par l'accroissement significatif d'une déformation locale indiquée par une jauge de déformation située à proximité de la zone d'amorçage de la fissure ;
- à l'apparition d'une fissure traversante (progression d'une fissure de fatigue au travers d'une épaisseur et débouchante en surface) ;

- à l'atteinte d'un niveau de déformation de l'éprouvette incompatible avec la poursuite de l'application de la charge de fatigue ;
- et plus rarement pour une grande éprouvette, à la rupture de celle-ci.

Différents essais permettent de tracer une courbe $\Delta\sigma$ en fonction de N . On retiendra que les essais de fatigue qui ont servi à déterminer ces courbes de fatigue correspondent généralement à une fissuration notable de l'éprouvette.

Compte tenu de la dispersion importante des résultats de tels essais, on considère une courbe correspondant à une probabilité de non-ruine de 95 %. Ces courbes sont appelées courbes $\Delta\sigma$ - N et sont données en échelle bi-logarithmique. Les essais montrent que la forme de ces courbes est toujours la même, représentée par deux portions de droites pour les variations de contraintes normales (voir Figure 3), ils mettent en évidence l'existence d'une limite de résistance à la fatigue, caractérisée conventionnellement par la résistance à cinq millions de cycles. Cette limite est l'étendue de contrainte en dessous de laquelle les variations de contrainte d'amplitude constante ne créent pas de dommage.

Par contre, avec des étendues de contrainte variables, cette limite disparaît (ou n'existe plus) dès lors que certains cycles se situent au-dessus de cette valeur, ce qui est le cas pour les ouvrages réels. L'interprétation des essais permet de définir une deuxième portion de droite positionnée entre cinq millions et cent millions de cycles. Au-delà du seuil de cent millions de cycles et pour des étendues de contrainte inférieures à la valeur de résistance correspondante, appelée limite de troncature, la courbe est tronquée : ces étendues de contrainte considérées comme faibles ne créent pas de dommage.

Une courbe de résistance à la fatigue peut être caractérisée par un point de référence conventionnellement choisi à la résistance à 2 millions de cycles (ou N_C cycles). Cette valeur de $\Delta\sigma$ est appelée catégorie du détail dans les Eurocodes et notée $\Delta\sigma_c$. Elle varie de 36 MPa à 160 MPa selon les détails.

La courbe est ensuite conventionnellement définie, en échelle bi-logarithmique, pour les variations de contraintes normales, par :

- $N < 5 \times 10^6$ cycles : droite de pente $-1/3$, dite de constante de pente 3, traduisant la relation $N \times \Delta\sigma^3 = \text{constante}$.
- $5 \times 10^6 < N < 1 \times 10^8$: droite de pente $-1/5$, dite de constante de pente 5, traduisant la relation $N \times \Delta\sigma^5 = \text{constante}$.
- $N > 1 \times 10^8$: droite horizontale.

La résistance à 5×10^6 cycles (ou N_D cycles) est appelée limite de fatigue (ou limite d'endurance) sous amplitude constante et est représentée par $\Delta\sigma_D$. Sa valeur, pour des étendues de contrainte normale et par suite des définitions précédentes, est reliée à la catégorie du détail par :

$$\frac{N_D \Delta \sigma_D^3}{N_C \Delta \sigma_C^3} = 1 \quad \text{d'où} \quad \Delta \sigma_D = (2/5)^{1/3} \Delta \sigma_C = 0,74 \Delta \sigma_C$$

Si tous les cycles de variations de contraintes se situent en dessous de cette valeur, la propagation ne s'initie pas.

La résistance à 100 millions de cycles (ou N_L cycles) est appelée limite de troncature et est représentée par $\Delta \sigma_L$. Sa valeur, pour des étendues de contrainte normales, et par suite des définitions précédentes, est de même liée à la catégorie du détail par :

$$\Delta \sigma_L = (5/100)^{1/5} \Delta \sigma_D = (5/100)^{1/5} \times (2/5)^{1/3} \Delta \sigma_C = 0,405 \Delta \sigma_C$$

soit en pratique de 15 MPa à 64 MPa.

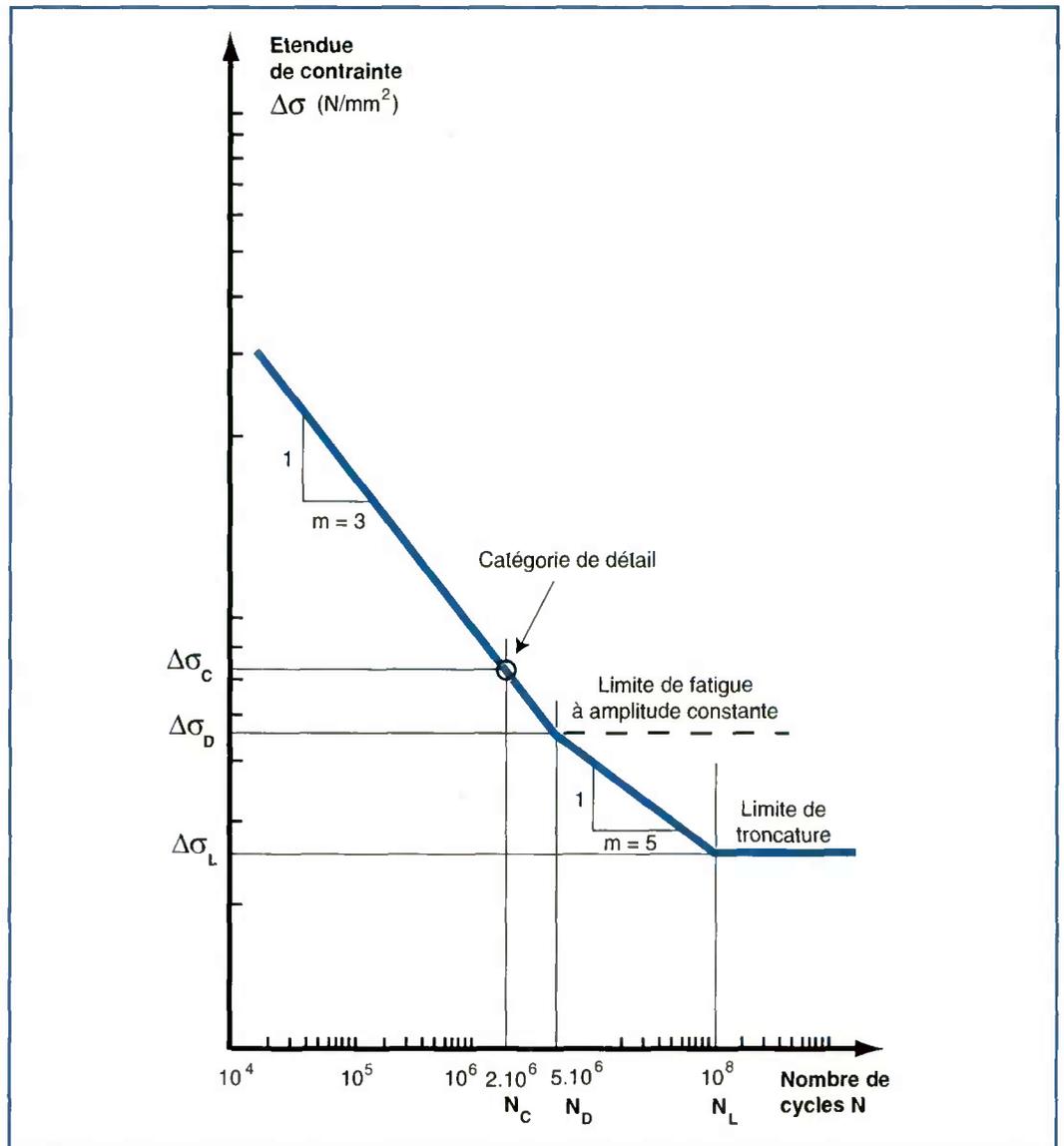


Figure 3 : Courbe de fatigue, étendue de contrainte normale.

Pour des étendues de contrainte de cisaillement, la courbe $\Delta\tau$ -N adoptée comporte seulement les deux tronçons de droite l'une de pente -1/5 et l'autre horizontale (voir Figure 4).

De même la limite de troncation correspondante est reliée à la catégorie de détail par :

$$\Delta\tau_L = (2 / 100)^{1/5} = 0,46 \Delta\tau_C$$

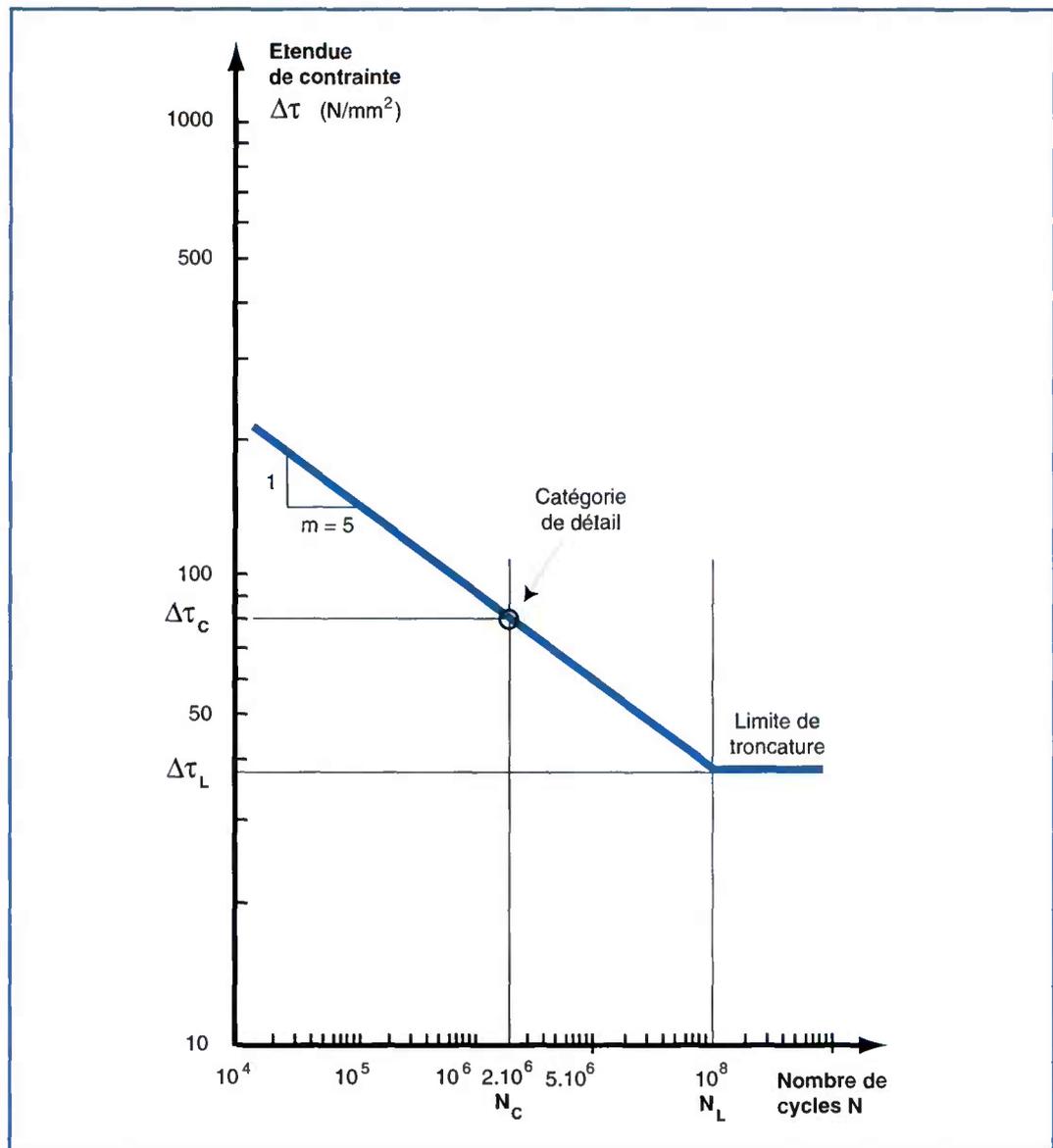


Figure 4 : Courbe de fatigue, étendue de contrainte de cisaillement.

Trois points particuliers concernant l'utilisation des courbes de résistance à la fatigue méritent d'être soulignés :

- il a été établi expérimentalement que pour des épaisseurs supérieures à 25 mm et pour des cordons de soudure transversaux, donc perpendiculaires à la direction de la contrainte normale, la résistance en fatigue diminue lorsque

l'épaisseur augmente. Une correction sur la valeur de la résistance en fatigue doit être apportée en multipliant la catégorie du détail par le facteur adimensionnel $(25/t)^{1/4}$ (t = épaisseur de l'élément en mm).

- Les catégories de détail ne sont valables que si les soudures respectent un niveau de qualité donné. Celui-ci sera défini dans une norme européenne ultérieure ; dans l'immédiat il est fait référence à la classe de qualité 2 de la norme NF P 22-471; des conditions complémentaires, comme par exemple la classe de qualité 1 de la norme NF P 22-471, sont exigées pour certains détails. De plus, il est indispensable de se conformer aux exigences du Fascicule 66 pour les ponts-routes et du Livret 2.01 et 2.32 pour les ponts-rails.
- A contrario, les catégories de détail ne permettent pas toujours de prendre en compte un niveau de qualité supérieure et encore moins de tenir compte d'une procédure de parachèvement améliorant la résistance à la fatigue (refusion TIG, martelage ou grenailage de précontrainte par exemple, voir chapitre E).

3. CLASSIFICATION DES DETAILS CONSTRUCTIFS

L'Eurocode 3 a prévu une classification des assemblages réels rencontrés dans les constructions avec, pour certains, la prise en compte de leurs conditions d'exécution, pour établir la correspondance avec les catégories de détail des courbes de résistance à la fatigue et faciliter ainsi leur utilisation. Ces tableaux de classement sont cités ci-dessous, suivis de commentaires explicatifs et d'un paragraphe traitant d'un certain nombre de détails non prévus par l'EC3.

3.1. Tableaux de classification de l'Eurocode.

Les règles de l'Eurocode 3 comportent sept tableaux (9.8.1 à 9.8.7) indiquant les catégories de détail pour les détails constructifs courants :

- Tableau 9.8.1. pour les détails non soudés.
- Tableau 9.8.2. pour les sections reconstituées soudées.
- Tableau 9.8.3. pour les soudures transversales en bout.
- Tableau 9.8.4. pour les attaches fixées par soudures ne transmettant pas d'efforts.
- Tableau 9.8.5. pour les assemblages avec soudures transmettant des efforts.
- Tableau 9.8.6. pour les sections creuses.
- Tableau 9.8.7. pour les assemblages de poutres à treillis.

3.2. Commentaires sur les cinq premiers tableaux.

3.2.1. Tableau 9.8.1. pour les détails non soudés.

- La catégorie de détail 160, la plus élevée qui existe, est atteinte par les produits provenant directement du laminage (les profilés par exemple). Dès qu'il y a oxycoupage, la catégorie de détail descend à 140 ou 125 suivant l'état de surface des bords.
- Ces valeurs représentent les limites supérieures des catégories de détail, d'intérêt limité en pratique dans les ponts du fait de la présence des soudures.

3.2.2. Tableau 9.8.2. pour les sections reconstituées soudés.

- L'assemblage de l'âme d'une poutre avec une semelle par deux soudures longitudinales en cordons d'angle appartient à ce groupe de détails.
- La catégorie de détail 125, la plus élevée du groupe, nécessite que les cordons de soudure soient exécutés des deux côtés par soudure automatique sans arrêt ni reprise.
- La catégorie de détail la plus basse de ce groupe, 71, est la conséquence de la présence d'une découpe semi-circulaire. Ce "trou de souris" (voir [Photo 1](#)), qui est une des dispositions classiques pour l'assemblage sur chantier de deux tronçons de poutres principales, présente une assez faible résistance à la fatigue, en raison de l'interruption localisée des cordons de soudure longitudinaux âme-semelle. Toutefois, cette catégorie de détail ne doit pas être pondérée par le facteur $(25/t)^{1/4}$, car la soudure concernée est parallèle à la direction des contraintes normales.
- Dans le cas où il serait difficile de justifier la résistance à la fatigue de cet assemblage avec le coefficient de sécurité demandé, il conviendrait alors de prévoir une découpe de l'âme en ailes de mouette (voir [Photos 2 et 3](#)), rebouchée après raboutage des deux tronçons de poutre.
- Le détail 8 de ce groupe concernant les soudures longitudinales intermittentes n'est pas admis.



Photo 1 :
Raboutage de deux tronçons
de poutre avec découpe en
"trou de souris" dans l'âme.

Photo 2 :
Raboutage avec découpe en
"ailes de mouette" (avant soudage).



Photo 3 :
Raboutage avec découpe
en "ailes de mouette"
(après soudage).

3.2.3. Tableau 9.8.3. pour les soudures transversales en bout (soudure bout à bout).

- Il s'agit de cordons transversaux à pleine pénétration permettant par exemple de rabouter deux tronçons d'âme ou deux tronçons de semelle.
- La catégorie de détail la plus élevée, 112, nécessite un meulage des cordons mais il peut être inutile d'imposer ce meulage si la catégorie de détail suivante, 90, est suffisante.
- Sans meulage, la catégorie de détail 90 est à retenir ; elle est assujettie à une condition sur la géométrie du cordon. Son bombement ne doit pas dépasser 10 % de sa largeur apparente. Un bombement plus élevé (jusqu'à 20 %) entraîne l'attribution de la catégorie de détail 80 d'après l'EC3, mais ceci n'est pas admis par la norme NF P 22-471.



Photo 4 : Variation d'épaisseur excessive dans la semelle supérieure.

- Une variation d'épaisseur ou de largeur de tôle, avec la pente de raccordement classique à 1/4, n'entraîne aucune pénalisation supplémentaire pour ces assemblages, d'après la classification de l'EC3. Toutefois l'étude donnée en référence /11/ a permis de mettre en évidence des contraintes de flexion secondaire importantes dans le cas de différence d'épaisseur conséquente entre les deux semelles, lorsque la variation d'épaisseur se fait d'un seul côté. Il est conseillé d'adopter les dispositions prudentes suivantes :

La variation d'épaisseur entre deux semelles principales soudées bout à bout sera généralement limitée à une fois l'épaisseur de la semelle la plus mince. Si cette variation d'épaisseur est supérieure à 0,5 fois l'épaisseur de la semelle la plus

mince, la vérification à la fatigue se fera en majorant la contrainte de calcul par un coefficient k donné par la relation :

$$k = 1 + 0,4 \left(\frac{t_2}{t_1} - 1,5 \right)$$

avec t_2 , épaisseur de la semelle épaisse et t_1 , épaisseur de la semelle mince.

- Il ne faut pas oublier qu'il s'agit de cordons de soudure transversaux et que les catégories de détail évoquées ci-dessus doivent être pondérées par $(25/t_1)^{1/4}$ pour la prise en compte de l'effet de l'épaisseur, lorsque t_1 dépasse 25 mm. Toutefois cette pondération ne sera pas appliquée si les cordons sont meulés selon les exigences requises pour obtenir la catégorie de détail 112.

3.2.4. Tableau 9.8.4. pour les attaches fixées par soudures ne transmettant pas d'efforts.

- Le titre sous-entend que les classifications données dans ce tableau concernent la vérification de la tôle support et non les soudures d'assemblage des éléments visés.
- Les assemblages des raidisseurs, des pièces de pont, des entretoises, des connecteurs, etc., sur les âmes ou les semelles des poutres peuvent entrer dans ce groupe. La classification est relative aux variations de contrainte dans la poutre. Cette classification dépend de la discontinuité géométrique apportée par l'assemblage, qui crée une concentration de contrainte. Le niveau obtenu n'est jamais très bon avec les dispositions constructives usuelles ; ce sont donc ces assemblages, inévitables, qui vont limiter la résistance à la fatigue des poutres.
- Les soudures longitudinales (voir Figure 5) sont les plus nocives et elles le sont d'autant plus que leur dimension l dans le sens longitudinal est plus importante : on descend à la catégorie de détail 56 pour $l > 100$ mm. Cette catégorie de détail sera souvent celle des semelles de poutres au droit des appuis, du fait du soudage des semelles des montants d'appui. Mais cette catégorie de détail n'est pas à pondérer par le facteur $(25/t)^{1/4}$.
- Les soudures transversales sont nettement moins pénalisantes, puisqu'elles sont en classe 90 (à pondérer par le facteur $(25/t)^{1/4}$). Un espace minimal de 10 mm doit être réservé entre le bord du cordon d'attache et le bord de la tôle support (voir Figure 6).
- Les assemblages, tel que celui d'une semelle supérieure de pièce de pont avec une semelle supérieure de poutre, entrent aussi dans ce classement. Disposé suivant la pratique courante, c'est-à-dire sans raccordement particulier, cet assemblage crée une forte discontinuité géométrique, pénalisée par la

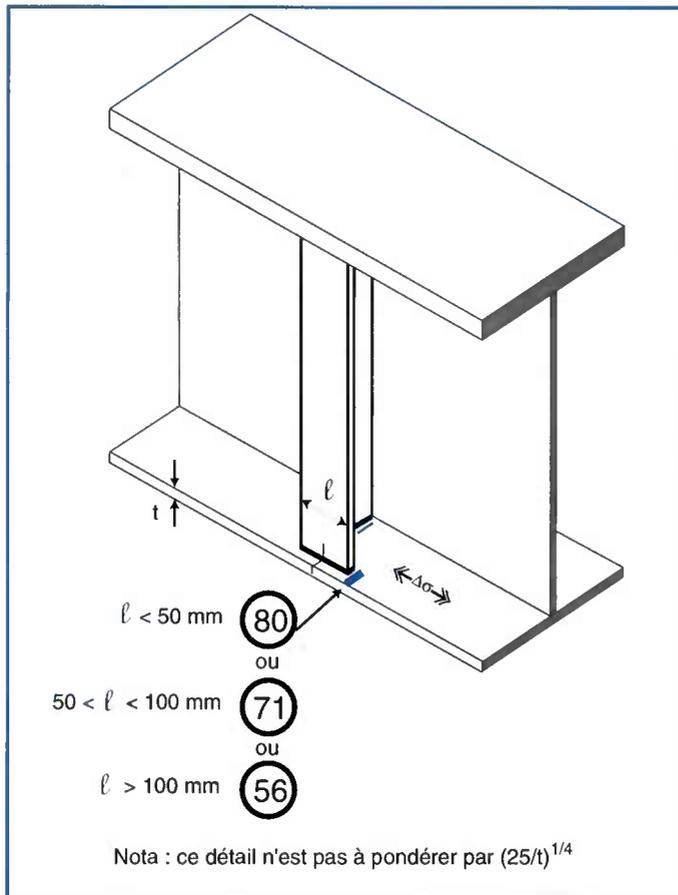


Figure 5 :
 Catégories de détail
 d'une attache
 longitudinale
 entre raidisseur et
 semelle de poutre.

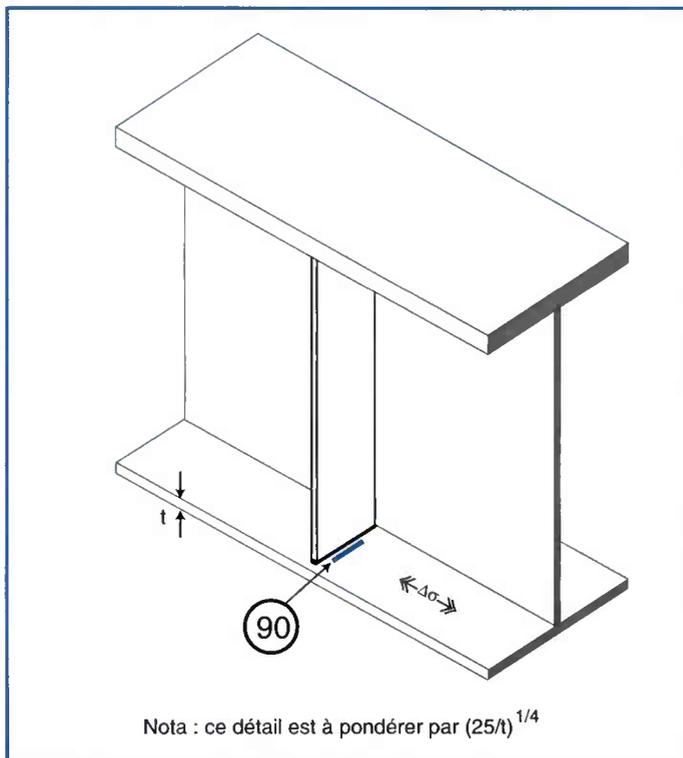


Figure 6 :
 Catégorie de détail
 d'une attache
 transversale entre
 raidisseur et semelle de
 poutre.

catégorie de détail 56 pour la semelle de la poutre (voir Figure 7). Pour améliorer la catégorie de cet assemblage, il faut atténuer la discontinuité géométrique en disposant des goussets circulaires de raccordement (voir Figure 8), qui permettent une catégorie 71 ou 90 suivant leur rayon. Les zones soudées des congés de raccordement doivent être meulées après soudage pour assurer un raccordement progressif. S'agissant de cordons de soudure longitudinaux, l'effet d'épaisseur n'est pas à prendre en compte.

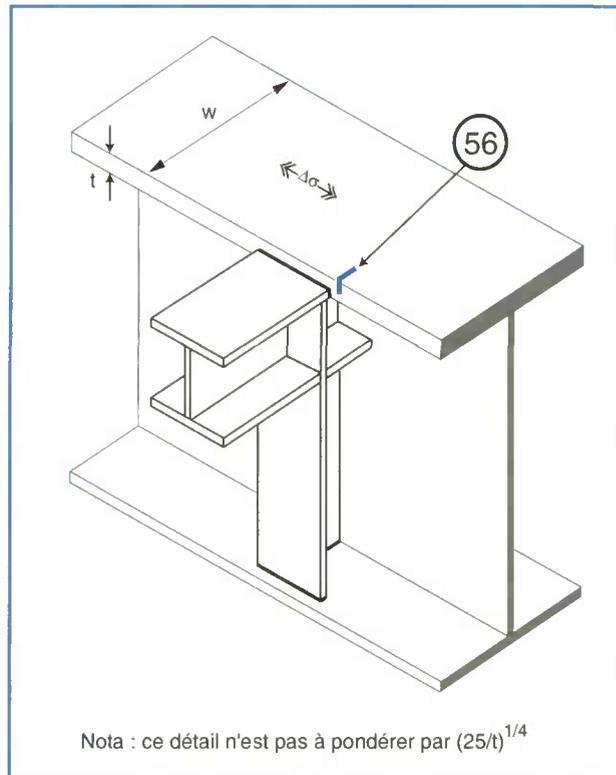


Figure 7 :
Catégorie de détail pour l'assemblage des semelles supérieures de pièce de pont et de poutre sans congés de raccordement.



Photo 5 :
Assemblage avec gousset circulaire.

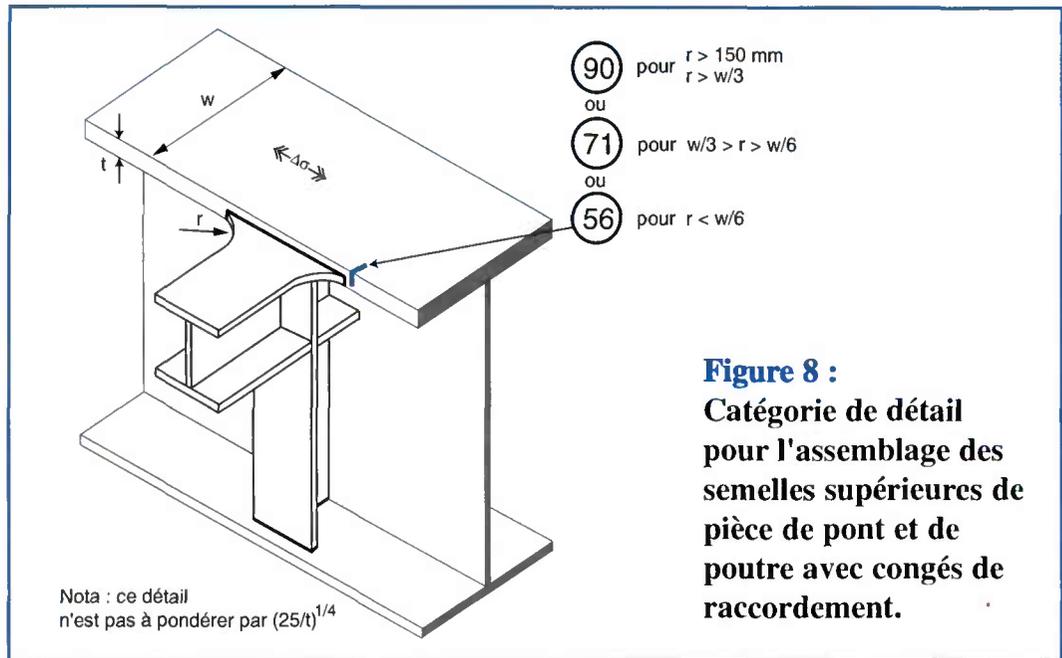


Figure 8 :
Catégorie de détail pour l'assemblage des semelles supérieures de pièce de pont et de poutre avec congés de raccordement.

3.2.5. Tableau 9.8.5. pour les assemblages avec soudures transmettant des efforts.

- Il s'agit d'assemblages en croix ou en T tel que celui fixant une entretoise ou une pièce de pont à une poutre ou à un montant (voir Figure 9), mais ici la classe est relative aux étendues de contrainte dans l'élément attaché, transmises à la poutre ou à l'élément principal à travers les soudures de l'assemblage.

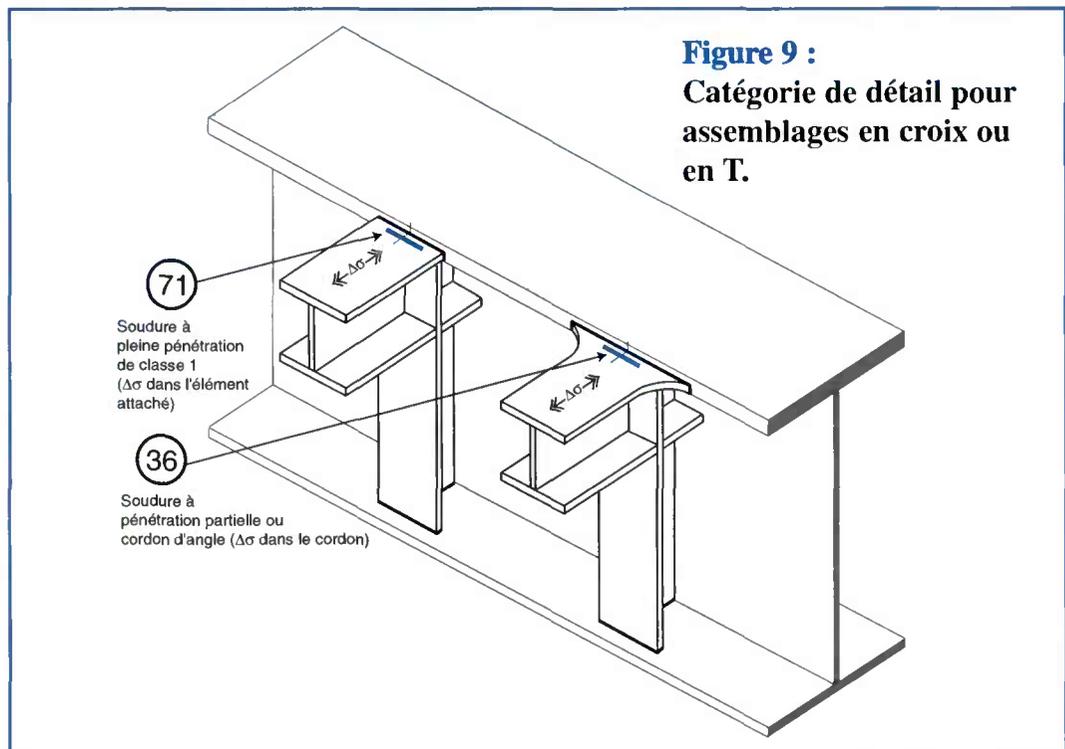


Figure 9 :
Catégorie de détail pour assemblages en croix ou en T.

-
- Les soudures à pleine pénétration respectant la classe de qualité 1 de la norme NF P 22-471 donnent à l'assemblage le classement en catégorie 71.

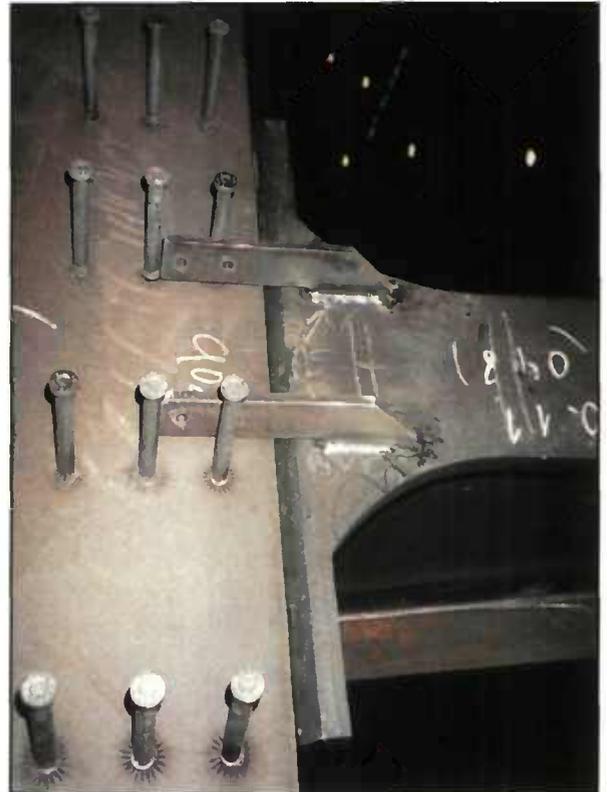


Photo 6 :
Préparation d'un
assemblage avec
gousset circulaire.

- Les assemblages en bout ou en Té à pleine pénétration, ne respectant pas les conditions requises pour l'attribution de la catégorie de détail 71, ne sont pas classés. On pourra toutefois retenir la catégorie de détail 56. On rappelle que tous les assemblages soudés doivent respecter au moins la classe de qualité 2 de la norme NF P 22-471.
- Les soudures d'angle pour joints cruciformes sollicitées en fatigue respecteront les conditions requises pour la prise en compte de la classe 36 * (* signifiant un déclassement en catégorie inférieure), définies dans le tableau 9.8.5. de l'Eurocode 3. Ces conditions exigent en particulier une pénétration partielle garantie. La pénétration requise est définie à la figure 6.6.9 (a) de l'EC3. On admettra toutefois également une soudure d'angle à forte pénétration, réalisée en atelier sous flux, telle que définie à la figure 6.6.7 de l'EC3. La gorge pénétrée devra représenter 20 % de la gorge totale de la soudure, ou à défaut au moins 2 mm. Le contrôle de cette pénétration se fera lors de la qualification du mode opératoire de soudage.
- Cette exigence s'applique en particulier aux soudures des montants verticaux sous les semelles supérieures des poutres principales et aux soudures des semelles de pièces de pont sur les semelles de poutres principales, si ces soudures ne sont pas faites à pleine pénétration.

- On pourra considérer qu'une soudure d'angle n'est pas sollicitée en fatigue si la variation de contraintes dans le cordon de soudure sous l'effet du convoi de fatigue est inférieure à 5 MPa.
- Dans le même tableau de classement, on retrouve les goujons soudés, classés pour les étendues de cisaillement dans la section nominale du goujon en catégorie de détail 80. Il est à noter qu'une vérification en fatigue avec interaction entre le cisaillement dans le goujon et les contraintes normales dans la semelle doit être conduite comme le prévoient les règles de la SNCF (voir D2) et comme explicité au paragraphe C5.
- Par contre les assemblages entre augets et platelage de dalle orthotrope peuvent être dispensés de vérification, à condition que les bonnes dispositions constructives comme prévues dans l'EC3. Partie 2 soient bien respectées.

3.3. Détails constructifs ne figurant pas dans la classification de l'EC3.

- Les connecteurs en cornière, utilisés surtout en France, ne figurent pas dans la classification de l'Eurocode. Les essais effectués pour ce type de connecteurs ont montré notamment que leur fixation par cordons de soudure transversaux présentent une meilleure tenue aussi bien en résistance statique qu'en résistance à la fatigue en comparaison avec une fixation par cordons longitudinaux. Cependant, pour éviter des arrêts de cordons très nocifs du point de vue de la fatigue et pour mieux reprendre les efforts de flexion, il est conseillé de réaliser des cordons ceinturant complètement la cornière.
- La catégorie de détail à utiliser dans ce cas pour les semelles des poutres et pour les cordons est de 56. Par contre, le critère d'interaction entre les contraintes normales dans la semelle supérieure et les contraintes tangentes dans la cornière n'est pas à vérifier.
- Une autre lacune dans la classification concerne les semelles additionnelles. Beaucoup moins employées qu'autrefois grâce aux tôles de forte épaisseur, elles sont encore utiles dans certains cas. Leur point faible en fatigue est localisé à leur extrémité. L'Eurocode 3 ne considère explicitement qu'une disposition d'extrémité à bord droit, qui crée une forte discontinuité géométrique, et il lui attribue la catégorie 36 pour les épaisseurs supérieures à 20 mm, couramment utilisées dans les ponts. En fait les dispositions conseillées, et qu'il faut impérativement utiliser, présentent un débardage d'extrémité à 1/5 et des angles arrondis en bout de la semelle additionnelle (voir référence /9/ et Figure 10).

On pourrait sans doute adopter dans ce cas une catégorie de détail 63, mais la calibration n'a pas été faite.

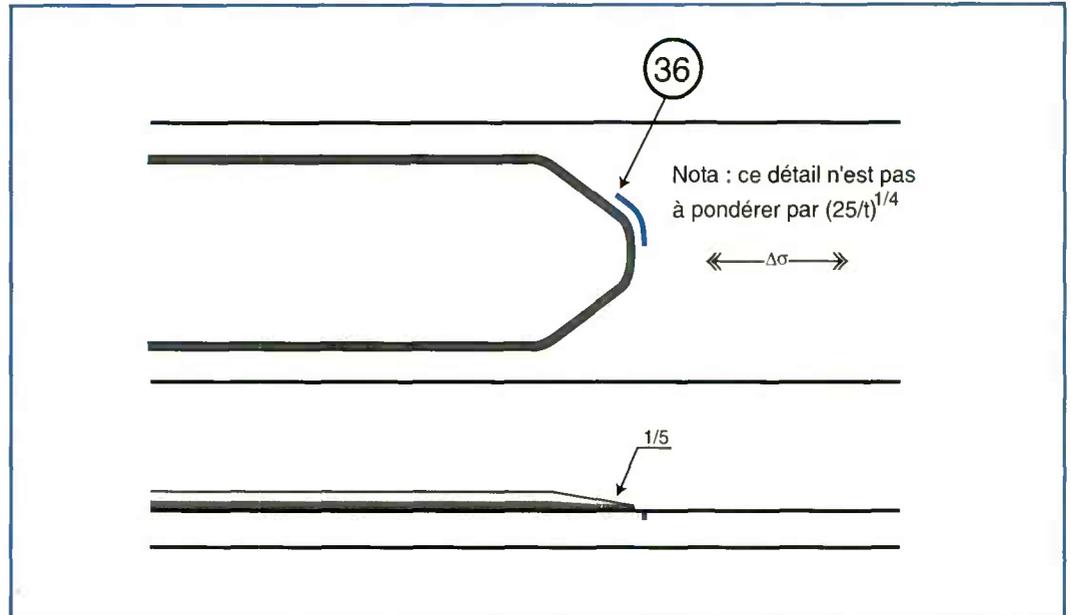


Figure 10 : Disposition pour semelle additionnelle.

- Par ailleurs, une telle classification ne peut pas inclure les assemblages soumis à des contraintes complexes ou difficilement calculables. Il est également évident qu'une classification d'assemblages types ne peut pas tenir compte de dispositions défectueuses, entraînant des déformations locales importantes et répétées ; c'est par exemple le cas d'une absence de liaison entre montant d'entretoisement et semelle de poutre (Figure 11).

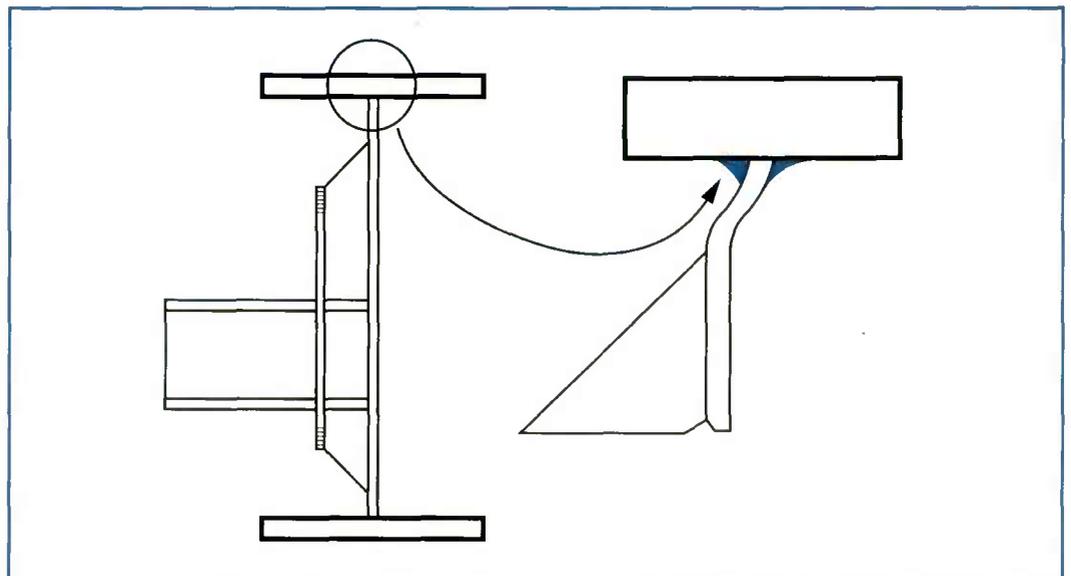


Figure 11 : Défaut de liaison entre montant et semelle.

4. LOI D'ENDOMMAGEMENT DE PALMGREN-MINER

On a vu que le dommage par fatigue D (ou endommagement par fatigue) dans une structure à un instant donné est une notion quantitative définie par une valeur comprise entre 0 et 1, pour rendre compte de l'avancement relatif de la fissuration :

- $D = 0$, si il n'y a pas eu d'endommagement.
- $D = 1$, si la propagation devient telle qu'elle entraîne la ruine de l'élément de structure considéré.

On appelle ici ruine, l'atteinte d'un critère de ruine conventionnel : fissure traversante, trop grande déformation et parfois rupture de l'éprouvette dans le cas des petites éprouvettes d'essai.

Par définition, le dommage élémentaire pour un cycle d'étendue de contrainte $\Delta\sigma_i$ est égal à $1/N_i$, N_i étant la durée de vie correspondant à l'étendue de contrainte $\Delta\sigma_i$ (nombre de cycles à la rupture).

Selon Palmgren et Miner, le cumul d'endommagement peut se faire simplement par cumul linéaire. Ainsi n_i cycles d'étendues de contrainte $\Delta\sigma_i$ créent un dommage partiel égal à n_i/N_i . Et pour un élément de structure soumis à différents nombres de cycles d'étendues de contrainte variables, le dommage total est égal à la somme des dommages partiels correspondants à chaque étendue de contrainte :

$$D = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i}$$

5. METHODES DE VERIFICATION A LA FATIGUE

5.1. Coefficient partiel de sécurité.

Le Document d'Application Nationale de l'Eurocode 3 impose l'utilisation d'un coefficient partiel de sécurité γ_{Mf} qui s'applique aux contraintes. Celui-ci dépend de la facilité d'accès pour l'inspection ou la réparation et des conséquences d'une ruine éventuelle ; il est donné par le **Tableau B1** suivant :

Inspection et entretien périodiques	Eléments "redondants"	Eléments "non redondants"
Détails d'assemblage accessibles	1,00	1,20
Accessibilité réduite	1,10	1,25

Tableau B1 : Coefficient partiel de sécurité γ_{Mf} pour la résistance à la fatigue.

Les éléments "redundants" sont les éléments dont la ruine n'entraîne pas la ruine de la structure. Dans le calcul de vérification à la fatigue, la résistance associée à la catégorie de détail doit être divisée par ce coefficient de sécurité.

Des études en cours sur les ponts permettront peut-être de réduire ces coefficients de sécurité dans certains cas.

5.2. Cas de chargement d'amplitude constante.

Le premier cas simple concerne les détails pour lesquels une limite de fatigue $\Delta\sigma_D$ est spécifiée et qui sont soumis à des cycles d'étendues de contrainte constantes $\Delta\sigma$ tels que :

$$\Delta\sigma \leq \frac{\Delta\sigma_D}{\gamma_{Mf}}$$

Alors, il n'y a pas lieu de vérifier à la fatigue. Il va de soi que cette clause ne s'applique pas lorsque le chargement constant résulte d'une simplification ou d'une équivalence du chargement réel.

En dehors de ce cas, la vérification à la fatigue d'un détail de structure soumise à des cycles d'étendues de contrainte d'amplitude constante $\Delta\sigma$ consiste :

- à rechercher la catégorie de détail à appliquer pour la vérification et la courbe $\Delta\sigma$ -N correspondante (lire ici et dans la suite σ ou τ selon qu'il s'agit de contrainte normale ou de cisaillement) ;
- à calculer le nombre de cycles N d'étendues de contrainte constantes auxquels l'assemblage sera soumis pendant sa durée de vie de calcul ;
- à déterminer sur la courbe choisie la résistance à la fatigue $\Delta\sigma_R$ correspondant au nombre de cycles N ;
- et enfin, à vérifier que : $\Delta\sigma \leq \frac{\Delta\sigma_R}{\gamma_{Mf}}$

5.3. Cas de chargement d'amplitude variable.

Dans le cas de chargement d'amplitude variable, la vérification à la fatigue est basée sur la règle de cumul de dommage de Palmgren-Miner.

Il faut donc, pour la durée de vie de calcul de la structure :

- tout d'abord, classer les étendues de contrainte pondérées par le facteur partiel de sécurité ($\gamma_{Mf} \Delta\sigma_i$) ;
- ensuite, compter les cycles d'occurrence de chaque étendue de contrainte (n_i) ;

- et enfin, déterminer les différentes durées de vie (N_i) correspondant aux étendues de contrainte $\gamma_{Mf} \Delta\sigma_i$.

Ceci permet donc d'appliquer le calcul de cumul de dommage selon Palmgren-Miner pour trouver le dommage global D :

$$D = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i}$$

et de conclure que l'élément de structure est en sécurité vis-à-vis de la fatigue si $D \leq 1$.

5.4. Méthodes de comptage de cycles.

Il existe plusieurs méthodes de comptage des cycles d'étendues de contrainte à partir d'un historique de contrainte, qui est la représentation graphique de la fluctuation de la contrainte en fonction du temps. Les deux principalement utilisées sont la méthode "du réservoir" et la méthode de "la goutte d'eau".

Dans les cas courants, il sera avantageusement fait appel à la méthode du réservoir, dont le principe simple est illustré par la Figure 12 suivante :

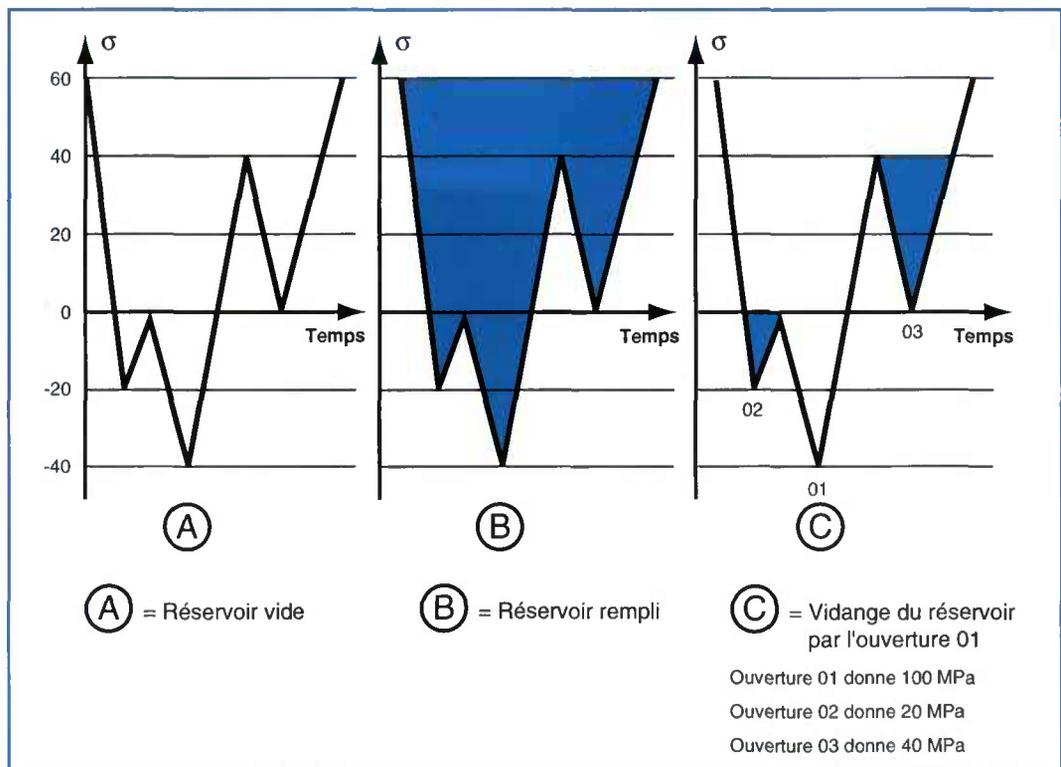


Figure 12 : Comptage de cycles - Méthode du réservoir.

La méthode de "la goutte d'eau", plus élaborée, est plutôt utilisée en programmation et sa description détaillée est donnée dans la référence /5/.

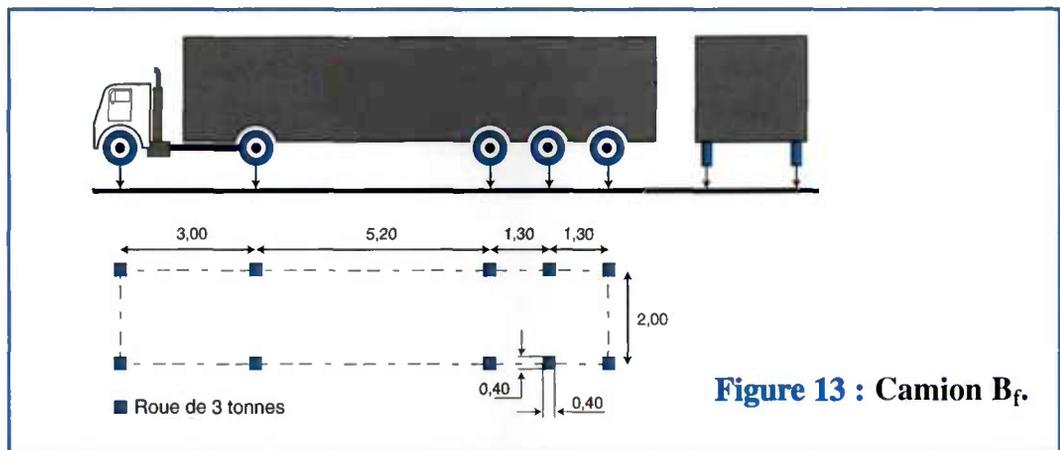
1. CHARGE DE FATIGUE B_f

L'idée de base dans la recherche d'une règle simple de vérification à la fatigue est d'essayer de représenter les effets de trafics routiers réels par les effets d'un seul camion appelé B_f , qu'on suppose circulant seul au milieu de la voie de droite des ouvrages.

A partir de cela, une étude menée conjointement par le SETRA et le LCPC, qui dispose d'un programme de calculs appelé CASTOR pouvant traiter les enregistrements de divers trafics réels, a permis de définir les caractéristiques du camion B_f (voir références /6/ et /7/).

Dans la vérification simplifiée avec B_f , on ne considère qu'une seule étendue de contrainte égale à la variation maximale à chaque passage de B_f .

Le camion B_f a été ainsi ajusté et calibré en géométrie et en masse de telle manière qu'il donne des résultats approchant avec une très bonne approximation ceux de CASTOR (voir Figure 13), lorsque l'on souhaite une durée de vie égale à 100 ans, valeur généralement exigée pour les ponts-routes.



2. VERIFICATION SIMPLIFIEE A LA FATIGUE AVEC LE CAMION B_f

2.1. Règle générale.

Le principe de cette vérification est le suivant : l'étendue de contrainte extrême produite dans tout assemblage de l'ouvrage par le camion B_f supposé circulant au centre de la voie de droite doit rester inférieure à la résistance du détail à 100 millions de cycles (ou encore la limite de troncature), divisée par le coefficient partiel de sécurité.

Le masse de ce camion est de 30 tonnes. Mais elle doit être pondérée par un coefficient "c" qui dépend du trafic prévu, sans coefficient de majoration dynamique supplémentaire.

- trafic autoroutier lourd (A6) (catégorie 1 de l'Eurocode) : $c = 1,45$
- trafic autoroutier normal ou trafic RN lourd (catégorie 2 de l'Eurocode) : $c = 1,20$
- trafic RN normal (catégorie 3 de l'Eurocode) : $c = 1,00$
- trafic local faible (catégorie 4 de l'Eurocode) : $c = 0,80$

2.2. Ouvrage comportant deux voies lentes (une par sens de circulation).

Lorsque l'ouvrage comporte deux voies lentes, il faut considérer le trafic lourd de chaque voie lente et tenir compte du croisement possible des camions.

Ceci se fait en calculant une variation de contrainte totale donnée par la relation :

$$\Delta\sigma_{\text{tot}} = \left[\left(1 - \frac{P}{100}\right)\Delta\sigma_1^5 + \left(1 - \frac{P}{100}\right)\Delta\sigma_2^5 + \frac{P}{100} (\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2)^5 \right]^{1/5}$$

L'étendue de contrainte totale ainsi calculée doit rester inférieure à la limite de troncature de la courbe de résistance à la fatigue de l'assemblage divisée par le coefficient partiel de sécurité.

Dans cette équation :

- $\Delta\sigma_1$ et $\Delta\sigma_2$ sont les étendues de contrainte produites dans l'assemblage considéré par le camion B_f , placé successivement sur chacune des deux voies lentes ;
- p est le pourcentage de croisement pouvant être pris égal à :

$$\begin{aligned} p &= 0,7 + 0,027 L && \text{pour un trafic de type A6} \\ p &= 0,6 + 0,020 L && \text{pour un trafic de type RN lourd} \\ p &= 0,5 + 0,012 L && \text{pour un trafic de type RN} \end{aligned}$$

L est égal à :

- la portée de la travée pour une section en travée ;
- la somme des portées des travées adjacentes, pour une section sur appui.

Dans les cas courants, on retiendra un seul facteur p pour tout l'ouvrage, calculé avec la plus grande valeur de L .

2.3. Lignes d'influence de longueur inférieure à cinq mètres.

Le camion B_f doit être pondéré par un coefficient complémentaire α sur les lignes d'influence de longueur inférieure à cinq mètres, pour tenir compte des effets isolés d'essieux très lourds. Ce coefficient est donné par :

$$\begin{aligned} L \leq 2,50 \text{ m} &&& \alpha = 1,60 \\ 2,50 \leq L < 5,00 \text{ m} &&& \alpha = 1,60 - 0,6 \left(\frac{L}{2,50} - 1 \right) \end{aligned}$$

L : longueur entre zéros de la ligne d'influence.

3. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

Sont représentées sur la Figure 14 les catégories de détail les plus fréquemment rencontrées sur les ponts métalliques. Les flèches doubles indiquent la direction des contraintes pour lesquelles l'étendue de contrainte est calculée. La fissure de fatigue potentielle est matérialisée par un trait bleu.

Ces détails sont déjà décrits précédemment, mais il est utile de revenir sur certains assemblages.

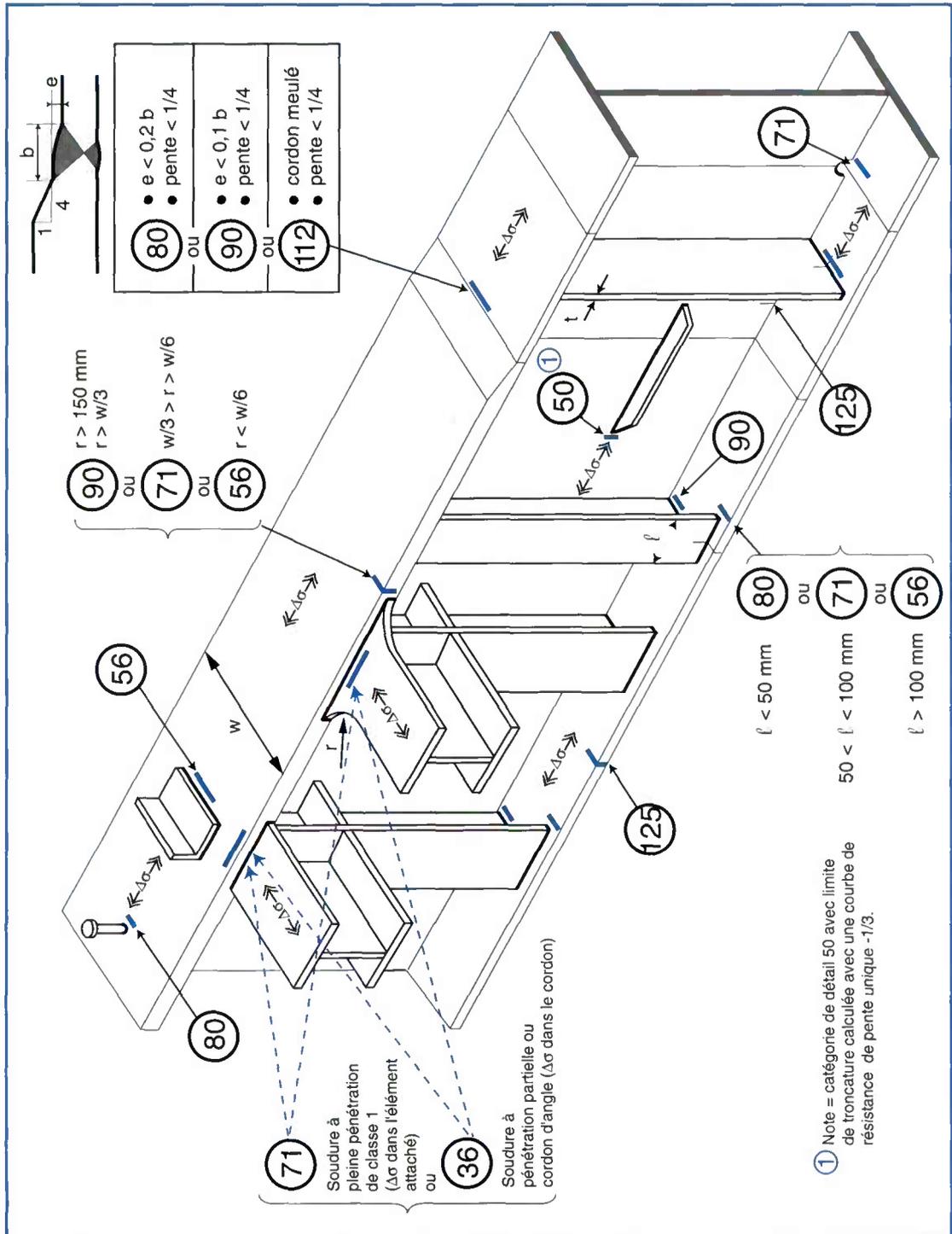


Figure 14 : Catégories de détail des principaux assemblages dans les ponts métalliques et mixtes.

3.1. Montants verticaux courants.

La présence des montants verticaux donne souvent l'assemblage le plus pénalisant pour la résistance à la fatigue des semelles. Il faut cependant distinguer trois cas de figure selon que ces montants verticaux sont de simples raidisseurs d'âme, font partie de cadres d'entretoisement avec entretoises, ou font partie de cadres d'entretoisement avec pièces de pont.

Les montants verticaux seront de simples plats ou des profilés reconstitués en Té.

On rappelle que le montant en simple plat soudé sur les semelles de la poutre (voir Figure 15A) engendre une catégorie de détail de 90 pour ces semelles. La soudure doit se terminer à plus de 10 mm du bord de la plaque. Cette catégorie de détail est encore à pondérer par le facteur $(25/t)^{1/4}$, t étant l'épaisseur de la semelle considérée.

Le montant en Té (voir Figure 15B) fait descendre la catégorie de détail à seulement 56 vis-à-vis des variations de contraintes normales dans la semelle, lorsque la semelle du Té est soudée à la semelle de la poutre.

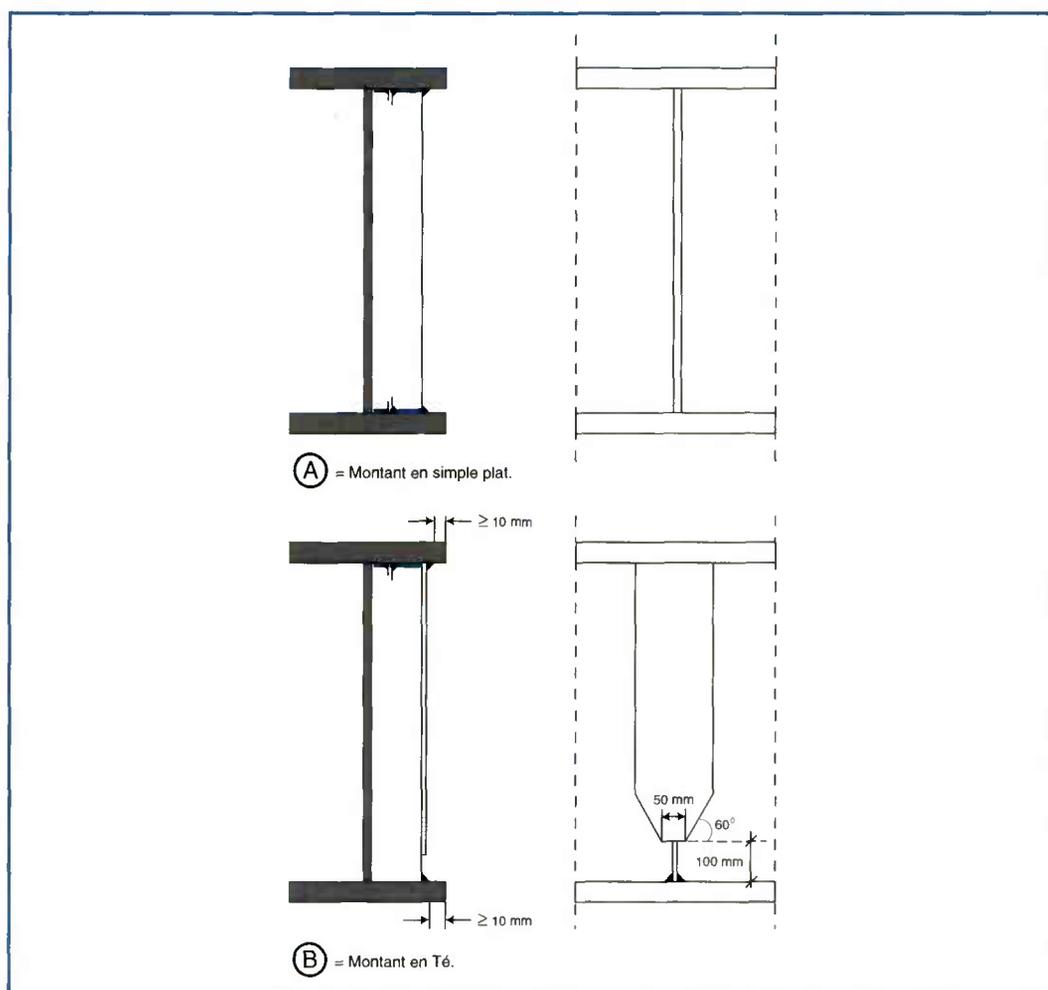


Figure 15 : Montants verticaux. Dispositions constructives.

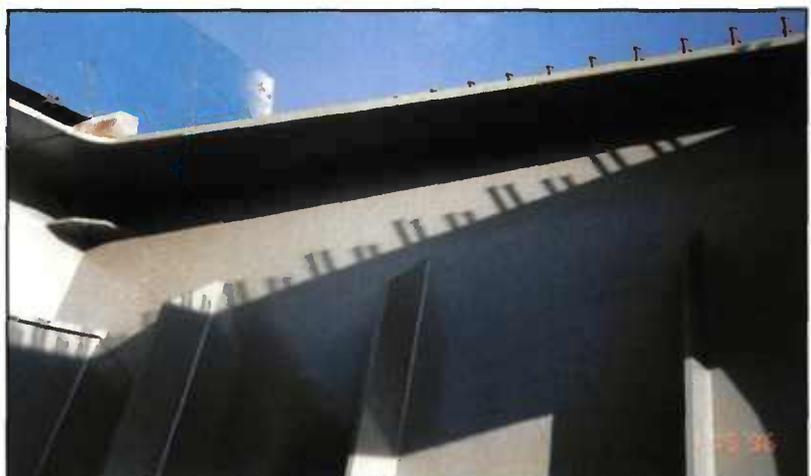
3.1.1. Les raidisseurs d'âme.

Les raidisseurs verticaux peuvent être en Té ou en simple plat. Le choix dépend de la rigidité nécessaire pour obtenir un raidissage rigide de l'âme de la poutre. Quand une section en Té est nécessaire, il est possible de ne pas assembler la semelle du Té aux semelles de la poutre. On retiendra les dispositions représentées à la partie basse de la [Figure 15B](#). Quand les raidisseurs verticaux courants sont de simples plats, il est possible de les arrêter avant les semelles de la poutre principale, en réduisant progressivement leur largeur aux extrémités. On évite toutefois en France cette disposition constructive et on préfère souder ces raidisseurs sur les semelles des poutres pour mieux assurer le raidissage de l'âme et pour éviter des effets de flexion secondaire de l'âme, qui se concentreraient naturellement sur la petite longueur non raidie. Dans le cas contraire, la longueur non raidie doit rester suffisante et l'extrémité du raidisseur doit être vérifiée en catégorie 90.



Photo 7 :
Extrémité de
raidisseur d'âme
en Té.

Photo 8 :
Raidisseur
d'âme en simple
plat assurant la
résistance à
l'écrasement
local au lançage.



3.1.2. Les montants des cadres d'entretoisement avec entretoises.

Les montants en simple plat ne sont bien adaptés qu'aux ouvrages de dimension moyenne, et lorsque l'excentrement de l'axe de la voie lente par rapport à la poutre principale la plus proche n'est pas trop important.

Quand le simple plat est utilisé, la méthode d'assemblage avec une entretoise, qui consiste à ne pas souder le montant complet en atelier, mais à ajuster directement l'entretoise sur l'âme de la poutre sur le chantier, est fortement déconseillée. Cette disposition est en effet délicate à bien maîtriser, au niveau des tolérances d'écartement des joints à souder sur le chantier. Elle présente de plus l'inconvénient de ne pas assurer correctement le raidissage des tronçons de poutres lors de leur transport.

Il est souvent nécessaire d'utiliser des montants d'entretoisement en Té, plutôt que des montants en simple plat, pour obtenir une raideur et une résistance à la fatigue suffisantes du cadre d'entretoisement.

La semelle du Té doit alors être soudée sous la semelle supérieure de la poutre principale, pour assurer la résistance à la fatigue de l'assemblage sous l'effet des variations de contraintes dans le montant, provoquées par l'encastrement de la dalle sur le cadre d'entretoisement.



Par contre, on rappelle que cette soudure longitudinale réduit la résistance à la fatigue de la semelle supérieure. Celle-ci peut alors s'avérer insuffisante dans les zones où le béton est fissuré en service.

En partie inférieure du montant, la semelle du Té se termine par une réduction progressive de sa largeur, pour ne pas s'assembler sur la semelle de la poutre principale. Par contre l'âme du Té doit être obligatoirement soudée sur cette semelle inférieure.

Photo 9 :
Montant d'entretoisement en Té. Noter la présence des mouchoirs au droit des "futures" semelles de l'entretoise.

En partie supérieure, sous la semelle de la poutre principale, l'extrémité du montant vertical, en simple plat ou en Té, doit être ajustée au contact pour assurer la résistance à la fatigue de l'assemblage si les soudures se font par cordons d'angle. Sinon, les soudures doivent être à pleine pénétration.

On rappelle enfin qu'il est toujours nécessaire de calculer avec précision les efforts dans le cadre d'entretoisement. Un calcul en portique plan devrait toujours être effectué (référence /13/).

3.1.3. Les montants des cadres d'entretoisement avec pièces de pont.

Une solution toujours possible est de prévoir des cadres d'entretoisement avec pièce de pont. Le montant vertical peut être un simple plat ou un Té. La semelle du Té est arrêtée progressivement en partie haute de montant, pour ne pas être soudée sous la semelle supérieure de la poutre principale (voir Figure 16). De plus, il faut généralement prévoir des goussets circulaires au raccordement de la semelle supérieure de la pièce de pont sur celle de la poutre principale. Cet assemblage permet de concilier au mieux la raideur et la résistance à la fatigue des cadres d'entretoisement, avec la résistance à la fatigue des poutres principales.

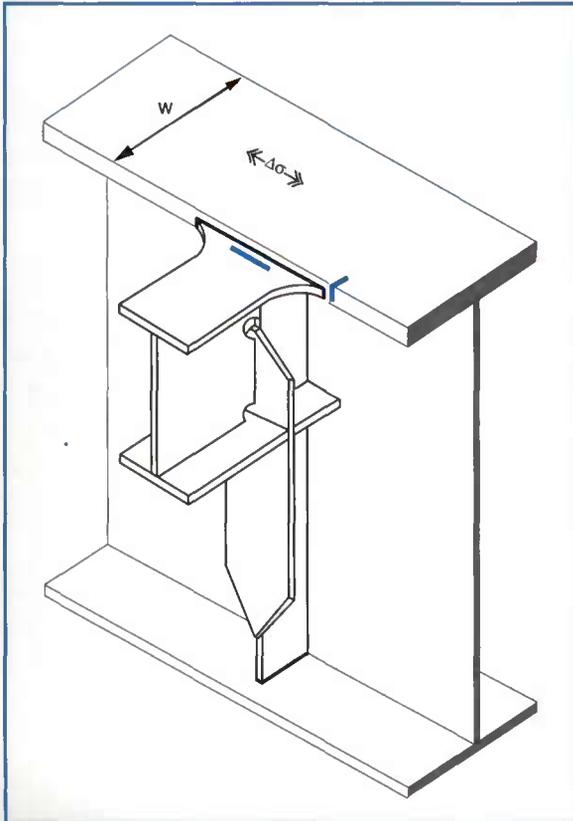


Figure 16 :
Montant vertical en Té avec semelle arrêtée progressivement.

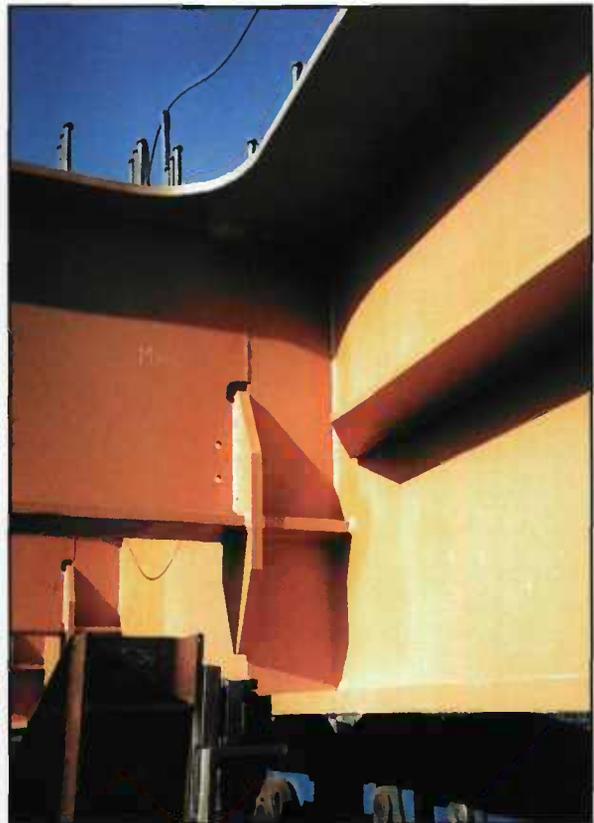


Photo 10 :
Application un peu limitée : la semelle du montant pourrait être supprimée.

3.2. Montant d'appui - platines d'appui.

Les raidisseurs verticaux sur appui sont très généralement en double T. Cette conception limite à 56 la catégorie de détail des semelles principales au droit de l'appui, à moins de réaliser des opérations de parachèvement de cordons de soudure.

Il est rappelé de plus que les montants d'appui doivent être bien ajustés sur les semelles : un bon contact doit être assuré avant soudage par cordons d'angle ; à défaut, les soudures doivent être à pénétration garantie pour transmettre la totalité des efforts et vérifiées à la fatigue.



Photo 11 :
Montant d'appui d'extrémité classique
(photo redressée de 90° pour la bonne
compréhension).

La soudure par cordon d'angle de la platine d'appui sous la semelle inférieure des poutres est un détail très pénalisant, puisque la classification correspond à celle d'un plat de recouvrement : la catégorie de détail est de 36 MPa seulement. Un relèvement de la catégorie de détail à 63 est possible en adoptant les mêmes dispositions constructives que celles conseillées pour les semelles additionnelles, parce que ces assemblages restent toujours comprimés (voir Figure 10).

Si nécessaire les platines d'appui peuvent aussi être assemblées par boulons H.R. pour bénéficier d'une meilleure catégorie de détail.

3.3. Pièces de pont et entretoises.

La soudure reliant la semelle supérieure de la pièce de pont à la semelle supérieure de la poutre principale est un détail de catégorie 56 vis-à-vis des variations de contrainte dans la semelle supérieure, lorsque l'assemblage se fait avec des bords libres à angle droit. Cet assemblage est courant dans les zones de moment positif des ponts mixtes, car les variations de contrainte dans les semelles supérieures des

poutres principales sont faibles. En zone de moment négatif, ou dans le cas d'assemblages entre semelles inférieures de pièces de pont ou d'entretoises avec semelles inférieures de poutres, il est souvent nécessaire d'adopter des raccords circulaires qui permettent d'atténuer la discontinuité géométrique. Le raccordement circulaire doit être bien exécuté pour bénéficier effectivement de l'amélioration de la catégorie du détail.

Dans le cas de bi-poutres droites, l'assemblage de la pièce de pont sur la semelle supérieure pourra être réalisé par cordons d'angle à pénétration partielle ; pour les pièces de pont en consoles et sur appuis, une soudure à pleine pénétration est souvent nécessaire. Il faut effectuer un calcul dans chaque cas. On pourra s'inspirer de l'exemple détaillé du PI 202 (pont sur le canal de la Scarpe de la rocade de DOUAI) dans le bulletin "Ponts métalliques" n° 11 de l'O.T.U.A. (p. 153 à 155), ainsi que du modèle de calcul proposé dans le bulletin "Ponts métalliques" n° 18 de l'O.T.U.A. (voir référence /13/).

Certaines conceptions d'ouvrages entraînent des variations de sollicitation plus importantes dans les éléments transversaux, et nécessitent donc une attention particulière pour la fatigue des assemblages. C'est le cas des pièces de pont prolongées en console à l'extérieur des poutres comme vu précédemment ; c'est aussi le cas par exemple des entretoises des ponts multi-poutres, des pièces de pont et entretoises des ponts courbes...

3.4. Raidisseurs longitudinaux.

L'extrémité d'un raidisseur longitudinal soudée à l'âme de la poutre principale est classée en catégorie de détail 50 avec une limite de troncature calculée avec une courbe de résistance de pente unique $-1/3$. Cette dernière condition est sévère et conduit à une limite de troncature égale à 13.57 MPa.

Par ailleurs, le raidisseur longitudinal doit être arrêté en douceur, avec une pente de $1/4$ par exemple.

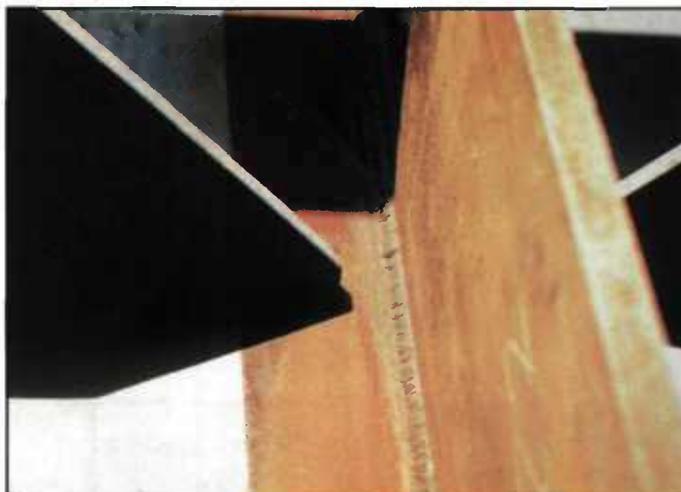


Photo 12 :
Extrémité de raidisseur longitudinal arrêtée trop brutalement : "nez" trop large, pente trop forte.

La prise en compte de la résistance à la fatigue peut avoir des conséquences importantes sur le dimensionnement des poutres principales des ouvrages de faible et moyenne portées, sur la conception de certains assemblages, mais également imposer des sujétions au niveau de l'exécution.

4.1. Sur le dimensionnement.

Les sections des poutres principales les plus sensibles à la fatigue sont :

- les semelles inférieures en travée, au niveau de l'assemblage des montants verticaux sur les semelles inférieures et au niveau des joints de chantier, si ceux-ci sont faits avec une découpe d'âme en "trou de souris" ;
- les semelles supérieures dans les zones proches des foyers de la travée, si la dalle est susceptible d'être fissurée dans cette zone en service (voir C5 et Annexe 4) ;
- on trouve seulement ensuite les sections sur appui, bien que la catégorie de détail correspondante soit plus faible (56 MPa), si par ailleurs le problème de l'assemblage avec la platine d'appui est traité correctement.

A titre d'ordre de grandeur, la prise en compte de la fatigue, pour un ouvrage de dimension moyenne supportant un trafic de type R.N. peut conduire à augmenter d'environ 20 % l'épaisseur des semelles inférieures en travée et des semelles supérieures dans les zones proches des foyers.

4.2. Sur la conception des assemblages.

L'amélioration des assemblages transversaux nécessite d'abord de retenir des dispositions constructives bien étudiées. De plus, il est conseillé de prévoir des soudures à pleine pénétration à la place de cordons d'angle pour les assemblages sollicités en fatigue. Enfin, il faut souvent prévoir des goussets circulaires au niveau de croisement de poutres.

D'une manière générale, le concepteur doit avoir le souci de ne pas créer de contraintes locales importantes par l'arrêt ou la modification brutale des sections des pièces. Il doit également avoir le souci de calculer précisément les contraintes dans les assemblages transversaux ou secondaires de la structure, ce qui se fait maintenant facilement grâce au développement des calculs par éléments finis.

Photo 13 : Fissure de fatigue à la base d'un raidisseur vertical.

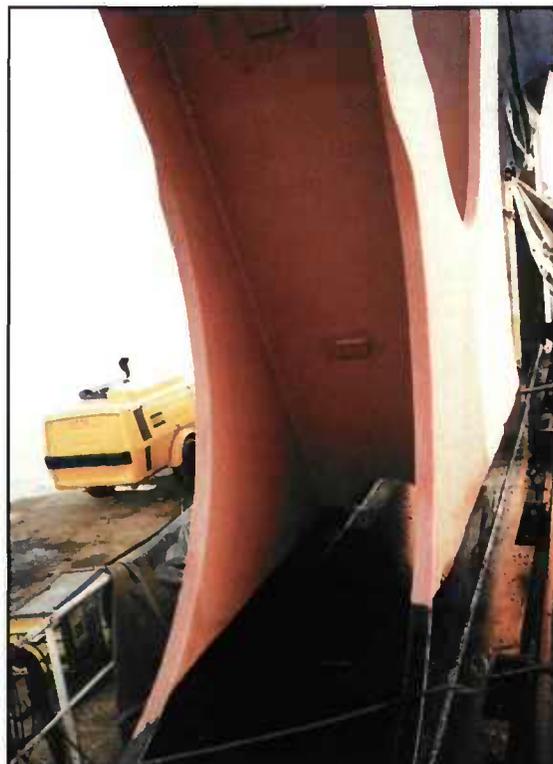
Photo 14 : Extrémité de poutre à rabouter : noter la zone non soudée et l'ajustage de l'âme.

Photo 15 : Bonne disposition de raboutage de semelle.

Photo 16 & 17 : Noeud de treillis Warren : noter les goussets circulaires et le raccordement progressif en épaisseur.

Photo 18 & 19 : Assemblage d'une pièce de pont en console, avant et après soudage.

13	14
15	
16	17
18	19



4.3. Sur l'exécution des travaux.

La mise en œuvre de dénivellations d'appui est un des moyens recommandés pour limiter la contrainte de traction dans la dalle dans le cas d'ouvrages à travées continues. Ces dénivellations sont également bénéfiques pour la résistance à la fatigue de l'ouvrage, car elles conduisent à épaissir les semelles inférieures des poutres principales en travée et il en résulte une diminution des variations de contrainte dans ces semelles sous le convoi de fatigue. Elles permettent également d'éviter la fissuration de la dalle dans les zones proches des foyers, ce qui supprime le problème de la résistance à la fatigue des semelles supérieures dans cette zone.

5.1 Prise en compte de la fissuration de la dalle béton.

Les règles suivantes, proches de celles employées pour la vérification des sections à l'Etat-Limite de Service sous combinaisons rares, sont conseillées :

5.1.1. Calculs des sollicitations.

Les sollicitations sont calculées en considérant que la dalle n'est pas fissurée pour la détermination des inerties des sections.

5.1.2. Classement des sections.

Les sections sont classées en trois catégories, en fonction de la valeur minimale de la contrainte sur la fibre extrême de la dalle béton de la section, à l'Etat-Limite de Service sous combinaisons rares de charges.

Pour calculer la valeur de cette contrainte la diminution du gradient de contraintes dans la dalle sous les charges de longue durée doit être prise en compte. On pourra, pour simplifier, considérer que la contrainte dans la dalle est uniforme sous les charges de longue durée. Elle sera prise égale à la valeur calculée au niveau de la fibre moyenne de la dalle, avec le coefficient d'équivalence acier/béton relatif aux actions à long terme.

Soit $\sigma_{c \min}$, la valeur minimale de la contrainte sur la fibre extrême de la dalle béton de la section, à l'Etat-Limite de Service sous combinaisons rares (comptée positivement en compression) :

- $\sigma_{c \min} \geq -f_{ctk \ 0,05} \Rightarrow$ donne une section de type S1, dite non fissurée ;
- $-f_{ctk \ 0,05} \geq \sigma_{c \min} \geq -f_{ctk \ 0,95} \Rightarrow$ donne une section de type S2, dite peu fissurée ;
- $-f_{ctk \ 0,95} \geq \sigma_{c \min} \Rightarrow$ donne une section de type S3, dite fissurée ;

$f_{ctk\ 0,05}$ est la valeur inférieure de la résistance caractéristique à la traction du béton (fractile 5 %) ;

$f_{ctk\ 0,95}$ est la valeur supérieure de la résistance caractéristique à la traction du béton (fractile 95 %) ;

Les valeurs de $f_{ctk\ 0,05}$ et $f_{ctk\ 0,95}$ sont données dans l'Eurocode 2 - Partie 1-1, en fonction de f_{ck} , résistance caractéristique à la compression du béton mesurée sur cylindre à 28 jours (nommée f_{c28} dans le règlement français actuel). On rappelle les principales valeurs dans le **Tableau C.1** ci-dessous, exprimées en MPa et en valeurs absolues.

Résistance du béton à 28 jours	25	30	35	40
$f_{ctk\ 0,05}$	1,8	2,0	2,2	2,5
$f_{ctk\ 0,95}$	3,3	3,8	4,2	4,6

Tableau C.1 : Résistance caractéristique à la traction du béton.

5.1.4. Calculs à effectuer selon le type de section.

- Pour les sections de type S1 (non fissurées) :
 - le calcul des contraintes, sous l'effet du camion B_f , se fait avec les caractéristiques des sections non fissurées ;
- Pour les sections de type S2 (peu fissurées) :
 - le calcul des efforts de glissement et des contraintes tangentes, sous l'effet du camion B_f , se fait avec les caractéristiques des sections non fissurées ;
 - le calcul des contraintes normales, sous l'effet du camion B_f , se fait en distinguant celles qui résultent du moment positif extrême (moment qui comprime la dalle) de celles qui résultent du moment négatif extrême ; les premières sont calculées avec les caractéristiques des sections non fissurées ; les secondes sont calculées avec les caractéristiques des sections fissurées.
- Pour les sections de type S3 (fissurées) :
 - le calcul des efforts de glissement et des contraintes tangentes, sous l'effet du camion B_f , se fait avec les caractéristiques des sections non fissurées ;
 - le calcul des contraintes normales, sous l'effet du camion B_f , se fait avec les caractéristiques des sections fissurées.

5.2. Loi d'interaction pour la justification des goujons.

En appelant :

$\Delta\sigma$: étendue de contrainte normale maximale dans la semelle supérieure,

$\Delta\tau$: étendue de contrainte de cisaillement maximale dans le fût du goujon,

$\Delta\sigma_L$: limite de troncature de l'assemblage vis-à-vis de l'étendue de contrainte dans la semelle supérieure ($0,405 \times 80$ MPa),

$\Delta\tau_L$: limite de troncature de l'assemblage vis-à-vis de l'étendue de contrainte de cisaillement dans le fût du goujon ($0,46 \times 80$ MPa),

$\gamma_{Mf} = 1,25$ pour les ponts routes.

La règle suivante sera appliquée, en utilisant les étendues de contrainte maximales produites par le camion B_f dans les conditions définies en C2.

Si
$$\Delta\tau \leq \frac{1}{2} \left(\frac{\Delta\tau_L}{\gamma_{Mf}} \right)$$

on doit vérifier
$$\Delta\sigma \leq \left(\frac{\Delta\sigma_L}{\gamma_{Mf}} \right)$$

Sinon on doit vérifier
$$\frac{1}{2} \left[\frac{\Delta\sigma}{\Delta\sigma_L/\gamma_{Mf}} \right] + \left[\frac{\Delta\tau}{\Delta\tau_L/\gamma_{Mf}} \right] \leq 1$$

5.3. Autres conseils pratiques pour le calcul.

Le calcul de vérification à la fatigue sera d'autant plus précis que les paramètres du calcul seront bien connus. On va donc examiner successivement chacun d'entre eux.

- Le premier paramètre, fondamental, est l'hypothèse faite sur le niveau du trafic pendant la durée de vie du pont.

Cette hypothèse permet de fixer le coefficient c de pondération du camion B_f . Comme cela a déjà été dit, il est possible de partir de la connaissance du trafic poids lourds. Celui-ci peut se décomposer en n types de poids lourds.

Soit N_i le nombre de millions de passages de poids lourds de type i prévu pendant la durée de vie de l'ouvrage (à priori 100 ans), sur une voie de droite.

Soit P_i la masse en tonnes du poids lourd de type i .

On doit alors prendre :

$$c = 1,05 \left[\sum_{i=1}^n \frac{N_i}{100} \left(\frac{P_i}{30} \right) \right]^{\frac{1}{5}}$$

Le coefficient 1,05 est destiné à couvrir l'imprécision sur le modèle de fatigue.

Remarques :

- Si on connaît de plus la géométrie des poids lourds, il est possible de faire directement le calcul de dommage cumulé de Miner, sans utiliser le camion B_f .
- On trouvera en [Annexe 1](#) le coefficient de pondération c correspondant à différents trafics réels ayant fait l'objet d'enregistrements.
- Le deuxième paramètre est la qualité de la représentation du trafic par le camion B_f . Celle-ci dépend de la nature de l'ouvrage d'art. Le domaine d'emploi du camion B_f est celui des ouvrages métalliques et mixtes de conception courante. En cas de doute, il est possible d'effectuer un calcul de contrôle par simulation à l'aide du logiciel CASTOR-LCPC.
- Le troisième paramètre important est la précision du calcul donnant l'étendue de contraintes.
- Enfin le dernier point sur lequel il faut insister est celui du niveau des calculs.

Quelques conseils ont été donnés précédemment pour la vérification à la fatigue des poutres principales sous les sollicitations générales de flexion longitudinale. Mais il faut bien voir que les fissures de fatigue constatées sur les ouvrages sont très souvent dues à des contraintes secondaires non calculées. Les calculs à effectuer doivent donc souvent être poussés pour mieux appréhender les effets appelés (abusivement) secondaires.

En particulier, il convient de faire un calcul plus précis de flexion transversale donnant les efforts dans les cadres d'entretoisement - calcul qui peut nécessiter le recours aux éléments-finis. Il faut également vérifier les effets du glissement longitudinal, lequel peut être à l'origine d'efforts locaux importants, par exemple dans des entretoises supportant des longerons ou même simplement des rails de nacelle de forte taille.

Lors de la vérification de la sécurité à la fatigue, on considère par simplification le schéma de charge UIC. Pour certains ouvrages, des vérifications supplémentaires sont faites pour des trafics spécifiques (lignes à grande vitesse par exemple).

Ce schéma est par ailleurs pris en compte pour les vérifications aux E.L.U. et E.L.S. Afin de tenir compte de l'influence des charges agissant effectivement sur la structure, l'étendue de contrainte donnée par le schéma de charge UIC doit être multipliée par un facteur de correction qui tient compte de la portée de la structure, du volume de trafic, de la durée d'utilisation, comme du nombre de voies supportées par l'ouvrage et de l'occurrence d'un chargement simultané de celles-ci. En outre cette étendue de contrainte doit encore être majorée par le coefficient dynamique ϕ .

Pour des ouvrages supportant plusieurs voies, le schéma de charge UIC doit être placé sur deux voies au maximum.

1. METHODES DE JUSTIFICATION

La sécurité à la fatigue est vérifiée en s'assurant que, pour ce qui concerne les contraintes normales σ , la condition suivante est remplie, étant entendu que, pour les contraintes de cisaillements τ , il y a lieu de mener une vérification analogue :

$$\gamma_{Ff} \cdot \lambda \cdot \phi \cdot \Delta\sigma_{UIC} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$$

avec :

γ_{Ff} : Coefficient de sécurité partiel pour la charge de fatigue :
en principe $\gamma_{Ff} = 1$

λ : Facteur de correction

ϕ : Coefficient dynamique

$\Delta\sigma_{UIC}$: Différence de contraintes entre les valeurs extrêmes σ_{max} et σ_{min} dues au schéma de charge UIC placé dans les positions les plus défavorables : $\Delta\sigma_{UIC} = \sigma_{max} - \sigma_{min}$

$\Delta\sigma_c$: Résistance à la fatigue de référence correspondant à 2×10^6 cycles

γ_{Mf} : Coefficient partiel de sécurité pour la résistance à la fatigue. Pour les ponts-rails on prendra $\gamma_{Mf} = 1,2$

Lors de combinaisons de contraintes normales et tangentielles, la vérification à la fatigue doit considérer leurs effets combinés.

Lorsque les contraintes dans un élément proviennent de la flexion générale et de la flexion locale, on les superposera de la manière suivante :

$$\gamma_{FF} \left(\lambda_G \cdot \Phi_G \cdot \Delta\sigma_{UIC,G} + \lambda_L \cdot \Phi_L \cdot \Delta\sigma_{UIC,L} \right).$$

L'indice "G" se rapporte à la flexion générale et "L" à la flexion locale.

1. Décomposition du facteur de correction pour les ponts-rails.

Le facteur de correction λ est donné par la formule suivante :

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 < \lambda_{\max}$$

- λ_1 : facteur tenant compte de la portée et du type de train.
- λ_2 : facteur tenant compte du volume de trafic.
- λ_3 : facteur tenant compte de la durée d'utilisation.
- λ_4 : facteur tenant compte de l'influence de deux voies chargées.
- λ_{\max} : limite supérieure pour la valeur de λ .

1.1. Influence de la portée

Le facteur λ_1 est fonction de la portée et du type de trafic considéré. Il est donné pour tous les trains-types décrits au paragraphe 3, tels que, par exemple, trains marchandises, trains voyageurs, trains à grande vitesse ainsi que leurs combinaisons en tenant compte de l'amplification dynamique réelle qu'ils génèrent.

Dans le cas général, à l'exception de certaines lignes spécialisées présentant des combinaisons de trains différentes (lignes TGV par exemple), il est loisible de retenir les valeurs du mélange de trafic EC Mix (voir tableau).

On prend pour la longueur L les valeurs suivantes :

Pour les moments :

- pour une poutre simple, la portée L ;
- pour une poutre continue, en travée, la portée de la travée considérée et pour les sections sur appui, la moyenne des deux travées concernées ;
- pour les entretoises, la somme des travées (des longerons, de raidisseurs ou du hourdis) supportées par les entretoises.

Pour l'effort tranchant :

- pour une poutre simple et une poutre continue, en première approximation :
 - dans les sections sur appui, la portée concernée ;
 - dans les sections en travée, $0,4 \times$ la portée considérée L_i ;
- pour les entretoises, comme indiqué pour les moments.

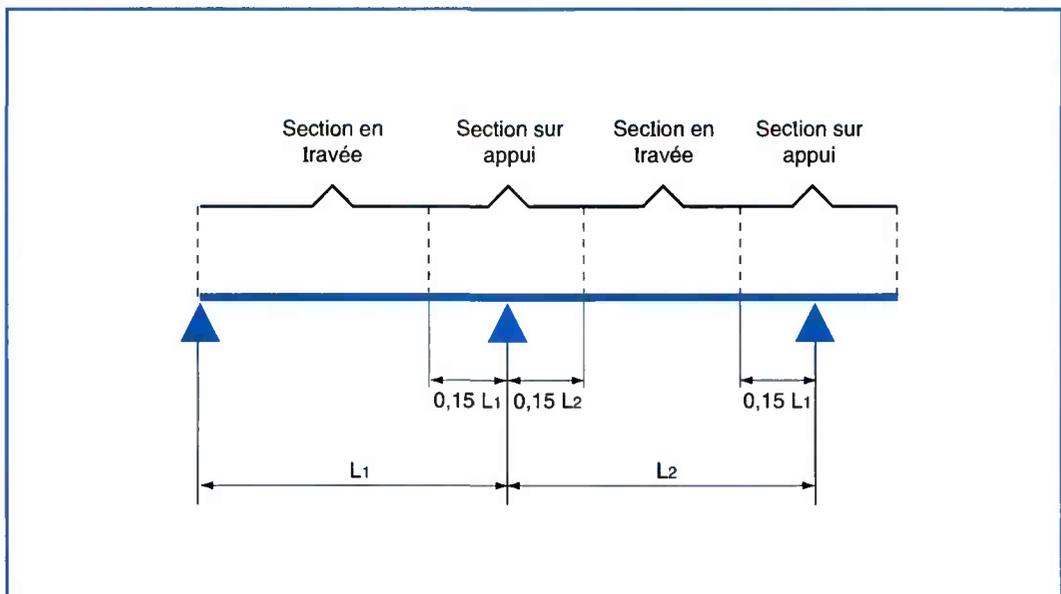


Figure 17 : Définition des "sections sur appuis".

- Facteur λ_1 : λ_1 a été déterminé pour un trafic annuel de 25×10^6 tonnes par voie et une durée de vie de 100 ans. Les valeurs grisées correspondent à l'enveloppe des λ_1 pour le trafic normal.

L	EC MIX	25 T MIX	type 1	type 2	type 3	type 4	type 5	type 6	type 7	type 8	type 9	type 10	type 11	type 12
0,5	1,60	1,65	1,38	1,27	1,31	1,50	1,62	1,65	1,69	1,65	0,97	1,00	1,83	1,79
1,0	1,60	1,65	1,38	1,27	1,31	1,50	1,62	1,65	1,69	1,65	0,97	1,00	1,83	1,79
1,5	1,60	1,65	1,38	1,27	1,31	1,50	1,62	1,65	1,69	1,65	0,97	1,00	1,83	1,79
2,0	1,46	1,64	1,37	1,26	1,31	1,49	1,35	1,46	1,53	1,64	0,97	0,99	1,81	1,78
2,5	1,38	1,55	1,17	1,23	1,28	1,46	1,29	1,39	1,44	1,60	0,95	0,97	1,56	1,74
3,0	1,35	1,51	1,05	1,19	1,25	1,42	1,25	1,35	1,40	1,56	0,85	0,94	1,51	1,69
3,5	1,17	1,31	0,94	1,02	1,12	1,16	1,12	1,18	1,17	1,40	0,76	0,85	1,21	1,51
4,0	1,07	1,16	0,81	0,82	0,96	1,00	1,15	1,08	1,05	1,20	0,65	0,71	1,04	1,30
4,5	1,02	1,08	0,77	0,73	0,88	0,91	1,14	1,07	1,04	0,97	0,59	0,65	1,05	1,05
5,0	1,03	1,07	0,86	0,69	0,80	0,86	1,16	1,07	1,05	0,93	0,55	0,62	0,07	1,00
6,0	1,03	0,87	0,97	0,63	0,79	0,79	1,12	1,07	1,07	0,78	0,58	0,63	1,10	1,10
7,0	0,97	1,02	0,98	0,57	0,79	0,82	0,96	1,04	1,07	0,79	0,58	0,60	1,15	0,77
8,0	0,92	0,99	0,92	0,55	0,77	0,83	0,85	1,01	1,06	0,73	0,56	0,60	1,14	0,71
9,0	0,88	0,96	0,88	0,56	0,74	0,83	0,77	0,96	1,05	0,68	0,56	0,55	1,13	0,67
10,0	0,85	0,93	0,85	0,56	0,72	0,83	0,66	0,91	1,04	0,65	0,56	0,51	1,12	0,64
12,5	0,82	0,90	0,79	0,55	0,73	0,78	0,52	0,89	1,00	0,60	0,55	0,47	1,07	0,60
15,0	0,76	0,92	0,75	0,56	0,73	0,77	0,51	0,81	0,91	0,59	0,50	0,44	0,99	0,59
17,5	0,70	0,73	0,74	0,56	0,73	0,77	0,51	0,81	0,80	0,58	0,46	0,44	0,85	0,58
20,0	0,67	0,68	0,74	0,55	0,68	0,66	0,55	0,72	0,70	0,58	0,44	0,43	0,76	0,58
25,0	0,66	0,65	0,76	0,59	0,56	0,58	0,59	0,69	0,68	0,60	0,40	0,41	0,67	0,59
30,0	0,65	0,64	0,77	0,60	0,50	0,53	0,60	0,65	0,69	0,63	0,37	0,42	0,68	0,62
35,0	0,64	0,65	0,76	0,58	0,49	0,51	0,63	0,62	0,68	0,65	0,36	0,44	0,68	0,65
40,0	0,64	0,65	0,73	0,56	0,47	0,50	0,66	0,62	0,68	0,65	0,35	0,46	0,68	0,65
45,0	0,64	0,66	0,70	0,53	0,45	0,49	0,68	0,61	0,68	0,65	0,35	0,47	0,69	0,65
50,0	0,63	0,66	0,68	0,51	0,43	0,48	0,70	0,60	0,69	0,65	0,36	0,48	0,70	0,65
60,0	0,63	0,66	0,64	0,47	0,41	0,47	0,73	0,57	0,68	0,64	0,39	0,48	0,69	0,65
70,0	0,62	0,66	0,61	0,45	0,40	0,45	0,75	0,56	0,67	0,63	0,40	0,49	0,69	0,66
80,0	0,61	0,66	0,57	0,43	0,38	0,42	0,76	0,53	0,67	0,62	0,39	0,49	0,70	0,65
90,0	0,61	0,66	0,53	0,40	0,36	0,41	0,77	0,52	0,67	0,62	0,39	0,48	0,70	0,65
100,	0,60	0,66	0,51	0,38	0,36	0,39	0,77	0,51	0,67	0,62	0,40	0,48	0,70	0,65
	normal	25 T	normal	normal	normal	normal	normal	normal	normal	normal	RER métro	RER métro	25 T	25 T

Tableau D.1 : Valeurs de λ_1 en fonction de la portée et du trafic.

- Calcul de λ_1 pour une combinaison de trafic.

Une méthode simplifiée pour déterminer la valeur λ_1 correspondant à une combinaison quelconque de trains-types est établie à partir d'une courbe monolinéaire de pente $m = - 1/5$. Elle se traduit par la formule suivante qui donne des résultats très proches de ceux obtenus avec une courbe bilinéaire mais de manière sensiblement plus simple :

$$\lambda_{1m} = \sqrt[5]{\frac{\sum n_j \cdot P_j \cdot \lambda_{1j}^5}{\sum n_j \cdot P_j}}$$

λ_{1m} : valeur λ_1 correspondant à une combinaison de trains-types par la méthode simplifiée,

n_j : nombre de trains j,

P_j : poids du train j,

λ_{1j} : valeur λ_1 correspondant au train type j,

N.B. : la valeur λ_{1m} correspond à 25×10^6 t/an/voie et à $\Delta\sigma_c$.

Exemple : combinaison "EC" pour une longueur $L = 10$ m.

TYPE	n	P (t)	n.P (t)	λ_1	n.P. λ_{1j}^5
1	12	663	7956	0,85	3530
2	12	530	6360	0,56	350
3	5	940	4700	0,73	974
etc...					
Total			68345		29912

$$\lambda_{1m} = \sqrt[5]{\frac{29912}{68345}} = 0,85$$

Le calcul exact avec une courbe bilinéaire donne la même valeur.

1.2. Influence du volume de trafic.

λ_2 est fonction du volume de trafic exprimé en tonnes par an et par voie. A défaut de précision particulière, il y a lieu de tenir compte du groupe UIC des lignes portées par l'ouvrage.

λ_1 étant donné pour un volume annuel de 25×10^6 tonnes par voie, on a :

$$\lambda_2 = \sqrt[5]{\frac{T}{25 \cdot 10^6}}$$

avec T : volume réel de trafic (t/voie/an), dépendant du groupe de la ligne.

Groupe UIC volume max 10^6 t/an/voie	9 à 6 <5	5 < 10	4 < 18	3 < 28	2 < 45	1 > 45			
Volume de trafic (10^6 t/an/voie)	5	10	15	20	25	30	35	40	50
λ_2	0,72	0,83	0,90	0,96	1,00	1,04	1,07	1,10	1,15

Tableau D.2 : Valeurs de λ_2 en fonction du volume de trafic.

1.3. Influence de la durée d'utilisation.

En règle générale, on admet une durée de service de 100 ans.

Etant donné une durée de vie de 100 ans, on a :

$$\lambda_3 = \sqrt[5]{\frac{N}{100}} \text{ avec } N = \text{durée d'utilisation exprimée en années.}$$

Durée d'utilisation	50	60	75	80	95	100
λ_3	0,87	0,90	0,93	0,96	0,98	1,00

Tableau D.3 : Valeurs de λ_3 en fonction de la durée d'utilisation.

1.4. Influence des voies multiples.

On considère le rapport $\Delta\sigma_1/\Delta\sigma_{1+2}$, avec :

$\Delta\sigma_1$: Etendue de contrainte maximale, dans la section considérée, due aux sollicitations du schéma de charge UIC agissant sur une seule voie,

$\Delta\sigma_{1+2}$: Etendue de contrainte maximale, dans la section considérée, due aux sollicitations du schéma de charge UIC agissant sur deux voies du tablier.

Les valeurs de λ_4 sont déterminées en partant de l'hypothèse que la proportion de convois se croisant sur la pont est de 12 % (n).

La probabilité de croisement étant de n ($n \leq 1$), il faut considérer les cas élémentaires suivants :

- a) deux voies chargées simultanément donnant une variation $\Delta\sigma_{1+2}$ avec une probabilité n ;
- b) deux voies chargées non simultanément donnant des variations d'amplitude $\Delta\sigma_1$ et $\Delta\sigma_{1+2} - \Delta\sigma_1$ avec une probabilité (1-n).

On a alors la relation suivante :

$$(\lambda_4 \Delta\sigma_{1+2})^5 = (1 - n) (\Delta\sigma_1)^5 + n (\Delta\sigma_{1+2})^5 + (1 - n) (\Delta\sigma_{1+2} - \Delta\sigma_1)^5$$

d'où, en posant $a = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\sigma_{1+2}}$, on obtient : $\lambda_4 = \sqrt[5]{n + (1 - n)(a^5 + (1 - a)^5)}$,

soit, pour n = 12 %, le tableau suivant :

$\frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\sigma_{1+2}}$	1,00	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50
λ_4	1,00	0,91	0,84	0,77	0,72	0,71

Tableau D.4 : Valeurs de λ_4 en fonction du rapport $\Delta\sigma_1/\Delta\sigma_{1+2}$.

1.5. Influence de la prise en compte de la limite de fatigue.

Si la plus grande étendue de contrainte ($\Delta\sigma_{réel}$) subie par un détail constructif est inférieure à la limite de fatigue ($\Delta\sigma_D$), il n'y a pas risque de fissuration.

Il en résulte que la valeur λ_{max} , borne supérieure des valeurs λ à prendre en compte, peut être fixée à 1,4.

En effet, ϕ et $\Delta\sigma_{UIC}$ ont été calibrés de façon à donner un majorant de $\Delta\sigma_{réel}$:

$$\phi \cdot \Delta\sigma_{UIC} = \text{Max} (\Delta\sigma_{réel}).$$

$$\text{Si } \gamma_{Ff} \cdot \lambda \cdot \phi \cdot \Delta\sigma_{UIC} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}, \text{ on a donc } \phi \cdot \Delta\sigma_{UIC} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Ff} \cdot \gamma_{Mf} \cdot \lambda}.$$

Mais $\gamma_{FF} \cdot \gamma_{Mf} \geq 1$, donc $\text{Max } \Delta\sigma_{\text{réel}} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\lambda}$.

Mais rappelons que : $\Delta\sigma_D$ (limite de fatigue) = $\frac{\Delta\sigma_c}{1,36}$ avec $1,36 = \sqrt[3]{\frac{5 \cdot 10^6}{2 \cdot 10^6}}$.

Si $\lambda \geq 1,36$, alors $\frac{\Delta\sigma_c}{\lambda} \leq \Delta\sigma_D$, et donc $\text{Max } \Delta\sigma_{\text{réel}} \leq \Delta\sigma_D$.

Donc λ_{max} , borne supérieure des valeurs λ à prendre en compte, peut être fixé à 1,36 (arrondi à 1,4).

2. LOI D'INTERACTION POUR LA JUSTIFICATION DES CONNECTEURS

Pour la justification des connecteurs à la fatigue, il y a lieu d'appliquer la loi d'interaction suivante :

si :
$$\gamma_{FF} \lambda \phi \Delta\tau_{\text{UIC}} \leq \frac{1}{2} \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf}},$$

on vérifie seulement que :
$$\gamma_{FF} \lambda \phi \Delta\sigma_{\text{UIC}} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$$

(ce qui revient à ne pas tenir compte d'une interaction $\sigma - \tau$) ;

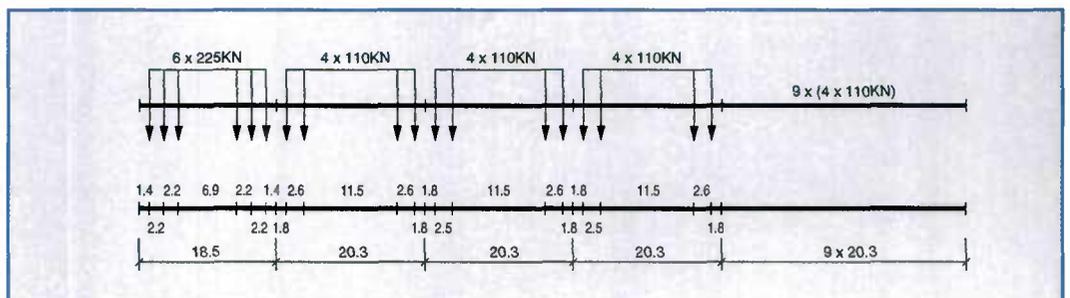
si :
$$\gamma_{FF} \cdot \lambda \cdot \phi \cdot \Delta\tau_{\text{UIC}} > \frac{1}{2} \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf}},$$

on vérifie que :
$$\frac{1}{2} \left(\frac{\gamma_{FF} \cdot \lambda \cdot \phi \cdot \Delta\sigma_{\text{UIC}}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} \right) + \left(\frac{\gamma_{FF} \cdot \tau \cdot \phi \cdot \Delta\tau_{\text{UIC}}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf}} \right) \leq 1$$

3. TRAINS-TYPES POUR LA FATIGUE

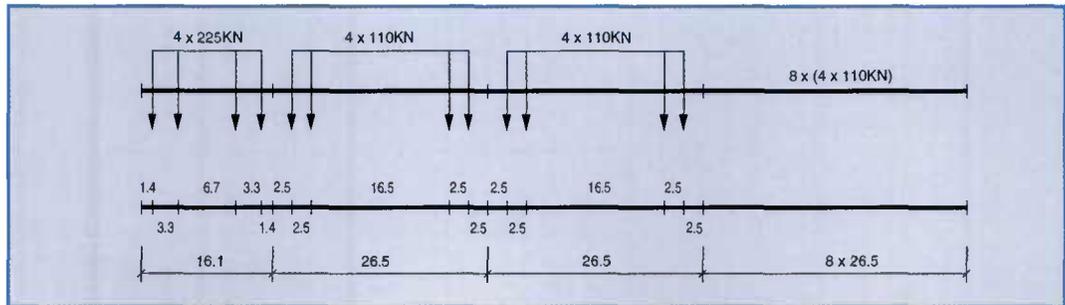
Type 1 : Train voyageur tracté par une locomotive.

$\Sigma Q = 6630 \text{ kN} \quad V = 200 \text{ km/h} \quad L = 262,10 \text{ m} \quad q = 25,3 \text{ kN/m}^2.$



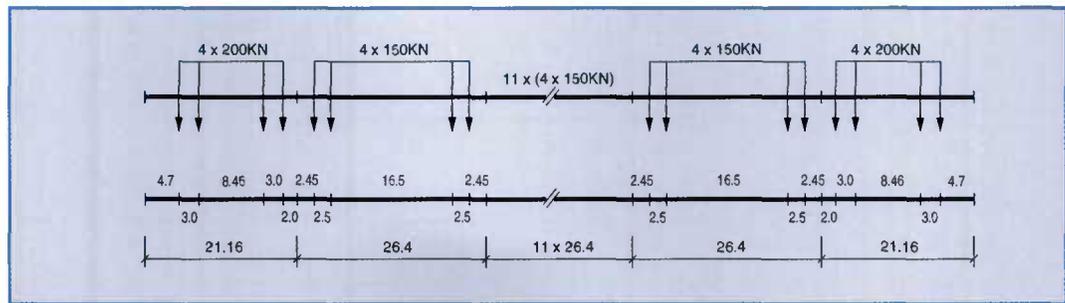
Type 2 : Train voyageur tracté par une locomotive.

$$\Sigma Q = 5300 \text{ kN} \quad V = 160 \text{ km/h} \quad L = 281,10 \text{ m} \quad q = 18,9 \text{ kN/m}^2.$$



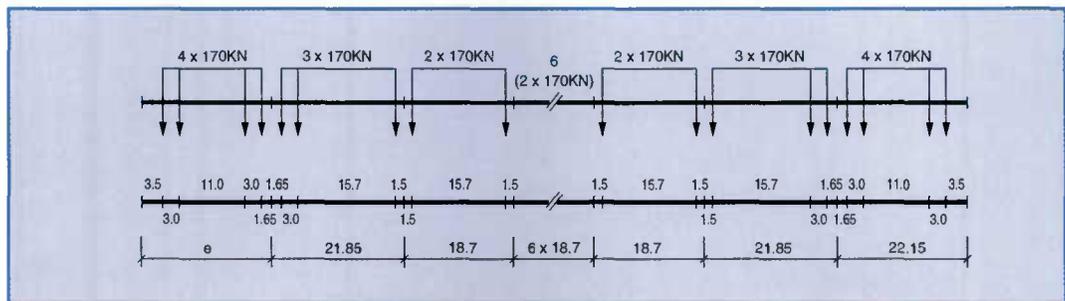
Type 3 : Train automoteur à grande vitesse.

$$\Sigma Q = 9400 \text{ kN} \quad V = 250 \text{ km/h} \quad L = 385,52 \text{ m} \quad q = 24,4 \text{ kN/m}^2.$$



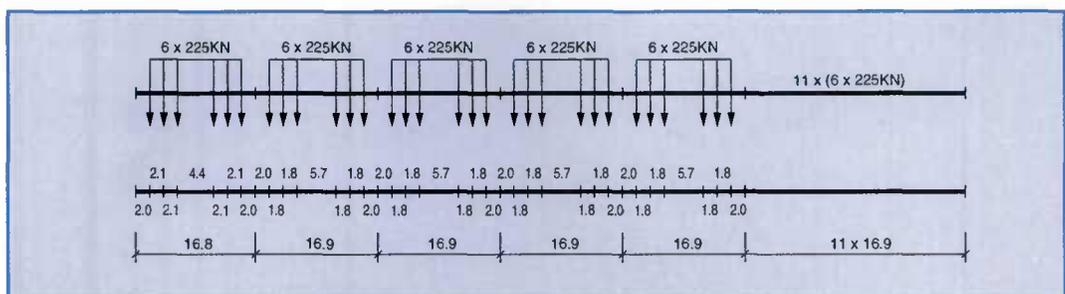
Type 4 : Train automoteur à grande vitesse.

$$\Sigma Q = 5100 \text{ kN} \quad V = 250 \text{ km/h} \quad L = 237,60 \text{ m} \quad q = 21,5 \text{ kN/m}^2.$$



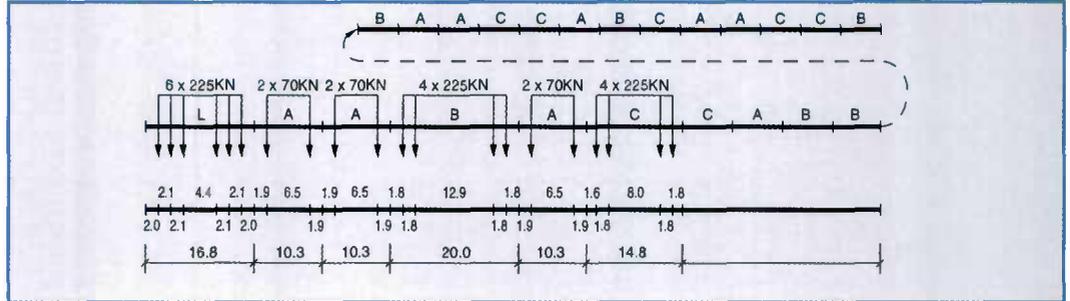
Type 5 : Train-marchandises tracté par une locomotive.

$$\Sigma Q = 21600 \text{ kN} \quad V = 80 \text{ km/h} \quad L = 270,30 \text{ m} \quad q = 80,0 \text{ kN/m}^2.$$



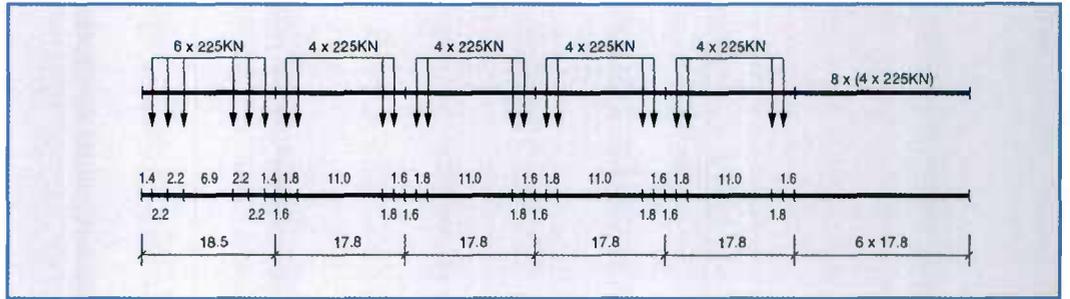
Type 6 : Train-marchandises tracté par une locomotive.

$$\Sigma Q = 14310 \text{ kN} \quad V = 100 \text{ km/h} \quad L = 333,10 \text{ m} \quad q = 43,0 \text{ kN/m}^2.$$



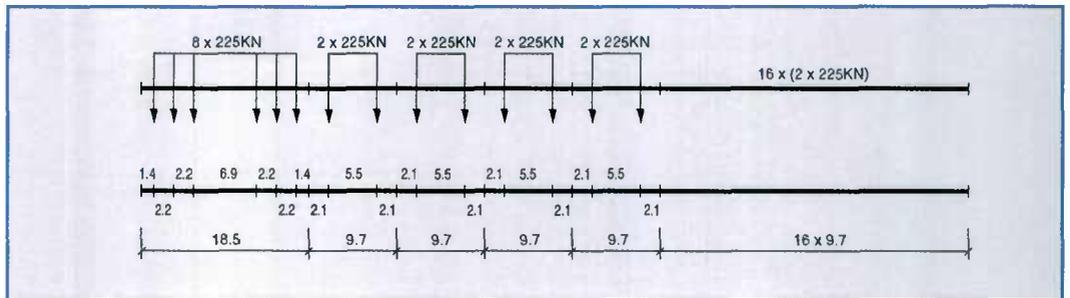
Type 7 : Train-marchandises tracté par une locomotive.

$$\Sigma Q = 10350 \text{ kN} \quad V = 120 \text{ km/h} \quad L = 196,50 \text{ m} \quad q = 52,7 \text{ kN/m}^2.$$



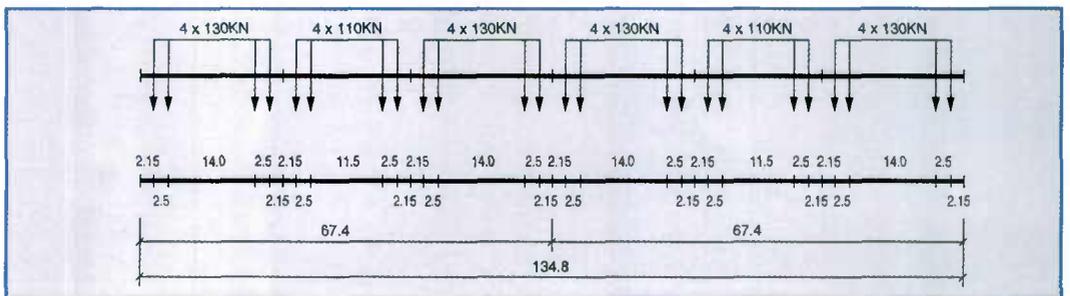
Type 8 : Train-marchandises tracté par une locomotive.

$$\Sigma Q = 10350 \text{ kN} \quad V = 100 \text{ km/h} \quad L = 212,50 \text{ m} \quad q = 48,7 \text{ kN/m}^2.$$



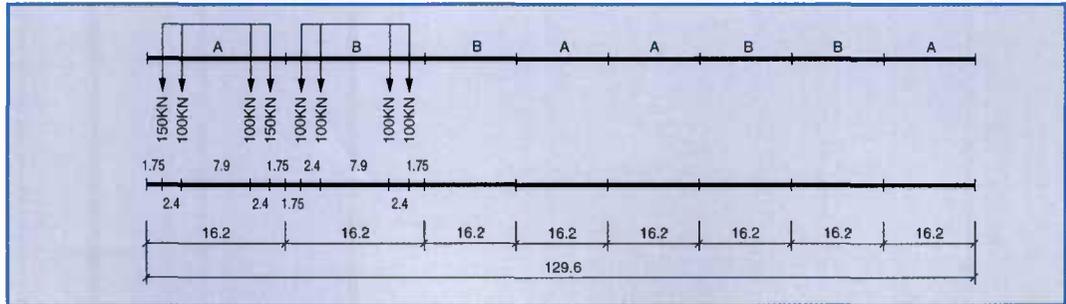
Type 9 : Rame RER.

$$\Sigma Q = 2960 \text{ kN} \quad V = 120 \text{ km/h} \quad L = 134,80 \text{ m} \quad q = 22,0 \text{ kN/m}^2.$$



Type 10 : Métro.

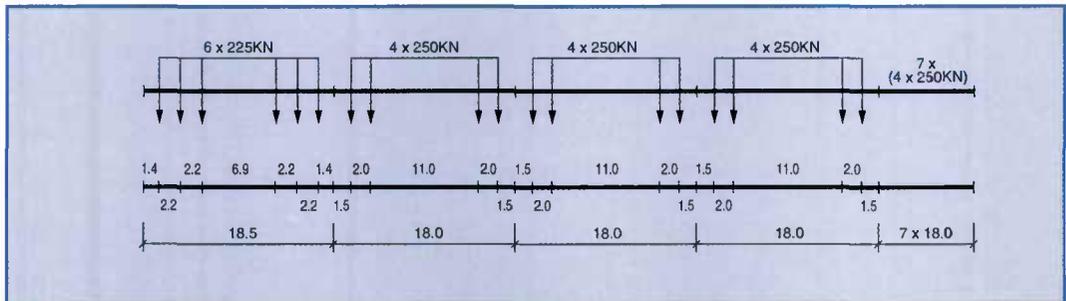
$$\Sigma Q = 3600 \text{ kN} \quad V = 120 \text{ km/h} \quad L = 129,60 \text{ m} \quad q = 27,8 \text{ kN/m}^2.$$



Trafic avec essieux de 250 kN.

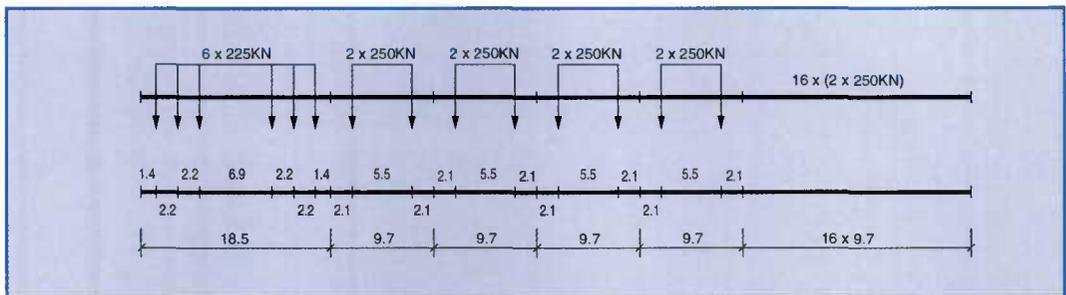
Type 11 : Train-marchandises tracté par une locomotive.

$$\Sigma Q = 11350 \text{ kN} \quad V = 120 \text{ km/h} \quad L = 198,50 \text{ m} \quad q = 57,2 \text{ kN/m}^2.$$



Type 12 : Train-marchandises tracté par une locomotive.

$$\Sigma Q = 11350 \text{ kN} \quad V = 100 \text{ km/h} \quad L = 212,50 \text{ m} \quad q = 53,4 \text{ kN/m}^2.$$



4. COMBINAISONS DE TRAFIC

4.1. Trafic normal (avec masse par essieu < 22,5 t).

Type	Nombre de trains/jour	Masse/train (t)	Tonnage annuel (10 ⁶ t/an)
1	12	663	2,90
2	12	530	2,32
3	5	940	1,72
4	5	510	0,93
5	7	2160	5,52
6	12	1431	6,27
7	8	1035	3,02
8	6	1035	2,27
	67		24,95

Tableau D.5 : Définition de la combinaison de trafic EC.

4.2. Trafic avec essieux de 25 t.

Type	Nombre de trains/jour	Masse/train (t)	Tonnage annuel (10 ⁶ t/an)
5	6	2160	4,73
6	13	1431	6,79
11	16	1135	6,63
12	16	1135	6,63
	51		24,78

Tableau D.6 : Définition de la combinaison de trafic 25 t.

AVERTISSEMENT.

Les techniques de parachèvement permettent d'améliorer nettement la résistance à la fatigue des détails constructifs. Elles sont déjà utilisées dans certains domaines (par exemple : industrie automobile et aéronautique) mais n'ont pas encore fait l'objet d'applications en génie civil.

Leur mise au point, leur suivi et leur contrôle nécessitent l'intervention d'un laboratoire spécialisé, compétent sur ces techniques pointues. Les informations fournies dans ce chapitre sont donc données à titre d'ouverture, mais ne doivent pas être comprises comme suffisantes pour permettre une mise en œuvre généralisée.

En conséquence, ces techniques ne doivent être envisagées que dans des cas spécifiques, en s'entourant d'un maximum de précautions.

1. GENERALITES

Il est connu qu'un traitement d'amélioration ou de parachèvement, après soudage des zones de cordon, introduit, avec certaines limites, un effet bénéfique sur la résistance à la fatigue. De nombreuses techniques existent, ces recommandations ne concernent toutefois que les quatre procédés suivants :

- A. Meulage ;
- B. Refusion du cordon par le procédé "Tungsten Inert Gas" ou (TIG) ;
- C. Grenailage de précontrainte ;
- D. Martelage.

Les traitements peuvent, par leurs effets, être séparés en deux groupes :

- les traitements qui adoucissent la forme locale du cordon de soudure et éliminent les défauts de surface, diminuant les concentrations de contraintes locales (A et B) ;
- les traitements qui introduisent des contraintes de compression là où les contraintes résiduelles de traction dues au soudage pénalisent la résistance à la fatigue (C et D).

D'une manière générale, les effets se traduisent, sur la forme des courbes de fatigue sous amplitude constante (ou courbes de Wöhler), d'une part par un rehaussement et une élévation des courbes et, d'autre part, par une augmentation des limites de fatigue, comme représenté à la Figure 18. La catégorie du détail, c'est-à-dire sa résistance à deux millions de cycles, se trouve ainsi augmentée.

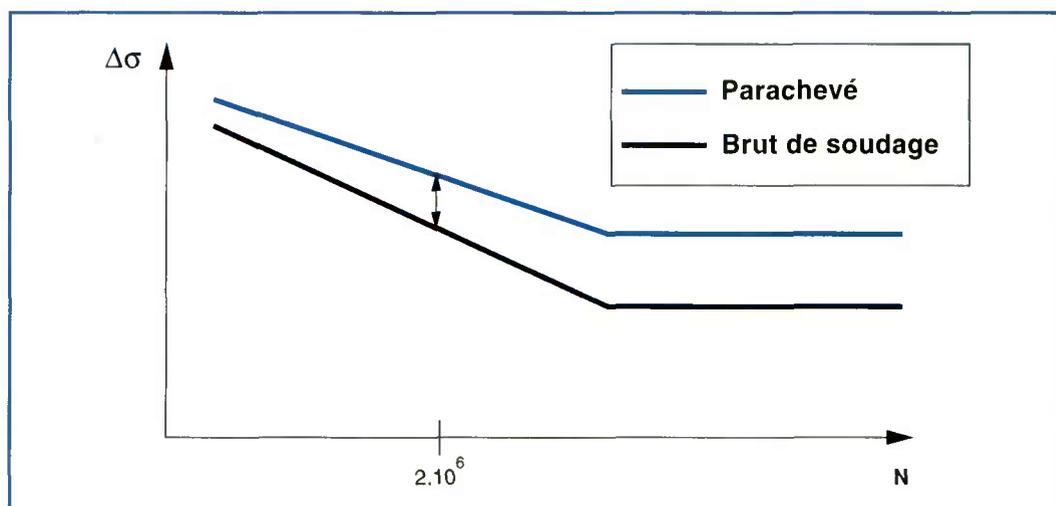


Figure 18 : Effet d'un traitement de parachèvement sur les courbes de Wöhler.

Les effets bénéfiques de tous les traitements d'amélioration sont conditionnés par le mode opératoire de mise en œuvre de la technique de parachèvement ainsi que par les charges de fatigue appliquées au détail soudé. Ils sont les plus efficaces pour les détails comportant de fortes concentrations de contraintes locales et dans la zone des faibles contraintes / grand nombre de cycles ($> 2 \times 10^6$ cycles). Ces traitements conviennent bien aux ouvrages d'art car l'essentiel du dommage correspond à la zone au-delà de 2 millions de cycles.

Plusieurs études, dont deux récentes (/14-16/), ont permis de rassembler les résultats d'essais existants et d'en tirer des conclusions quantitatives sur les courbes de fatigue à adopter suivant le traitement effectué. Celles-ci, ainsi que des indications concernant les modes opératoires, sont données dans les paragraphes suivants, chacun traitant d'une technique de parachèvement et donnant des indications sur le mode opératoire à appliquer. Ces courbes s'appliquent à toutes les nuances d'aciers de construction courantes, ceci tant qu'elles sont utilisées dans des conditions atmosphériques normales.

Quant aux limitations, les traitements ne sont pas acceptés dans la zone des fortes contraintes / faible nombre de cycles (< 100000 cycles) car ils perdent leur efficacité et peuvent même devenir défavorables. Les courbes de fatigue sont interrompues lorsque l'étendue de contrainte maximale est égale à la limite élastique de l'acier. De plus, le spectre de contraintes ne doit pas contenir de pic de contraintes supérieur à la limite élastique de l'acier. L'application de ces techniques est limitée à des tôles d'épaisseur égale ou supérieure à 10 mm. Pour les catégories

concernées, la pondération par le facteur d'effet d'épaisseur $(25/t)^{1/4}$ est à prendre en compte (/24/). Il faut également rappeler que l'endroit traité, à savoir le pied du cordon, n'est pas le seul site d'amorçage de la fissuration : celle-ci peut apparaître au droit d'un manque de pénétration, de défauts internes, etc. Il apparaît donc une limitation de l'efficacité des traitements, limitation qui doit absolument être contournée par une bonne réalisation du joint soudé. On ne saurait trop souligner que les techniques de parachèvement ne sont pas destinées à compenser des erreurs de conception ou de réalisation. Du fait de l'incertitude sur la localisation de l'amorçage de la fissure, on exclut tout effet bénéfique résultant d'un traitement sur les détails suivants :

- toutes les soudures longitudinales continues (parallèles à la direction des efforts) ;
- les soudures transversales en bout exécutées d'un seul côté ainsi que celles sur latte de soudage ;
- les connecteurs ;
- les plats de recouvrement et les semelles additionnelles ;
- les joints cruciformes à pénétration partielle et, de manière générale, tous les cordons d'angle à pénétration partielle transmettant des efforts ;
- les joints soudés à recouvrement à clin.

De plus, les détails pour lesquels les normes exigent déjà un meulage (par exemple les soudures transversales en bout meulées) ne peuvent plus prétendre aux effets bénéfiques d'un autre traitement du premier groupe (A ou B).

On présente ci-après chaque traitement. Il est clair que les traitements du second groupe (C et D) sont surtout cités pour information, mais que la justification de leur effet bénéfique n'est pas aisée en pratique.

2. MEULAGE

C'est un traitement faisant partie du premier groupe. Les paramètres principaux du mode opératoire sont : le type de meule, son rayon, le sens du meulage, le nombre de passes, la profondeur et le fini de la surface. Pour éliminer toutes les inclusions de laitier et les micro-fissures, la profondeur de l'usinage doit être de 0,8 mm minimum jusqu'au maximum de 2 mm. La perte de section nette qui en résulte devra être prise en compte dans les calculs de résistance. En général, le meulage sera prolongé jusqu'à une profondeur de 0,5 mm au-dessous des dernières traces visibles des défauts. Les résultats obtenus par cette technique dépendent beaucoup du soin avec lequel l'opération est réalisée. Il ne faut en aucun cas créer des défauts tels que rayures, marques, etc., qui sont autant de sites d'amorçage de fissures. On fera particulièrement attention à ne pas laisser de stries perpendiculaires à la

direction des efforts dans l'assemblage. Une meule-fraise sera utilisée de préférence (par rapport à une meule à disque) et en tout cas pour la passe de finition. Une illustration du procédé est donnée dans la Figure 19.

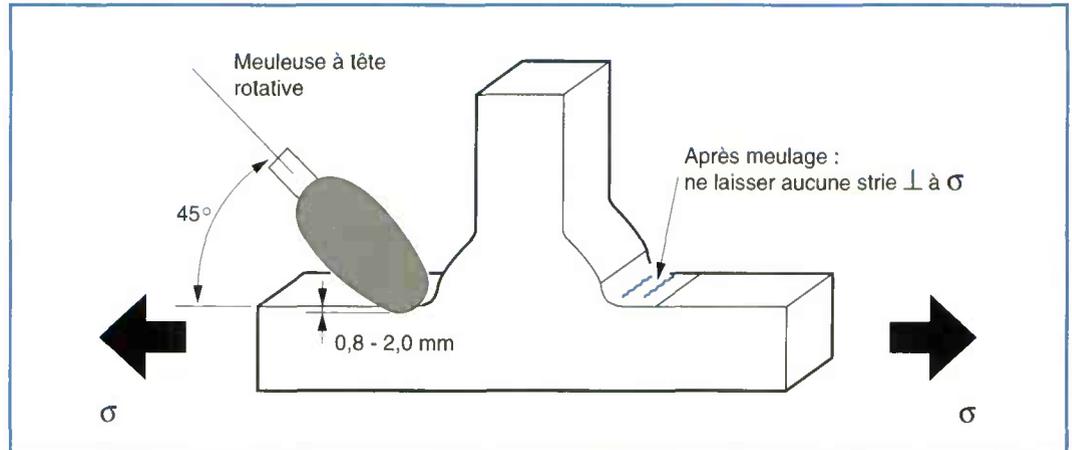


Figure 19 : Utilisation d'une meule-fraise.

Les critères de contrôle du procédé sont les suivants :

- examen de la surface sous lumière vive à l'aide d'une loupe pour s'assurer de la disparition totale du pied de cordon d'origine, et que l'on a bien une surface lisse et un raccordement doux entre la partie meulée et la plaque ;
- vérification de la profondeur du meulage en utilisant la même technique que pour mesurer la profondeur des caniveaux ;
- vérification de la non-nocivité du profil du meulage par le critère suivant :

$$1 + 2 \left(\frac{p}{r} \right)^{1/2} \leq 2,0$$

p : profondeur du meulage,

r : rayon de la partie meulée ou à défaut de la meule.

Type de détail	Catégorie de détail de l'EC3, non-traité $\Delta\sigma_c$	Catégorie de détail parachevé $\Delta\sigma'_c$
Tableau 9.8.3 de l'EC3 Soudure transversale en bout avec bombé $\leq 0,1 b$	90	100*
Tableau 9.8.4 de l'EC3 Extrémité d'attache longitudinale $l \leq 50 \text{ mm}$ $50 < l \leq 100 \text{ mm}$ $l > 100 \text{ mm}$	80 71 56	100 90 71
Tableau 9.8.4 de l'EC3 Attache transversale	90	100
Tableau 9.8.5 de l'EC3 Joints cruciformes à pleine pénétration	71	80

Tableau E.1 : Relèvement des catégories de détails meulés.

* *meulage des pieds de cordon uniquement. Un meulage complet est toutefois préférable car il permet d'obtenir une catégorie supérieure, soit 112 selon l'EC3.*

Le taux d'amélioration obtenu est à peu près constant quel que soit le nombre de cycles. On peut également considérer, en prenant toutefois une marge de sécurité plus importante que pour les courbes des assemblages bruts, que le taux d'amélioration est indépendant du rapport des contraintes $R = \sigma_{\min}/\sigma_{\max}$. Les courbes proposées dans le Tableau E.1 correspondent à un relèvement des classes de fatigue des détails parachevés, relèvement dont la valeur dépend du détail considéré. Pour tout complément d'informations sur cette technique, on peut se référer aux publications référencées /16-17/.

3. REFUSION TIG

Ce traitement fait également partie du premier groupe. Les paramètres principaux du mode opératoire sont les mêmes que pour le soudage. Ce procédé consiste à refondre le pied du cordon sans métal d'apport ; il permet l'aplanissement du profil du cordon, l'élimination des défauts situés dans cette zone, ainsi que le rejet des particules non métalliques à la surface du bain de fusion. La position de la torche devrait être perpendiculaire au pied du cordon à traiter et la distance entre la torche et celui-ci comprise entre 0,5 et 1,5 mm (voir illustration du procédé dans la Figure 20 ci-dessous). Les effets du traitement dépendent beaucoup des caractéristiques spécifiques de chaque appareil de soudage et de l'acier, il est indispensable de qualifier le mode opératoire par essais. Quelques conditions typiques de refusion TIG sont données dans la référence /16/.

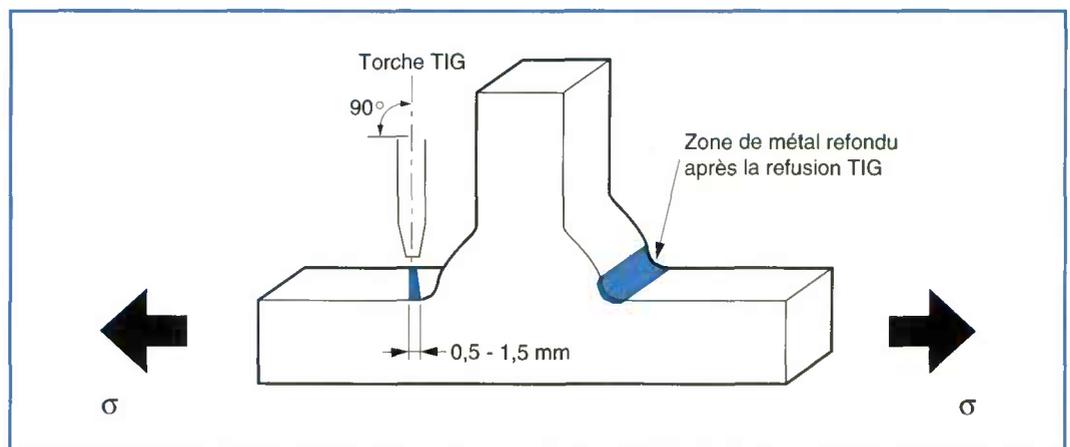


Figure 20 : Illustration de la refusion TIG.

Les critères de contrôle du procédé sont les suivants :

- examen de la surface à l'œil nu pour s'assurer de la refonte totale du pied de cordon d'origine, que la surface refondue est lisse, sans défauts et que les transitions entre la partie refondue et celle non refondue sont douces ;
- vérification de la non-nocivité du profil du pied de cordon refondu en utilisant le critère illustré par la Figure 21 suivante :

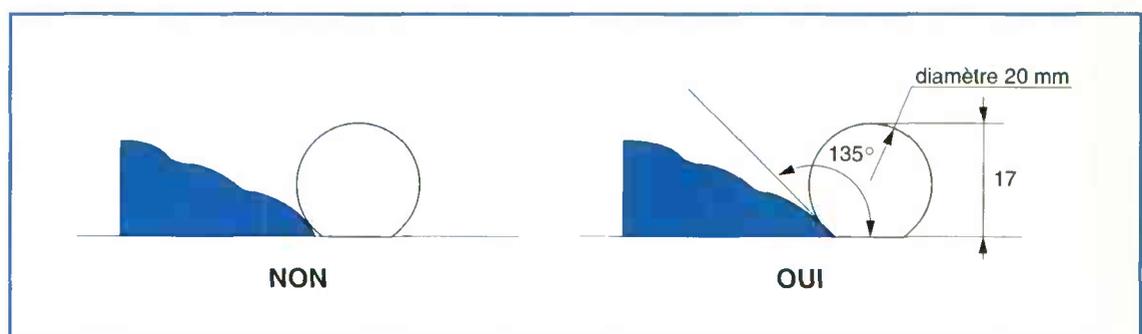


Figure 21 : Illustration du critère d'acceptabilité du profil en pied de cordon.

Comme pour le meulage, le taux d'amélioration obtenu est à peu près constant quel que soit le nombre de cycles. De même, on peut considérer qu'il est indépendant du rapport des contraintes $R = \sigma_{\min}/\sigma_{\max}$. Les classes de fatigue proposées pour les détails parachevés sont données dans le **Tableau E.2**.

Type de détail	Catégorie de détail non-traité $\Delta\sigma_C$	Catégorie de détail parachevé $\Delta\sigma'_C$
Soudure transversale en bout : avec bombé $\leq 0,1 b$	90	100
Extrémité d'attache longitudinale : $l \leq 50 \text{ mm}$ $50 < l \leq 100 \text{ mm}$ $l > 100 \text{ mm}$	80	100
	71	90
	56	71
Attache transversale	90	112
Joints cruciformes à pleine pénétration	71	90

Tableau E.2 : Amélioration des catégories de détails parachevés par refusion TIG.

4. GRENAILLAGE DE PRECONTRAINTE

Ce traitement fait partie du deuxième groupe. Dans ce procédé, la surface à traiter est bombardée par des billes d'acier. Le but du grenailage est de créer une précontrainte de compression dans la couche superficielle. Le niveau de contrainte, l'uniformité de la contrainte et la profondeur de la couche précontrainte doivent être reproductibles, et ceci nécessite un contrôle de tous les paramètres du mode opératoire. Les paramètres du mode opératoire sont : le nombre de passes et, pour chaque passe, le type et le diamètre des billes, le temps et l'énergie du bombardement, le diamètre de la buse, la distance entre la buse et la pièce, l'angle de la buse, la vitesse de déplacement et le taux de recouvrement. Ces paramètres étant nombreux, leur étalonnage s'effectue par une mesure globale d'efficacité donnée par l'intensité Almen et représentée par la flèche, après grenailage, d'une petite plaque étalon. Les normes concernées par le grenailage de précontrainte sont nombreuses, quelques-unes sont données en référence /18-20/. Les critères de contrôle sont les suivants :

- examen de la surface à l'œil nu pour s'assurer de la régularité de l'empreinte (vérification de l'uniformité du traitement) ;
- vérification du taux de recouvrement, par dépose avant traitement d'un traceur fluorescent ou coloré, puis vérification de la disparition totale du traceur, par examen à la loupe grossissant 10 fois et aux ultraviolets, ou à la lumière vive, suivant le traceur utilisé.

Pour plus d'informations sur cette technique ainsi que sur les critères de contrôle, se référer aux publications /16, 21, 22/.

Les techniques fondées sur l'introduction de contraintes résiduelles de compression sont surtout recommandées pour les assemblages devant tenir un grand nombre de cycles à faibles variations de contraintes et à l'abri de pointes de chargement en compression excessives susceptibles de relaxer les contraintes résiduelles de compression introduites, supprimant de ce fait les effets favorables du parachèvement. Pour les contraintes de compression, la valeur à ne pas dépasser est fixée à la moitié de la limite élastique de l'acier.

Les taux d'amélioration obtenus par ces techniques ne sont pas constants ; ils varient avec le nombre de cycles ainsi qu'avec le rapport des contraintes $R = \sigma_{\min}/\sigma_{\max}$. La méthode proposée pour tenir compte des effets favorables du parachèvement consiste à remplacer la notion d'étendue de contrainte, $\Delta\sigma$, par celle d'étendue de contrainte efficace, $\Delta\sigma_{\text{eff}}$. De plus, l'effet bénéfique de méthodes de parachèvement du deuxième groupe étant sensible aux contraintes de compression, on limite celui-ci en introduisant le rapport R' des contraintes à la place de R . Les expressions définissant l'étendue de contrainte efficace, en comptant positivement les contraintes de traction, sont les suivantes (voir référence /23/) :

$$\begin{cases} \Delta\sigma_{\text{eff}} = \frac{\Delta\sigma}{1-R'} + \sigma_r ; & \sigma_{\min,\text{eff}} \leq 0 \\ \Delta\sigma_{\text{eff}} = \sigma_{\max} - \sigma_{\min} = \Delta\sigma ; & \sigma_{\min,\text{eff}} > 0 \end{cases} \quad (1)$$

avec : $\sigma_{\min,\text{eff}} = \sigma_{\min} + \sigma_r$ (2)

$$\begin{cases} R' = R ; & R \geq 0 \\ R' = 0 ; & R < 0 \end{cases} \quad (3)$$

σ_r = niveau moyen des contraintes résiduelles (négatif si contraintes de compression). Valeur calibrée à partir des résultats d'essais pour chaque technique d'amélioration (voir [Tableau E.3](#)).

Précisons qu'il peut y avoir des cas, notamment lorsque l'assemblage est en compression, pour lesquels la première équation du système ci-dessus fournit des valeurs de $\Delta\sigma_{\text{eff}}$ négatives, ce qui est contraire à la définition même d'une étendue de contrainte. Pour être rigoureux, la condition suivante est à ajouter : si $\Delta\sigma_{\text{eff}} < 0$ alors $\Delta\sigma_{\text{eff}} = 0$ (le chargement ne provoque aucun dommage). La classe du détail reste la même en utilisant $\Delta\sigma_{\text{eff}}$ et la limite de fatigue sous amplitude constante à 5 millions de cycles n'est pas remise en cause. Par contre, par manque de connaissances et tout en se plaçant en sécurité, on est conduit à considérer une famille de courbes de fatigue à pente unique et sans limites de troncature. De ce fait on remarque, pour des rapports des contraintes élevés et uniquement dans certains cas, que l'on peut avoir une diminution de résistance à la fatigue avec

l'introduction du parachèvement. Le **Tableau E.4** récapitule les valeurs numériques des courbes de résistance à utiliser avec $\Delta\sigma_{\text{eff}}$.

Dans l'application de cette méthode à des cas réels de chargements d'amplitude constante, la charge de fatigue (ΔQ) est à combiner avec les charges permanentes à long terme (ΣG) pour le calcul de σ_{min} et de σ_{max} , et par conséquent du rapport des contraintes, R , pour chaque section. Pour les chargements d'amplitude variable, la méthode devient plus complexe car la complexité du processus d'endommagement ne peut pas être modélisée par des courbes de résistance. De plus, comme il n'existe pas de convoi de fatigue calibré en tenant compte de l'influence liée à l'utilisation de la contrainte efficace, des simulations doivent être effectuées afin de connaître les historiques de contraintes dans les sections à vérifier. Dans le cas des ponts-routes, le programme CASTOR-LCPC (voir **Annexe 1**) pourra être utilisé. Dans le cas des ponts-rails, la SNCF possède les informations nécessaires au calcul d'historiques de contraintes-types. Une fois l'historique dans une section connu, il est combiné aux contraintes sous charges permanentes à long terme. Ensuite, on détermine un histogramme des étendues de contrainte mais également un histogramme des pics de contrainte (contrainte maximale pour chaque cycle). Puis on calcule l'étendue de contrainte équivalente $\Delta\sigma_E$ du joint (voir clause 9.5.2.2 de l'Eurocode 3 DAN, Partie 1-1, chapitre 9) comme s'il était brut, c'est à dire en utilisant la courbe de résistance de l'assemblage brut. L'étape suivante est nouvelle, il s'agit du calcul de la contrainte maximale équivalente :

$$\sigma_{\text{max,E}} = \left(\frac{1}{N_{\text{tot}}} \sum_{i=1}^p n_i \sigma_{\text{max,i}}^3 \right)^{1/3} \quad (4)$$

Pour les justifications de cette formule, on peut se référer à la publication /23/. Muni de ces deux valeurs $\Delta\sigma_E$ et $\sigma_{\text{max,E}}$, on substitue les contraintes équivalentes, indice E, aux contraintes, dans les équations (2) et (3) comme suit :

$$\sigma_{\text{min,E,eff}} = \sigma_{\text{min,E}} + \sigma_r \quad (5)$$

avec
$$\sigma_{\text{min,E}} = \sigma_{\text{max,E}} - \Delta\sigma_E$$

et
$$\begin{cases} R' = R_E ; & R \geq 0 \\ R' = 0 ; & R < 0 \end{cases}$$

avec
$$R_E = 1 - \frac{\Delta\sigma_E}{\sigma_{\text{max,E}}} \quad (6)$$

Finalement, on déduit l'étendue de contrainte équivalente et efficace grâce à l'équation (1). Le **Tableau E.4** récapitule les valeurs numériques des courbes de résistance à utiliser avec $\Delta\sigma_{\text{E,eff}}$.

5. MARTELAGE

Ce traitement consiste en une modification du profil géométrique du pied du cordon et introduction de fortes contraintes résiduelles de compression jusqu'à une profondeur de quelques dixièmes voire d'un millimètre. Bien qu'il y ait une certaine modification du profil, ce traitement est tout de même classé dans le deuxième groupe. Il diffère du grenaillage par l'outil utilisé, le niveau plus élevé de contraintes résiduelles de compression introduit et la profondeur de la couche traitée. L'outil utilisé peut être un burin pneumatique, un marteau à aiguilles ou à ultrasons. Il est plus difficile de garantir le niveau de contrainte, l'uniformité de la contrainte et la profondeur de la couche traitée que pour le grenaillage, car il n'existe pas actuellement de procédure de contrôle bien établie. Les paramètres du mode opératoire sont : le type d'outil, son diamètre, sa puissance, sa vitesse, le nombre de passes, la profondeur d'indentation. Seule une proposition de procédure et de contrôle du martelage pneumatique existe (voir référence /15/). Le contrôle est surtout visuel, en vérifiant les points suivants : position de l'outil (si possible 45°), recouvrement et régularité du martelage. Pour de plus amples informations concernant les critères de contrôle, se référer à la publication /17/.

Le martelage, comme le grenaillage, est surtout recommandé pour les assemblages devant tenir un grand nombre de cycles à faibles variations de contraintes et à l'abri de pointes de chargement en compression. Pour les contraintes de compression, la valeur à ne pas dépasser est fixée à la moitié de la limite élastique de l'acier. De même, le taux d'amélioration obtenu par cette technique varie avec le nombre de cycles ainsi qu'avec le rapport des contraintes $R = \sigma_{\min}/\sigma_{\max}$. Comme au paragraphe précédent, on remplace la notion d'étendue de contraintes, $\Delta\sigma$, par celle d'étendue de contrainte efficace, $\Delta\sigma_{\text{eff}}$ (équations (1) à (3) ou (4) à (7) suivant le cas). La valeur du niveau de σ_p et les courbes de fatigue à utiliser sont données dans les Tableaux E.3 et E.4

Technique de parachèvement	σ_r [N/mm ²]
Grenaillage de précontrainte	- 50
Martelage (aiguilles)	- 40
Martelage (pneumatique, burin)	- 75

Tableau E.3 : Niveau moyen de σ_r à utiliser pour le calcul de $\Delta\sigma_{\text{eff}}$ dans le cas de détails parachévés par grenaillage ou martelage.

Type de détail	Catégorie de détail parachevé $\Delta\sigma_{C,eff}$	log a pour $N < 10^8$ ($m = 3$)	Etendue de contrainte à la limite de fatigue sous amplitude constante ($N = 5 \times 10^6$) $\Delta\sigma_{D,eff}$
Soudure transversale en bout : avec bombé $\leq 0,1 b$	90	12,151	66
Extrémité d'attache longitudinale $l \leq 50$ mm	80	12,001	59
$50 < l \leq 100$ mm	71	11,851	52
$l > 100$ mm	56	11,551	41
Attache transversale	90	12,151	66
Joints cruciformes à pleine pénétration	71	11,851	52

Tableau E.4 : Valeurs numériques des courbes de résistance à la fatigue de détails parachevés par grenailage ou martelage.

-
- /1/ Recommandations de la CECM pour la vérification à la fatigue des structures en acier - Revue Construction Métallique n° 1.1987.
-
- /2/ J. BROZZETTI et M.A. HIRT - Concepts de dimensionnement à la fatigue des ouvrages métalliques selon les recommandations de la CECM - Revue Construction Métallique n° 1.1987.
-
- /3/ B. CHABROLIN - Détermination des coefficients partiels de sécurité à prendre en compte pour la vérification à la fatigue d'un élément de structure - Revue Construction Métallique n° 4.1988.
-
- /4/ A. BIGNONNET, J. CARRACELLI, B. JACOB - Comportement en fatigue des ponts métalliques - Application aux dalles orthotropes en acier - Rapport final, CECA 7210 KD/317, Paris Mars 1990.
-
- /5/ B. CHABROLIN - Comptage de cycles de fatigue - Méthode de la goutte d'eau - Revue Construction Métallique n° 4.1989 et n° 1.1990 (erratum).
-
- /6/ R. EYMARD, B. JACOB - Le logiciel CASTOR pour le Calcul des Actions et Sollicitations du Trafic sur les Ouvrages Routiers, Bull. de liaison des LPC 1989.
-
- /7/ T. KRETZ et B. JACOB - Revue Construction Métallique du CTICM n° 1 de 1991 - Convoi de fatigue pour les ponts-routes mixtes.
-
- /8/ T. KRETZ - Bulletin Ouvrages d'Art numéro 9 de Janvier 1991 du SETRA - Convoi de fatigue sur ouvrage métallique.
-
- /9/ J. BERTHELLEMY - Réalisation de membrures comportant des semelles additionnelles - Revue Ouvrages d'Art n° 9 - Janvier 1991.
-
- /10/ T. KRETZ et J. RAOUL - Bulletin Ouvrages d'Art numéro 15 du SETRA - Ponts-routes en ossature mixte - vérifications à la fatigue - modifications apportées par l'Eurocode 3-DAN.
-
- /11/ P. CORFDIR et J. RAOUL - Revue Construction Métallique du CTICM n° 4 de 1990 - Etude des contraintes au voisinage d'un raboutage de semelles d'épaisseurs différentes de poutres en I.
-
- /12/ T. KRETZ - Revue Construction Métallique du CTICM N° 3 de 1995 - Convoi de fatigue sur ouvrages métalliques des croisements et d'autres effets secondaires.
-
- /13/ A. BERBIN - P. CORFDIR - T. KRETZ - Bulletin Ponts Métalliques n° 18 - Calcul des cadres d'entretoisement en travée des bipoutres en ossature mixte.
-

-
- /14/ I. HUTHER, H.P. LIEURADE, J.J. JANOSCH, B. CHABROLIN, I. RYAN,
- Prise en compte des techniques d'amélioration des soudures en acier
standard et HLE dans le calcul à la fatigue des structures mécano-soudées,
Volume 1, Rapport CETIM N° 182 580, Avril 1994.
-
- /15/ B. CHABROLIN - Prise en compte des techniques d'amélioration des
soudures en acier standard et HLE dans le calcul à la fatigue des structures
mécano-soudées - Volumes. 1 à 3 - Rapports CTICM N° 10003-6(1) à
10003-6(3), Mai 1994.
-
- /16/ Y. SPARFEL - L'amélioration de la durée de vie en fatigue des assemblages
soudés parachevés - soudage et techniques connexes, Sept. - Oct. 1992,
pp. 29-50.
-
- /17/ S.J. MADDOX - Proposed IIW specifications for weld toe improvement by
hammer peening or burr grinding - Paper presented at the meeting of IIW,
Commission XIII, Working group 2, Doc. IIW WG2-21-93, Paris, 1993.
-
- /18/ Norme NF L06-831, Pièces métalliques mises en compression superficielle -
billes d'acier et billes de verre, AFNOR.
-
- /19/ Normes de produits de projetage, AFNOR :
NF L06-821, conditions de réception,
NF L06-823, billes de verre,
NF L06-824, billes de céramique,
NF L06-826, grenailles sphériques d'acier coulé.
-
- /20/ Norme NF L06-832, Grenailage destiné à la mise en précontrainte de
compression superficielle des pièces métalliques, AFNOR.
-
- /21/ A. BIGNONNET, L. CASTEX - Le choix des paramètres de grenailage de
précontrainte en vue d'améliorer la tenue à la fatigue des joints soudés -
Rapport IRSID P.E. 4259, Juillet 1986.
-
- /22/ Metal Improvement Company, Inc. - Applications du shot Peening - septième
édition, (Division France) Zone industrielle - Amilly, F 45200 Montargis.
-
- /23/ A. NUSSBAUMER - Etablissement de courbes de fatigue pour les
assemblages parachevés - Revue Construction Métallique, n° 1, 1996, à
paraître.
-
- /24/ I. SOYA, A. SETO and Y. TANAKA - Fatigue Strength and its Thickness
Effect of Steel Joints with Improved Weld - International Institute of
Welding, IIW/IIS Doc. XIII-1447-92, 1992.
-
- /25/ J. L. ETCHEVERRY, P. CORFDIR, R. EYMARD et T. KRETZ - Fluage
des dalles de pont en ossature mixte - Revue Construction Métallique, n° 4,
1994 et Annales de l'ITBTP, janvier 1995.
-

La connaissance du trafic routier, tant expérimentale que par des modélisations diverses, a fait l'objet de très gros efforts de recherche en France et dans le monde.

Avec le développement des méthodes de pesage dynamique, les mesures intensives de trafic sur tout type de site ont pu être réalisées à un coût raisonnable. Ces mesures apportent de précieuses informations sur l'ensemble des paramètres descriptifs du trafic, permettant de suivre l'activité économique des régions et des itinéraires, de contrôler la sécurité du trafic et le respect de la réglementation des charges et de quantifier les évolutions du trafic à court ou long terme.

Deux applications spécifiques sont ici évoquées, elles sont relatives à la prévision des dommages de fatigue et à la base de dimensionnement des ponts routiers.

1. PROGRAMME CASTOR DU LCPC Le LCPC a enregistré les charges de trafic sur un certain nombre de routes et autoroutes représentatives du réseau français, à l'aide de capteurs piézo-électriques disposés dans la chaussée. Il dispose ainsi d'histogrammes des charges de trafic (évolution avec le temps) sur un certain nombre de grandes routes.

Un programme de vérification à la fatigue appelé CASTOR a ensuite été établi, utilisant ces enregistrements de trafic pour calculer l'historique d'une contrainte en un point donné de l'ouvrage (référence /6/). La contrainte est définie par sa surface d'influence sur le tablier et le programme calcule les contraintes en positionnant et en déplaçant les charges enregistrées sur la surface d'influence. Il détermine ensuite l'histogramme des étendues de contrainte par la méthode de la goutte d'eau.

Enfin un post-traitement permet de calculer la durée de vie de l'assemblage où apparaît cette contrainte, en fonction de sa classe de détail en fatigue, par application de la règle de cumul des dommages de Miner.

Une version du programme CASTOR a été développée sous WINDOWS ; elle est diffusée par le LCPC. L'emploi de ce logiciel est recommandé pour effectuer la vérification à la fatigue d'ouvrages ou de parties d'ouvrages complexes et sensibles à la fatigue.

2. CALIBRATION D'UN TRAFIC

La calibration d'un convoi de fatigue peut se faire directement à partir de la connaissance du trafic réel.

Soit un modèle de charge donné, associé à un choix conventionnel du nombre de cycles N d'étendues de contrainte, étendues de contrainte que l'on peut prendre, pour simplifier, égales à l'étendue de contrainte maximale créée par ce modèle de charge. Les études de calibration ont montré qu'il est toujours possible de déterminer un coefficient tel que le dommage de fatigue, donné par N applications de cette étendue de contrainte pondérée par le coefficient trouvé, soit égal au dommage de fatigue produit par le trafic réel au cours de la durée de vie de calcul de l'ouvrage.

Il est intéressant de noter par ailleurs que le poids total du modèle de charge, pondéré par le coefficient trouvé, a une valeur très proche de la moyenne en puissance 5 du poids des camions qui constituent le trafic.

L'application de ce principe à la calibration du coefficient c du camion B_f pour un certain nombre de trafics connus donne les résultats suivants :

Pour chaque trafic, on connaît :

- le nombre de camions par an : N , exprimé en millions
- le poids moyen des camions : P_m , exprimé en tonnes
- l'écart type sur le poids moyen des camions : s , exprimé en tonnes.

Le coefficient c de pondération du poids du camion B_f est obtenu par la formule :

$$c = 1,05 \times N^{\frac{1}{5}} \times \frac{P_{5m}}{30}$$

avec P_{5m} : moyenne en puissance 5 du poids des camions en tonnes ;

$$P_{5m} \approx P_m + 0,5 \times s \text{ (formule empirique approchée).}$$

Le coefficient c intègre un coefficient de sécurité de 1,05 pour prendre en compte l'imprécision du modèle de fatigue.

ROUTE	Poids moyen des camions	Ecart-type sur le poids des camions	Millions de camions par an	Valeur approchée de P_{5m}	Coefficient c
A6 - Auxerre 1986	36,5	12,1	0,986	42,04*	1,47
RN 23 - Angers 1987	26,0	10,3	0,866	29,8*	1,01
A1 - Garonor 1984	23,5	10,9	1,060	29,0	1,02
Paris - Périphérique 1983	31,0	9,0	1,866	35,5	1,41
RN 182 - Tancarville 1987	31,9	10,7	0,350	37,3	1,06
RN 506 - Chamonix 1987	34,7	10,2	0,368	39,8	1,14
RN 191 - Epone 1983	19,4	10,0	0,053	24,4	0,49
Lyon - Croix Rousse 1987	19,9	10,4	0,279	25,1	0,68

* Ces deux valeurs sont directement issues des enregistrements de trafic et non pas de la formule empirique approchée.

Commentaires :

Le tableau fait apparaître dans certains cas des coefficients c inférieurs à 1 sur des routes peu chargées. Il est rappelé que le coefficient à retenir doit être fixé en accord avec le Maître d'Ouvrage en fonction du trafic attendu.

La formule de correction suivante est proposée et permet de déterminer c pour des trafics moins intenses :

$$c = c_{RN} \times \left(\frac{N}{0,86} \right)^{1/5} \times \left(\frac{P_{5m}}{30} \right)$$

avec $c_{RN} = 1$, coefficient pondérateur de B_f pour un trafic RN normal,

N nombre de passages de camions par an, en millions,

P_{5m} : moyenne en puissance 5 du poids des camions en tonnes.

En tout état de cause, il ne paraît pas prudent d'envisager un coefficient inférieur à 0,8, compte tenu de l'incertitude sur les prévisions d'évolution de trafic pour une durée de vie de calcul de 100 ans.

1. INTRODUCTION

On a vu que les principes de vérification à la fatigue utilisés dans ce guide sont inspirés de l'EC 3 Partie 1-1 qui est principalement destiné aux bâtiments.

En ce qui concerne les ponts, au moment de la publication de ce guide, seule la Partie 2 (relative à la conception et au calcul des ponts en béton) de l'Eurocode 2 a été votée (Septembre 1995) ; elle est en cours de traduction. Les Parties 2 des Eurocodes 3 (calculs des ponts en acier) et 4 (calculs des ponts mixtes acier - béton) sont encore en cours d'élaboration, mais leur contenu technique est à peu près stabilisé. Ces différents textes ne prévoient aucune modification sur les principes de base de la vérification à la fatigue.

Par ailleurs les actions dues au trafic sur les ponts et les combinaisons d'actions sont fournies par la Partie 3 de l'Eurocode 1 (EC1- 3). La version française de cet Eurocode avec son Document d'Application Nationale est disponible auprès de l'AFNOR.

La présente annexe donne les règles provisoires permettant d'employer les modèles de fatigue de l'Eurocode 1 dans les projets réels. Les notations employées ont également un caractère provisoire : elles ne seront fixées que lors de la publication des Parties 2 des Eurocodes 3 et 4.

2. PRESENTATION DES MODELES DE FATIGUE DE L'EUROCODE 1

Lors de la rédaction de l'EC1 Partie 3, les questions relatives aux vérifications vis-à-vis de la fatigue ont été abordées après la définition des modèles de charges caractéristiques ; il a été aussi admis, dès le départ, qu'elles devraient surtout concerner les ponts métalliques ou mixtes, et c'est dans cette optique qu'ont été définis les cinq modèles présentés ci-après, numérotés de 1 à 5. Prévus pour des usages différents, ils correspondent à une philosophie générale considérant que l'Eurocode 1 Partie 3 devait fournir :

- un (ou des) modèle(s), plutôt "pessimiste(s)", permettant d'identifier rapidement les parties d'un ouvrage concernées par la fatigue ;
- un (ou des) modèle(s) permettant d'effectuer le plus simplement possible les vérifications courantes ;
- un (ou des) modèle(s) permettant d'effectuer des vérifications "fines".

Les deux premiers modèles entrent dans la première catégorie, le modèle n° 3 entre dans la seconde catégorie et les modèles n° 4 et 5 entrent dans la dernière catégorie.

2.1. Les modèles n° 1 et 2.

Les modèles n°1 et 2 ont été prévus pour un usage analogue : ils doivent permettre de vérifier si la durée de vie en fatigue peut être considérée comme illimitée par référence à des courbes $\Delta\sigma$ -N présentant une limite de fatigue sous amplitude constante, ce qui est le cas des courbes $\Delta\sigma$ -N de l'Eurocode 3 relatives aux aciers de charpente (et ce qui n'est pas le cas, par exemple, des courbes relatives aux aciers de béton armé ou de précontrainte telles que définies dans l'Eurocode 2 Partie 2).

Autrement dit, si les étendues de contrainte résultant de l'application des modèles 1 et/ou 2 sont inférieures à la limite de fatigue du détail considéré (avec prise en compte des coefficients partiels de sécurité adéquats), on considère qu'il n'y a pas de risque d'atteinte d'un état-limite ultime de fatigue, et donc qu'il n'y a pas lieu de procéder à une vérification en fatigue.

Au départ, le modèle n°1 n'était autre que le modèle de charges fréquent de l'Eurocode 1, mais les tests de calibration ont montré qu'il était trop pessimiste car issu de la considération de situations de trafic encombré et des charges enregistrées sur l'autoroute A6. Après calibration, ce modèle est géométriquement identique au modèle principal caractéristique, mais avec :

- des charges concentrées d'intensité égale à $0,7 Q_{ik}$;
- une densité uniforme de charges ramenée à $0,3 q_{ik}$ (sur les voies conventionnelles) ou à $0,3 q_{rk}$ sur l'aire résiduelle.

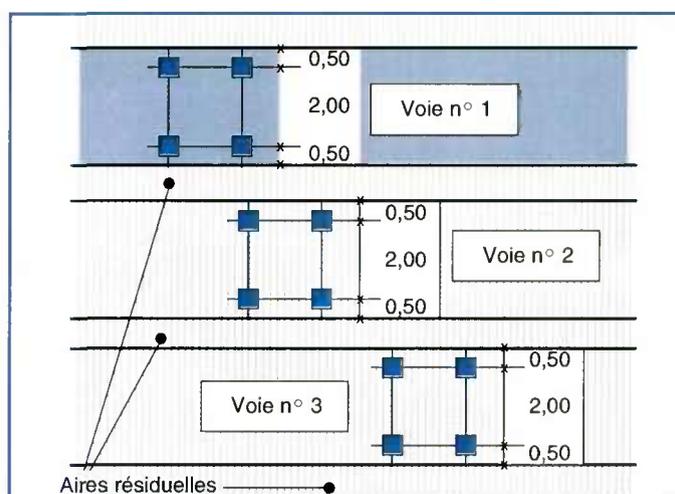


Figure 1 a : Vue en plan du chargement des voies.

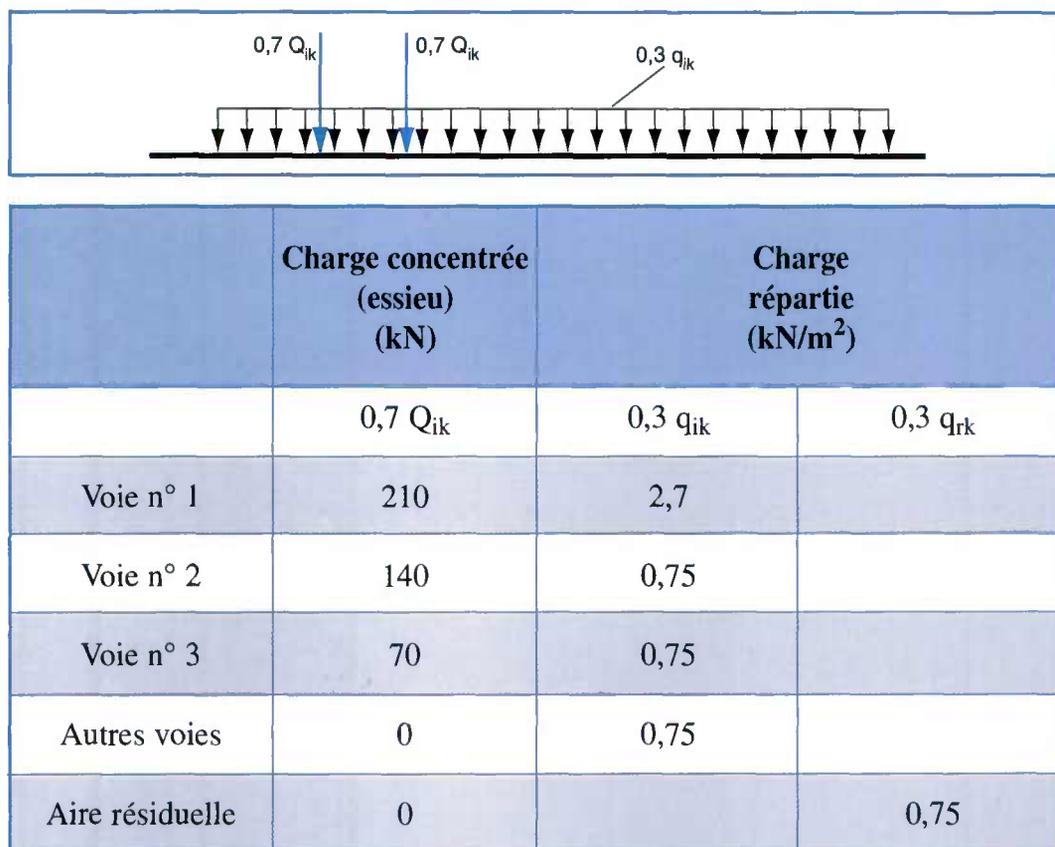


Figure 1 b : Chargement des voies.

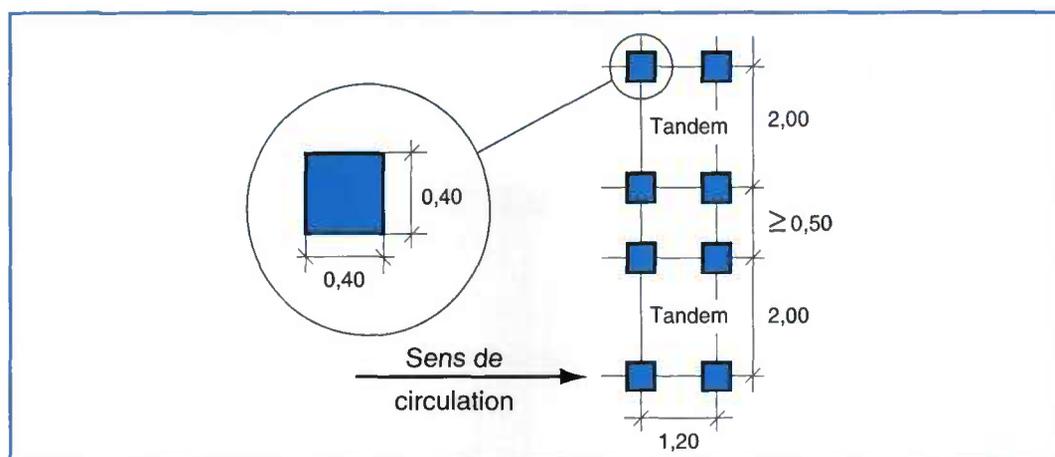


Figure 1 c : Aire de contact et position relative de deux tandems.

Figure 1 a/b/c : Définition du modèle de fatigue n° 1.

En appliquant ce modèle (dont les charges ne sont pas pondérées par des coefficients α comme celles du modèle caractéristique), on détermine, dans le cadre d'une vérification particulière, une contrainte maximale et une contrainte minimale.

Ce modèle semble plutôt pessimiste, surtout dans certains cas de surfaces d'influence de faibles dimensions (effets locaux), car la présence des forces concentrées devient déterminante.

Le modèle de fatigue n°2 est constitué par un ensemble de cinq camions (appelés camions "fréquents") dont les caractéristiques géométriques et pondérales sont indiquées sur la Figure 2.

1	2	3	4
Silhouette du camion	Espacement des essieux (m)	Charge fréquente d'essieux (kN)	Type de roue (voir Figure 2 b.)
	4,5	90 190	A B
	4,20 1,30	80 140 140	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	90 180 120 120 120	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	90 190 140 140	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	90 180 120 110 110	A B C C C

Figure 2 a : Caractéristiques géométriques et pondérales des camions.

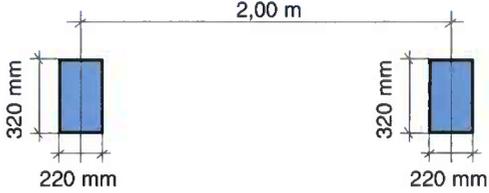
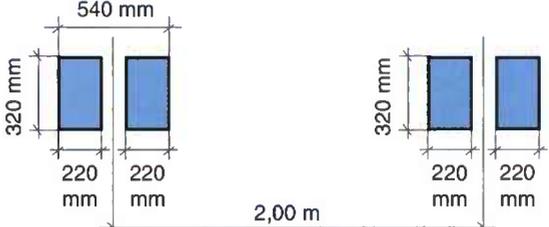
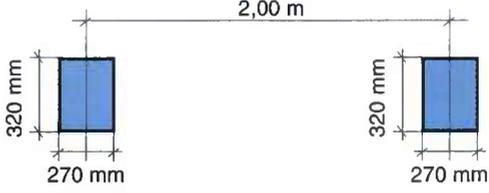
Types de roues / d'essieux	Définition Géométrique
A	
B	
C	

Figure 2 b : Détails géométriques des roues et essieux.

Figure 2 a/b : Définition des camions du modèle n°2

Le modèle n° 2 est, a priori, employé pour déterminer les contraintes extrêmes (maximum et minimum) résultant du passage d'un de ses camions constitutifs sur la voie lente du pont considéré. Il fut introduit afin de corriger d'éventuelles "anomalies" résultant de l'application du modèle n°1 dans le cas de courtes lignes d'influence.

Il est clair que le domaine d'emploi des modèles n° 1 et 2 demande à être précisé. Dans les projets réels, il est donc conseillé, à titre expérimental, d'employer systématiquement le modèle n° 3 décrit ci-après et de contrôler que les modèles n° 1 et/ou 2 permettent d'identifier avec précision les zones à vérifier en fatigue.

2.2. Le modèle n°3.

Le modèle n°3 a été défini pour permettre les vérifications courantes, en évitant au projecteur de faire des calculs d'endommagement. L'emploi de ce modèle est détaillé en 3.

2.3. Les modèles n° 4 et 5.

Les modèles de fatigue n° 4 et 5 ont été prévus pour permettre des calculs d'endommagement basés sur la loi d'endommagement de Palmgren-Miner.

Le modèle n°4 est constitué par un ensemble de camions à partir duquel il est possible de confectionner un "trafic de synthèse". C'est le même ensemble de cinq camions que le modèle n°2, mais avec des caractéristiques pondérales différentes, comme indiqué sur la **Figure 3**. Les poids des essieux, qualifiés d'"équivalents", ont été définis comme correspondant aux charges moyennes issues des enregistrements de trafic. Les essieux sont les mêmes en géométrie que ceux définis à la **Figure 2 b**.

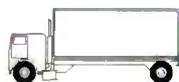
Type de véhicule			Type de trafic			
1	2	3	4	5	6	7
			Longues distances	Distances moyennes	Trafic local	
	Espace-ment des essieux (m)	Charges d'essieu équivalentes (kN)	Pourcentage de camions	Pourcentage de camions	Pourcentage de camions	Type de roue
	4,5	70 130	20,0	50,0	80,0	A B
	4,20 1,30	70 120 120	5,0	5,0	5,0	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90 90	40,0	20,0	5,0	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	25,0	15,0	5,0	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10,0	10,0	5,0	A B C C C

Figure 3 : Ensemble de camions du modèle 4.

Le nombre total de passages de camions par voie lente et par an peut être déterminé à partir du choix des catégories de trafic données dans le **Tableau 1** relatif au modèle n°3.

L'histogramme des étendues de contrainte résultant du passage successif des divers camions, en l'absence de tout autre véhicule, est obtenu à partir d'une méthode de comptage appropriée (méthode de la goutte d'eau ou méthode du réservoir).

Vis-à-vis des effets locaux, et lorsque la position transversale des véhicules est significative, une distribution statistique de cette position peut être prise en compte selon les indications de la **Figure 4**

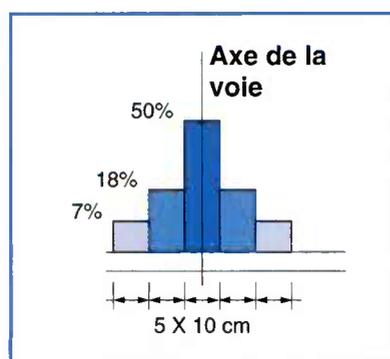


Figure 4 :
Distribution statistique de la position transversale des véhicules.

Le modèle n° 5 consiste à appliquer directement un trafic enregistré moyennant, le cas échéant, certaines extrapolations statistiques. Ce modèle ne peut être envisagé que si le cahier des charges définit des règles d'emploi supplémentaires.

3. CONDITIONS PRATIQUES D'EMPLOI DU MODELE DE FATIGUE N°3

3.1. Principe des justifications avec le modèle n°3.

Lors de la rédaction de l'Eurocode 1 Partie 3, l'idée de départ était de disposer d'un modèle de charge (LM pour Load Model) ou "convoi de fatigue" permettant, avec un seul passage sur l'ouvrage et moyennant un ajustement numérique par l'intermédiaire de coefficients appropriés, d'effectuer la vérification à la fatigue avec le calcul d'une seule étendue de variation de contrainte sans avoir à faire un calcul d'endommagement.

Le principe des justifications consiste :

- à calculer l'étendue de contrainte, dans le détail considéré, résultant d'un seul passage sur le pont du modèle de charges :

$$\Delta\sigma_{LM} = |\text{Max}\sigma_{LM} - \text{Min}\sigma_{LM}|$$

- à transformer ensuite cette étendue de contrainte en étendue de contrainte de calculs à l'aide de la formule :

$$\Delta\sigma_{\text{fat}} = \lambda \cdot \Delta\phi_{\text{fat}} \cdot \Delta\sigma_{\text{LM}}$$

dans laquelle :

- $\Delta\phi_{\text{fat}}$ est un coefficient de majoration dynamique additionnel, applicable, lorsqu'il y a lieu, aux contraintes dans les sections proches d'un joint de dilatation. L'Eurocode 1 suppose en effet que la calibration de la méthode, à travers la détermination du coefficient de charge, et en se référant aux effets de trafics réels enregistrés, a déjà pris en compte une amplification dynamique appropriée.
- λ est un coefficient de charge, dont la calibration a été effectuée par le SETRA comme pour le camion B_f , mais avec les choix de base de l'Eurocode 3, fixant conventionnellement le nombre N d'étendues de contrainte à considérer à 2×10^6 et la durée de vie de calcul à 100 ans. Cela revient à déterminer la valeur de λ qui conduit au même endommagement de fatigue que celui engendré par le trafic réel.
- à limiter cette étendue de contrainte de calculs selon la formule suivante, basée sur la valeur de référence de la résistance à la fatigue (à 2 millions de cycles) :

$$\Delta\sigma_{\text{fat}} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{\text{Mf}}} .$$

Ce critère de justification n'est pas fourni par l'Eurocode 1 Partie 3. Il le sera par les Parties 2 des Eurocodes 3 et 4.

3.2. Description du modèle de fatigue n°3.

Ce modèle de charge est représentée sur la Figure 5.

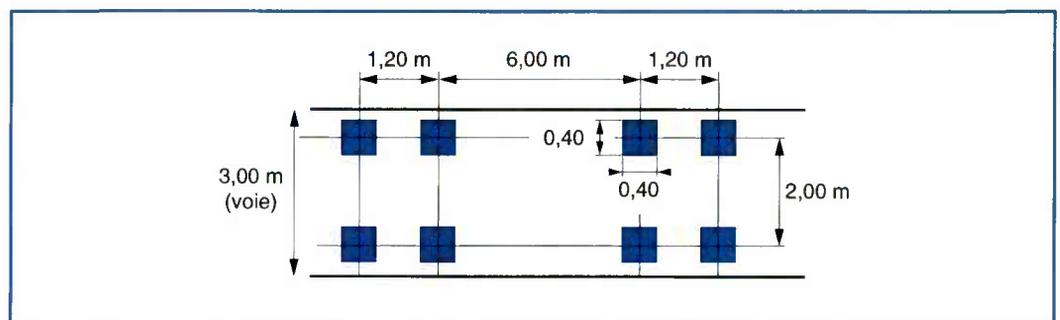


Figure 5 : Modèle de fatigue n°3.

Il est constitué de quatre essieux de 120 kN chacun, soit au total 480 kN, chaque essieu comportant deux roues dont l'aire de contact est un carré de 0,40 x 0,40 m. Le poids des essieux est relativement conventionnel (puisque les effets du trafic réel sont reproduits par l'intermédiaire du coefficient λ), mais proche d'une certaine réalité du trafic.

3.3. Coefficient de majoration dynamique additionnel pour la fatigue

Il est fourni sur la Figure 6

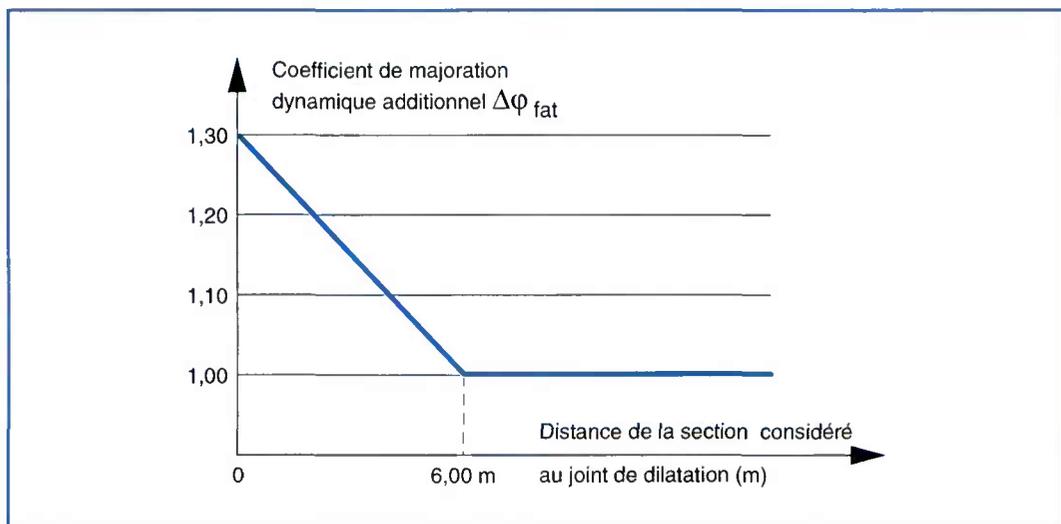


Figure 6 : Coefficient de majoration dynamique additionnel pour la fatigue.

3.4. Calcul du coefficient λ .

Il est envisagé de décomposer le coefficient λ en un produit de quatre facteurs :

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4$$

- λ_1 tient compte de la longueur de la ligne d'influence,
- λ_2 tient compte du volume et de la composition du trafic annuel,
- λ_3 tient compte de la durée de vie prévue pour le pont,
- λ_4 tient compte de l'effet de plusieurs voies.

3.4.1. Coefficient λ_1 .

- Le coefficient de pondération λ_1 est égal à 1 pour une longueur L de ligne d'influence supérieure à 35 m. En dessous de cette longueur, il est calculable par les formules suivantes :

$$\begin{aligned} L \leq 3,0 \text{ m} & \quad \lambda_1 = 1,20 \\ 3,0 \text{ m} < L \leq 15 \text{ m} & \quad \lambda_1 = 1 + \frac{(L-9)^2}{300} \\ 15 \text{ m} < L \leq 35 \text{ m} & \quad \lambda_1 = 1,21 - \frac{6 \times L}{1000} \end{aligned}$$

avec : L = longueur de la ligne d'influence, en m.

- Le coefficient λ_2 tient compte de la composition et du volume du trafic prévu. Il est calculable par la formule :

$$\lambda_2 = K \times \sqrt[5]{\frac{N_{\text{obs}}}{N_0}} \times \frac{Q_e}{480}$$

K est un facteur constant obtenu par la formule :

$$K = 1,05 \times \left(\frac{100}{5}\right)^{1/5} \times \left(\frac{5}{2}\right)^{1/3} \cong 2,60$$

Q_e est le poids total du camion équivalent d'un trafic réel, exprimé en kN et pouvant être calculé par la formule :

$$Q_e = \sqrt[5]{\frac{\sum n_i Q_i^5}{\sum n_i}}$$

où n_i est le nombre de camions de poids Q_i .

N_0 est un nombre de camions de référence par an dans la voie lente, et N_{obs} est le nombre total de camions observés (ou estimés) par an dans la voie lente. N_{obs} est estimé à partir des données du **Tableau 1** qui comporte trois colonnes : la seconde contient les valeurs proposées dans l'Eurocode 1 et la troisième propose des valeurs modifiées, qui semblent actuellement mieux adaptées à la calibration qui a été faite du coefficient λ . Lorsque l'on emploie les valeurs de l'Eurocode 1, il faut leur associer $N_0 = 2 \times 10^6$ comme prévu dans les Eurocodes 3 et 4 et $N_0 = 10^6$ lorsque l'on emploie les valeurs proposées en troisième colonne.

Catégories de trafic	N_{obs} par an et par voie lente (valeurs proposées par l'Eurocode 1)	N_{obs} par an et par voie lente (valeurs conseillées provisoirement)
1 - Routes et autoroutes possédant deux voies ou plus dans chaque sens, à taux élevé de véhicules lourds.	$2,0 \times 10^6$	$1,0 \times 10^6$
2 - Routes et autoroutes à taux moyen de véhicules lourds.	$0,5 \times 10^6$	$0,75 \times 10^6$
3 - Routes principales à faible taux de véhicules lourds.	$0,125 \times 10^6$	$0,50 \times 10^6$
4 - Routes locales à faible taux de véhicules lourds.	$0,05 \times 10^6$	$0,25 \times 10^6$

Tableau 1 : Nombre de camions par an et par voie lente.

En général, le Maître d'Ouvrage ignore la composition du trafic empruntant l'ouvrage projeté et les valeurs de λ_2 peuvent, par simplification, être directement lues dans le Tableau 2 pour les quatre types de trafic décrits, avec les valeurs de Q_e données et qui correspondent aux trafics enregistrés :

Catégories de trafic	N_{obs} par an et par voie lente (valeurs conseillées provisoirement)	Q_e	λ_2
1 - Routes et autoroutes possédant deux voies ou plus dans chaque sens, à taux élevé de véhicules lourds.	$1,0 \times 10^6$	450	2,20
2 - Routes et autoroutes à taux moyen de véhicules lourds.	$0,75 \times 10^6$	350	1,80
3 - Routes principales à faible taux de véhicules lourds.	$0,50 \times 10^6$	300	1,40
4 - Routes locales à faible taux de véhicules lourds.	$0,25 \times 10^6$	250	1,00

Tableau 2 : Valeurs de λ_2 pour les quatre types de trafic de base.

3.4.3. Coefficient λ_3 .

- Le coefficient λ_3 n'est qu'un coefficient de correction lorsque la durée de vie DV (en années) escomptée de l'ouvrage est différente de 100 ans. Il est calculable par la formule :

$$\lambda_3 = \left[\frac{DV}{100} \right]^{1/5}$$

Pour une durée de vie de calcul de 100 ans, il est égal à 1.

3.4.3. Coefficient λ_4 .

- Le coefficient λ_4 tient compte de l'influence du nombre de voies (ou, plus exactement, de la présence de véhicules lourds sur plusieurs voies). Pour un ouvrage comportant deux voies lentes, il est égal à :

$$\lambda_4 = \left[\left(1 - \frac{p}{100} \right) + \left(1 - \frac{p}{100} \right) \left(\frac{\Delta\sigma_2}{\Delta\sigma_1} \right)^5 + \frac{p}{100} \left(1 + \frac{\Delta\sigma_2}{\Delta\sigma_1} \right)^5 \right]^{1/5}$$

- $\Delta\sigma_1$ et $\Delta\sigma_2$ sont les étendues de variations de contraintes produites dans le détail considéré par le convoi, placé successivement sur chacune des deux voies lentes.
- p est le "pourcentage" de croisements, pouvant être pris égal à :

$$p = (0,7 + 0,027 L) \quad \text{pour un trafic de type A6,}$$

$$p = (0,6 + 0,020 L) \quad \text{pour un trafic de type RN lourd ou autoroutier normal,}$$

$$p = (0,5 + 0,012 L) \quad \text{pour un trafic de type RN.}$$

L représente la portée de la travée pour une section en travée, ou la somme des portées des deux travées adjacentes pour une section sur appui.

4.
CONCLUSION SUR
L'APPLICATION DES
EUROCODES

Bien que les principes de base de la vérification à la fatigue demeurent inchangés, il n'est cependant pas exclu que des précisions, compléments ou aménagements soient apportés aux règles d'application présentées dans ce guide, suite à la parution des Parties 2 des Eurocodes 3 et 4.

Pour l'utilisation des modèles de fatigue de l'EC1 Partie 3 dans les projets de ponts métalliques ou de ponts en ossature mixte, il est rappelé que :

- les modèles de fatigue n° 1 et/ou 2 peuvent être employés, mais en testant le domaine d'emploi pour lequel ils ont été conçus ;
- les modèles de fatigue n° 4 et 5 peuvent être employés à titre expérimental, mais en apportant un certain nombre de compléments dans le C.C.T.P., compléments à établir en liaison avec un ingénieur spécialiste des questions de fatigue ;
- le modèle n°3 peut être employé de la même façon que le modèle B_f , avec les mêmes valeurs prévues pour le coefficient partiel de sécurité γ_{Mf} . Le principe des vérifications à la fatigue basé sur son utilisation est très proche de celui développé dans le présent guide pour l'emploi du camion B_f . La facilité recherchée pour son emploi en fera vraisemblablement le modèle le plus utilisé.

Un dernier point à signaler concerne les armatures passives ou actives des dalles en béton des structures mixtes, pour lesquelles l'Eurocode 2 Partie 2 "Calcul des ponts en béton" définit des règles de vérification vis-à-vis de la fatigue : le phénomène physique ne peut être ignoré mais, là encore, une expérimentation est nécessaire pour vérifier la validité et la pertinence des formules proposées.

1. PRESENTATION

La prise en compte de la fissuration de la dalle lors de la vérification à la fatigue des poutres principales de ponts en ossature mixte est très importante. En effet, la fissuration de la dalle modifie totalement dans certaines zones les contraintes de la semelle supérieure sous le convoi de fatigue, et dans une moindre mesure en semelle inférieure.

L'objet de cette annexe est de quantifier cet effet sur un exemple d'ouvrage.

Les règles de calcul employées sont celles proposées dans le guide.

2. EXEMPLE ETUDIE : PONT DE TYPE BI-POUTRE

On considère un pont en ossature mixte, à trois travées de portées : 50 m - 70 m - 50 m, et de 10,50 mètres de largeur totale. Ce pont est dimensionné pour supporter deux voies de circulation d'un trafic routier normal, de classe 1. Les poutres sont de hauteur constante, égale à 2,590 mètres.

La coupe transversale type est représentée sur la Figure 1.

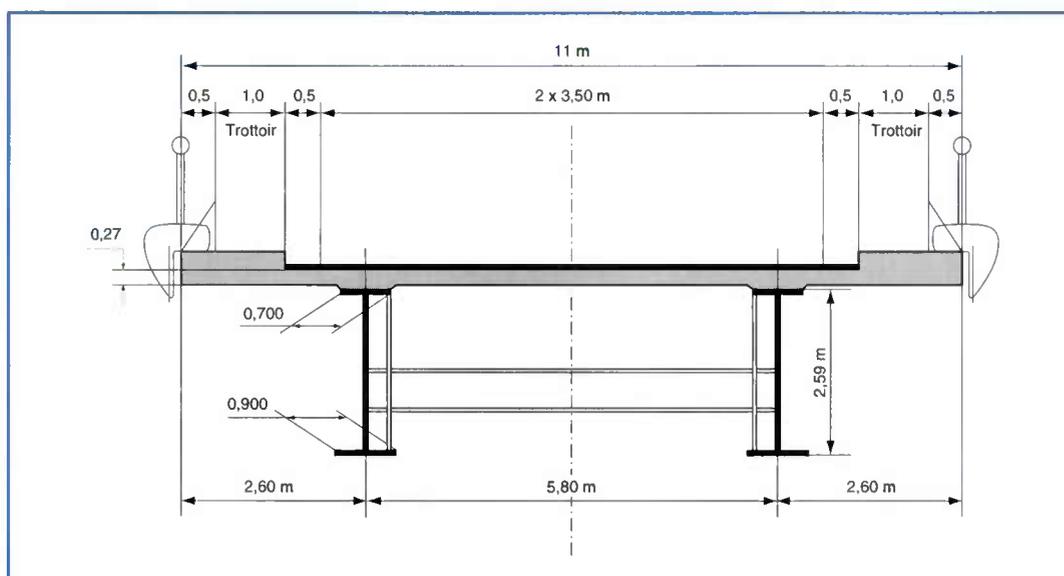


Figure 1 : Coupe transversale schématique.

Cet ouvrage est dimensionné en supposant pour simplifier que la totalité du poids propre de la dalle est repris par la charpente métallique. La poutre mixte est soumise à court terme aux charges permanentes de superstructures et à l'effet du retrait au jeune âge ($1,5 \times 10^{-4}$), combiné à celui d'un gradient thermique inverse ($0,5 \times 10^{-4}$).

La répartition de matière est représentée sur la Figure 2.

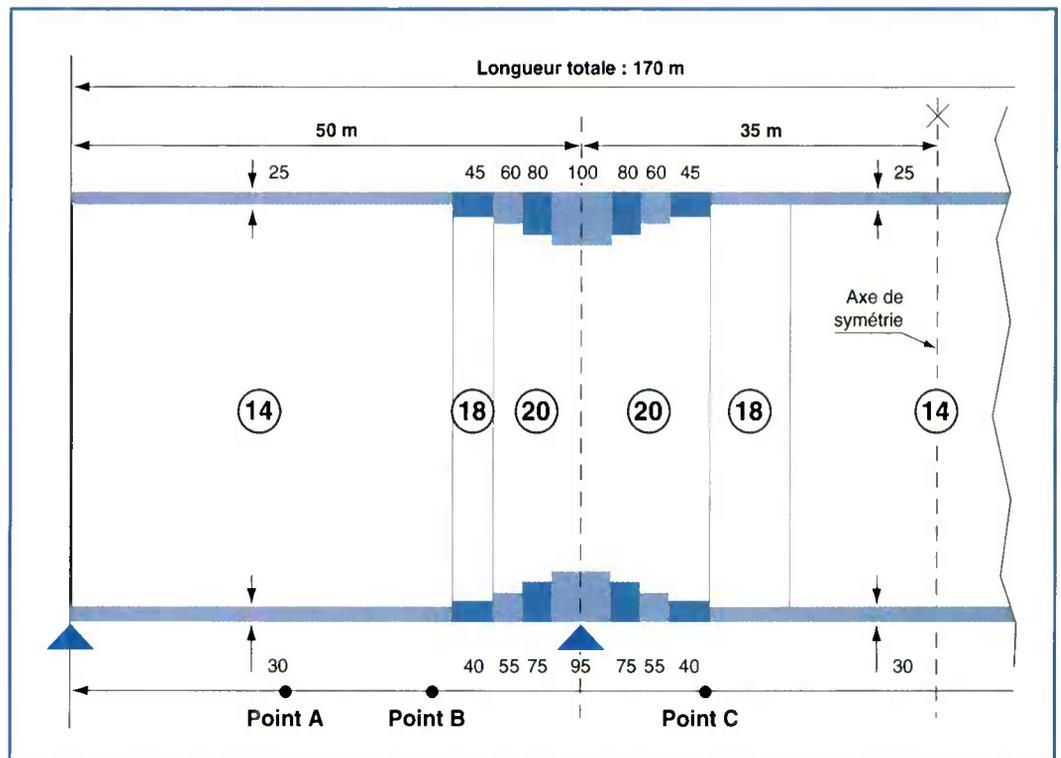


Figure 2 : Schéma de répartition matière.

3. CONTRAINTE MINIMALE SUR LA FIBRE EXTREME DE LA DALLE BETON, EN ETAT LIMITE DE SERVICE SOUS COMBINAISONS RARES DE CHARGES

La valeur minimale de la contrainte sur la fibre extrême de la dalle béton de la section, en Etat-Limite de Service sous combinaisons rares de charges, est calculée dans l'état à court terme, car cet état est plus défavorable que celui à long terme, en l'absence de dénivellations d'appui.

Cette contrainte est représentée sur la Figure 3

On suppose que le béton de la dalle a une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 35 MPa. Il en résulte la classification suivante :

- $\sigma_{c \min} \geq - 2,2$ section de type S1, dite non fissurée ;
- $- 2,2 \geq \sigma_{c \min} \geq - 4,2$ section de type S2, dite peu fissurée ;
- $- 4,2 \geq \sigma_{c \min}$ section de type S3, dite fissurée.

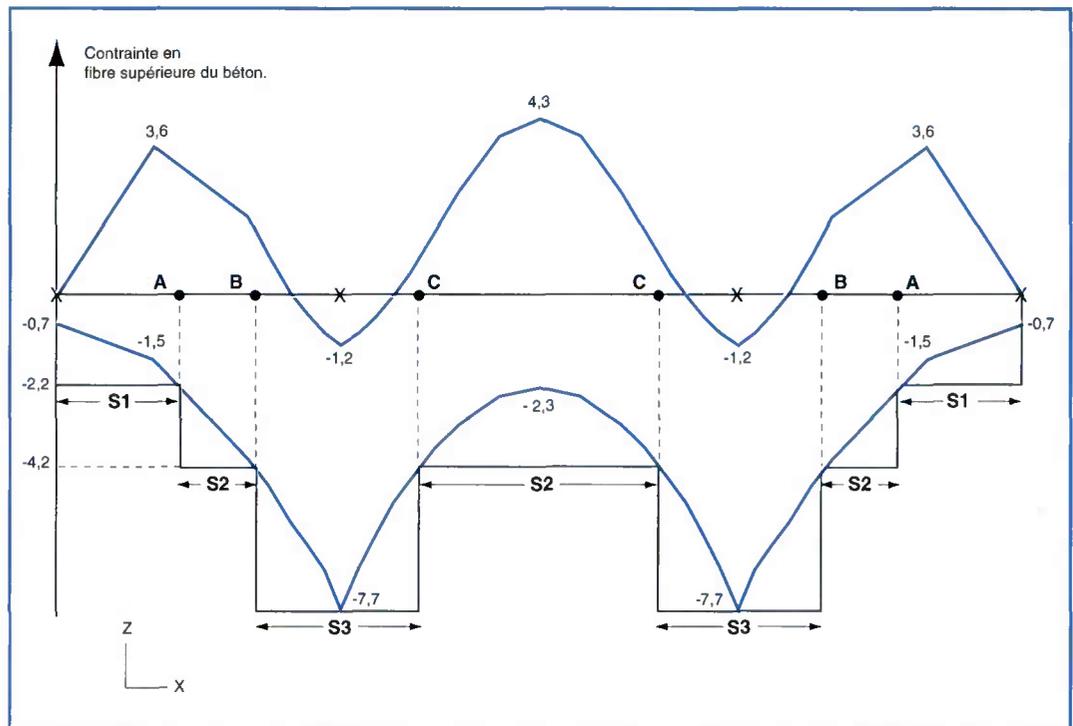


Figure 3 : Définition des types de sections selon les contraintes de traction du béton le long de l'ouvrage.

On constate sur la **Figure 3** que :

- les sections sont de type S1 sur 43 % de chaque travée de rive en partant de la culée (tronçon Culée - Point A) ;
- les sections sont de type S3 sur 29 % de la travée de rive et 19 % de la travée centrale de part et d'autre des appuis intermédiaires (tronçon BC) ;
- les sections sont de type S2 sur les zones situées entre les deux précédentes (28 % de chaque travée de rive et 62 % de la travée centrale) (tronçons AB et CC).

4. Les données du calcul sont les suivantes :

EFFET DU CONVOI DE FATIGUE B_f SUR LES CONTRAINTES DANS LES SEMELLES DES POUTRES

- coefficient de pondération c de la masse du camion B_f : $c = 1,20$ (trafic RN lourd) ;
- chargement d'une seule voie lente sur l'ouvrage de coefficient d'influence transversale :

$$\mu = \frac{2,9 + 1,75}{5,8} = 0,802$$

Le calcul de l'effet du camion B_f sur la poutre mixte se fait donc en pondérant sa masse par $\mu \times c$, soit 0,96.

La Figure 4 donne deux courbes continues, représentant la contrainte positive extrême et la contrainte négative extrême sous B_f , le long de la poutre, dans la semelle supérieure. L'étendue de variation de contrainte dans la semelle supérieure est égale à l'écart entre ces deux courbes.

On distingue bien sûr l'influence de la classification des sections selon leur type (S1, S2, S3). Par exemple, pour les sections de type S2, la contrainte positive est calculée avec participation du béton, et la contrainte négative est calculée en négligeant le béton. Les discontinuités dans les courbes correspondent aux changements de types de section.

Dans les zones de sections de type S1, les deux courbes sont quasiment confondues avec l'axe des abscisses, car les contraintes sont très faibles dans la semelle supérieure lorsque le béton participe à la résistance de la section.

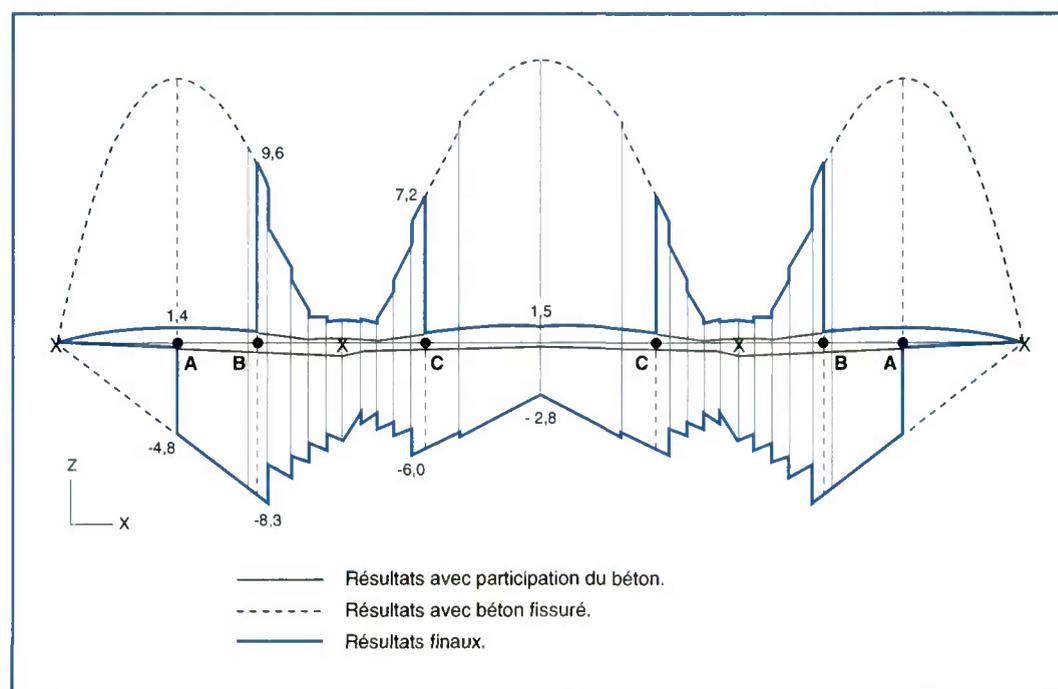


Figure 4 : Semelle supérieure : étendue de contrainte sous B_f

La Figure 5 présente les mêmes types de résultats dans la semelle inférieure. On constate que le calcul en section fissurée donne une contrainte environ 20 % plus forte que le calcul en section non fissurée.

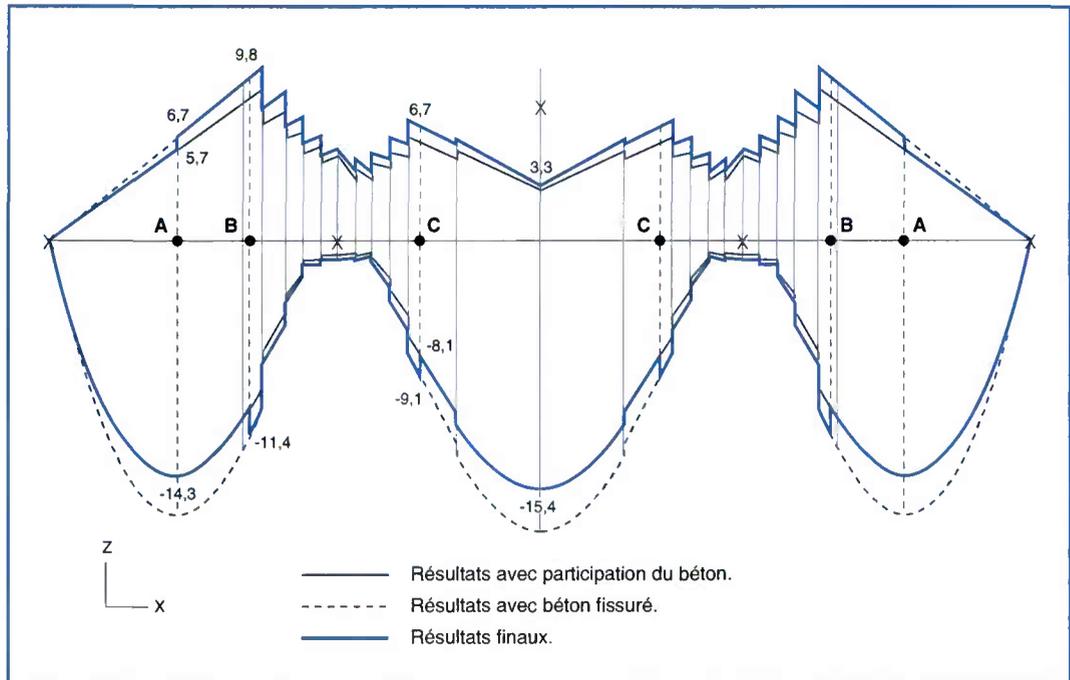


Figure 5 : Semelle inférieure : étendue de contrainte sous B_f

5. 5.1. Pour la semelle supérieure

COMMENTAIRES SUR LES RESULTATS

L'étendue de contrainte en semelle supérieure est importante dans la zone proche des foyers de la poutre continue. Elle atteint ici 17,9 MPa au point B.

La valeur limite admissible est de 18,1 MPa, dans l'hypothèse où les détails constructifs les plus pénalisants sont de catégorie 56 (présence de connecteurs cornières ou de montants verticaux en T_é) :

$$18,1 = \frac{0,405 \times 56}{1,25} .$$

5.2. Pour la semelle inférieure

L'étendue de contrainte en semelle inférieure atteint :

- au point A : $\Delta\sigma_A = 14,3 + 6,7 = 21$ MPa,
- au point B : $\Delta\sigma_B = 11,4 + 9,8 = 21,2$ MPa,
- au point C : $\Delta\sigma_C = 6,7 + 9,1 = 15,8$ MPa,
- en milieu de travée centrale : $\Delta\sigma_A = 15,4 + 3,3 = 18,7$ MPa.

La valeur limite admissible est de 29,0 MPa, dans l'hypothèse où les détails constructifs les plus pénalisants sont de catégorie 90 (assemblage bout à bout sans "trou de souris", assemblage de l'âme du montant vertical) :

$$29,0 = \frac{0,405 \times 90 \times \left(\frac{25}{30}\right)^{\frac{1}{4}}}{1,2} .$$

On constate que la section proche des foyers (point B) est la plus critique.

6. CONCLUSION Les zones les plus sensibles à la fatigue sont situées à la transition entre une zone de moment positif prépondérant (travée) et une zone de moment négatif prépondérant (zone sur appui).

Il ne faut donc pas affaiblir les sections résistantes dans ces zones de transition, bien que les moments de flexion sollicitants y soient faibles.

La prise en compte de la fissuration du béton est impérative pour ne pas sous-estimer les étendues de contrainte à l'origine de la fatigue, en particulier dans la semelle supérieure aux zones de transition décrites ci-dessus.

1. RESISTANCE A LA FATIGUE DES ASSEMBLAGES

Les principes de vérification à la fatigue à appliquer sont définis dans la norme française P 22-311 dénommée Eurocode 3, et Document d'Application Nationale (EC3-DAN Partie 1-1).

1.1. Exigences complémentaires à celles de l'EC3 - DAN.

Les exigences des tableaux de catégories de détail de l'EC3 - DAN seront complétées par les suivantes :

- Pour les soudures transversales en bout (soudures bout à bout).

La variation d'épaisseur entre deux semelles principales soudées bout à bout sera généralement limitée à une fois l'épaisseur de la semelle la plus mince.

Si cette variation d'épaisseur est supérieure à 0,5 fois l'épaisseur de la semelle la plus mince, la vérification à la fatigue se fera en majorant la contrainte de calcul par un coefficient k donné par la relation :

$$k = 1 + 0,4 \left(\frac{t_2}{t_1} - 1,5 \right)$$

avec t_2 , épaisseur de la semelle épaisse et t_1 , épaisseur de la semelle mince.

On rappelle que, s'agissant de cordons de soudure transversaux, les catégories de détail doivent être pondérées par $(25/t_1)^{1/4}$ pour la prise en compte de l'effet de l'épaisseur, lorsque t_1 dépasse 25 mm. Toutefois, cette pondération ne sera pas appliquée si les cordons sont meulés selon les exigences requises pour obtenir la catégorie de détail 112.

- Loi d'interaction pour la justification des connecteurs goujons.

La règle suivante sera appliquée, en utilisant les étendues de contrainte maximales produites par le camion B_f dans les conditions définies en C2 et en désignant par :

$\Delta\sigma$: étendue de contrainte normale maximale dans la semelle supérieure,

$\Delta\tau$: étendue de contrainte de cisaillement maximale dans le fût du goujon,

$\Delta\sigma_L$: limite de troncature de l'assemblage vis-à-vis de l'étendue de contrainte dans la semelle supérieure ($0,405 \times 80$ MPa),

$\Delta\tau_L$: limite de troncature de l'assemblage vis-à-vis de l'étendue de contrainte de cisaillement dans le fût du goujon ($0,46 \times 80$ MPa),

$\gamma_{Mf} = 1,25$ pour les ponts routes.

$$\text{Si} \quad \Delta\tau \leq \frac{1}{2} \left[\frac{\Delta\tau_L}{\gamma_{Mf}} \right],$$

$$\text{on doit vérifier} \quad \Delta\sigma \leq \frac{\Delta\sigma_L}{\gamma_{Mf}}.$$

$$\text{Sinon on doit vérifier} \quad \frac{1}{2} \left[\frac{\Delta\sigma}{\frac{\Delta\sigma_L}{\gamma_{Mf}}} \right] + \left[\frac{\Delta\tau}{\frac{\Delta\tau_L}{\gamma_{Mf}}} \right] \leq 1.$$

- Pour les connecteurs en cornière.

Les cordons de soudure doivent ceinturer complètement la cornière. La catégorie de détail à utiliser dans ce cas pour les semelles des poutres et pour les cordons est de 56.

On ne vérifiera pas de critère d'interaction entre les contraintes normales dans la semelle supérieure et les contraintes tangentes dans la cornière.

1.2. Compléments relatifs à certains cordons de soudure.

- Les assemblages en bout ou en T à pleine pénétration, définis dans le tableau 9.8.5 de l'EC3 (référence /1/), ne respectant pas les conditions requises pour l'attribution de la catégorie de détail 71, pourront être classées en catégorie de détail 56. On rappelle que tous les assemblages soudés doivent respecter au moins la classe de qualité 2 de la norme NF P 22-471.
- Toutes les soudures d'angle sollicitées en fatigue, et assurant un assemblage en bout ou en T sur une poutre principale, respecteront les conditions requises pour la prise en compte de la catégorie de détail 36 *, définie dans le tableau 9.8.5. de l'EC3. Ces conditions exigent en particulier une pénétration partielle garantie. La pénétration requise est définie à la figure 6.6.9 (a) de l'EC3. On admettra toutefois également une soudure à forte pénétration, réalisée en atelier sous flux, telle que définie à la figure 6.6.7 de l'EC3. La gorge pénétrée devra représenter 20 % de la gorge totale de la soudure, ou à défaut au moins 2 mm. Le contrôle de cette pénétration se fera lors de la qualification du mode opératoire de soudage.

Cette exigence s'applique en particulier aux soudures des montants verticaux sous les semelles supérieures des poutres principales et aux soudures des semelles de pièces de pont sur les semelles de poutres principales.

On pourra considérer qu'une soudure d'angle n'est pas sollicitée en fatigue si l'étendue de contrainte dans le cordon de soudure sous l'effet du convoi de fatigue est inférieure à 5 MPa.

2. COEFFICIENT PARTIEL DE SECURITE

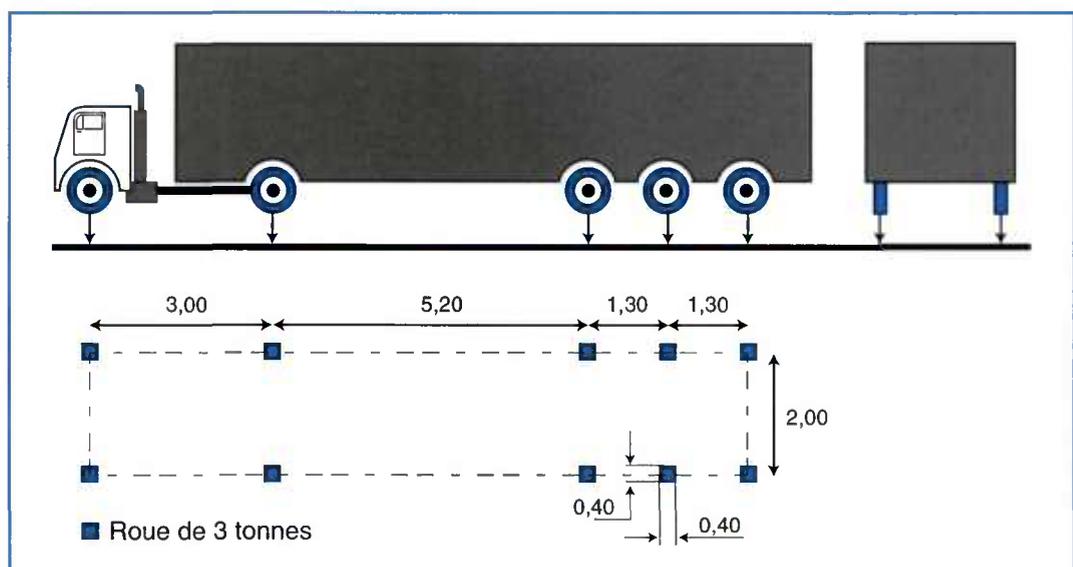
Pour le choix des coefficients partiels de sécurité γ_{Mf} , on considérera que :

- les poutres principales sont des éléments "non redondants" ;
- les cadres transversaux sur appui sont des éléments "non redondants".

Le caractère redondant des autres éléments (cadres transversaux courants, longerons,...) est à apprécier cas par cas.

3. CONVOI DE FATIGUE B_f

Le convoi de fatigue B_f est un camion représenté sur la figure ci-dessous.



Le poids de ce camion est de 30 tonnes. Mais il doit être pondéré par un coefficient "c" qui dépend du trafic prévu, à définir par le maître d'œuvre.

- Trafic autoroutier lourd (A6) : $c = 1,45$
- Trafic autoroutier normal ou trafic RN lourd : $c = 1,20$
- Trafic RN normal : $c = 1,00$
- Trafic local à faible taux de véhicules lourds : $c = 0,80$

4. 4.1. Ouvrage comportant une seule voie lente.

L'étendue de contrainte extrême produite dans tout assemblage de l'ouvrage par le camion B_f supposé circulant au centre de la voie de droite doit rester inférieure à la limite de troncature de l'assemblage divisée par le coefficient partiel de sécurité.

4.2. Ouvrage comportant deux voies lentes.

Ceci se fait en calculant une étendue de contrainte totale donnée par la relation :

$$\Delta\sigma_{\text{tot}} = \left[\left(1 - \frac{p}{100}\right)\Delta\sigma_1^5 + \left(1 - \frac{p}{100}\right)\Delta\sigma_2^5 + \frac{p}{100} (\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2)^5 \right]^{1/5} .$$

L'étendue de contrainte totale ainsi calculée doit rester inférieure à la limite de troncature de la courbe de résistance à la fatigue de l'assemblage divisée par le coefficient partiel de sécurité.

Dans cette équation :

- $\Delta\sigma_1$ et $\Delta\sigma_2$ sont les étendues de contrainte produites dans l'assemblage considéré par le camion B_f , placé successivement sur chacune des deux voies lentes ;
- p est le pourcentage de croisement pouvant être pris égal à :

$$p = 0,7 + 0,027 L \quad \text{pour un trafic de type A6 ;}$$

$$p = 0,6 + 0,020 L \quad \text{pour un trafic de type RN lourd ;}$$

$$p = 0,5 + 0,012 L \quad \text{pour un trafic de type RN ;}$$

L est égal à :

- la portée de la travée pour une section en travée ;
- la somme des portées des travées adjacentes pour une section sur appui.

4.3. Cas de lignes d'influence de longueur inférieure à cinq mètres.

Le camion B_f doit être pondéré par un coefficient complémentaire α sur les lignes d'influence de longueur inférieure à cinq mètres, pour tenir compte des effets isolés d'essieux très lourds. Ce coefficient est donné par :

$$L \leq 2,50 \text{ m} \quad \alpha = 1,60$$

$$2,50 \leq L < 5,00 \text{ m} \quad \alpha = 1,60 - 0,6 \left(\frac{L}{2,50} - 1 \right)$$

L : longueur entre zéros de la ligne d'influence.

5. Tous les assemblages soudés feront l'objet d'une vérification à la fatigue.

NIVEAU DES CALCULS DE VERIFICATION A LA FATIGUE

Il est demandé en particulier de contrôler avec précision les variations de contraintes dans les cadres d'entretoisement en flexion transversale, en supposant la dalle parfaitement encastrée au droit des montants verticaux.

On doit également vérifier les effets du glissement longitudinal, lequel peut être à l'origine d'efforts locaux importants, par exemple dans des entretoises supportant des longerons ou même simplement des rails de nacelle de forte taille.

6. 6.1 Prise en compte de la fissuration de la dalle béton.

PRISE EN COMPTE DE LA FISSURATION DE LA DALLE

Les règles suivantes, proches de celles employées pour la vérification des sections à l'Etat-Limite de Service sous combinaisons rares, sont conseillées :

6.1.1. Calculs des sollicitations.

Les sollicitations sont calculées en considérant que la dalle n'est pas fissurée pour la détermination des inerties des sections.

6.1.2. Classement des sections.

Les sections sont classées en trois catégories, en fonction de la valeur minimale de la contrainte sur la fibre extrême de la dalle béton de la section, à l'Etat-Limite de Service sous combinaisons rares de charges.

Pour calculer la valeur de cette contrainte la diminution du gradient de contraintes dans la dalle sous les charges de longue durée doit être prise en compte. On pourra, pour simplifier, considérer que la contrainte dans la dalle est uniforme sous les charges de longue durée. Elle sera prise égale à la valeur calculée au niveau de la fibre moyenne de la dalle, avec le coefficient d'équivalence acier/béton relatif aux actions à long terme.

Soit $\sigma_{c \text{ min}}$, la valeur minimale de la contrainte sur la fibre extrême de la dalle béton de la section, à l'Etat-Limite de Service sous combinaisons rares (comptée positivement en compression) :

- $\sigma_{c \text{ min}} \geq -f_{ctk \text{ 0,05}} \Rightarrow$ donne une section de type S1, dite non fissurée ;
- $-f_{ctk \text{ 0,05}} \geq \sigma_{c \text{ min}} \geq -f_{ctk \text{ 0,95}} \Rightarrow$ donne une section de type S2, dite peu fissurée ;
- $-f_{ctk \text{ 0,95}} \geq \sigma_{c \text{ min}} \Rightarrow$ donne une section de type S3, dite fissurée ;

$f_{ctk \text{ 0,05}}$ est la valeur inférieure de la résistance caractéristique à la traction du béton (fractile 5 %) ;

$f_{ctk \text{ 0,95}}$ est la valeur supérieure de la résistance caractéristique à la traction du béton (fractile 95 %) ;

Les valeurs de $f_{ctk \text{ 0,05}}$ et $f_{ctk \text{ 0,95}}$ sont données dans l'Eurocode 2 - Partie 1-1, en fonction de f_{ck} , résistance caractéristique à la compression du béton mesurée sur cylindre à 28 jours (nommée f_{c28} dans le règlement français actuel). On rappelle les principales valeurs dans le [Tableau C.1](#) ci-dessous, exprimées en MPa et en valeurs absolues.

Résistance du béton à 28 jours	25	30	35	40
$f_{ctk \text{ 0,05}}$	1,8	2,0	2,2	2,5
$f_{ctk \text{ 0,95}}$	3,3	3,8	4,2	4,6

Tableau C.1 : Résistance caractéristique à la traction du béton.

6.1.4. Calculs à effectuer selon le type de section.

- Pour les sections de type S1 (non fissurées) :
 - le calcul des contraintes sous l'effet du camion B_f se fait avec les caractéristiques des sections non fissurées ;
- Pour les sections de type S2 (peu fissurées) :
 - le calcul des efforts de glissement et des contraintes tangentes sous l'effet du camion B_f se fait avec les caractéristiques des sections non fissurées ;
 - le calcul des contraintes normales sous l'effet du camion B_f se fait en distinguant celles qui résultent du moment positif extrême (moment qui comprime la dalle) de celles qui résultent du moment négatif extrême. Les premières sont calculées avec les caractéristiques des sections non fissurées. Les secondes sont calculées avec les caractéristiques des sections fissurées.
- Pour les sections de type S3 (fissurées) :
 - le calcul des efforts de glissement et des contraintes tangentes sous l'effet du camion B_f se fait avec les caractéristiques des sections non fissurées ;
 - le calcul des contraintes normales sous l'effet du camion B_f se fait avec les caractéristiques des sections fissurées.

7. VALEURS MINIMALES DES ETENDUES DE CONTROLE NORMAL

Pour l'application de la norme NF P 22-473, le coefficient k définissant l'étendue de contrôle des soudures bout à bout sera remplacé par un coefficient K , égal à :

$$K = \text{Max} (k, k')$$

avec :

- k = coefficient défini dans la norme NF P 22-473 ;
- k' = rapport entre l'étendue de contrainte maximale résultant du passage du convoi de fatigue et la limite de troncation de l'assemblage divisée par le coefficient partiel de sécurité.

Edition CTOA :
Jacqueline THIRION

Crédit photos de couverture et pages intérieures :
SNCF - Direction de l'Aménagement et de l'Équipement
et SETRA / CTOA.

Conception & réalisation :
P.G. Linh / SECODIF / 92415 Courbevoie Cedex

Impression :
Imprimerie de MONTLIGEON

Ce document est propriété de l'Administration,
il ne pourra être utilisé ou reproduit,
même partiellement,
sans l'autorisation du SETRA.

Dépôt légal
ISBN 2 11 085779

© 1996 SETRA

Page laissée blanche intentionnellement

PONTS METALLIQUES ET MIXTES

Résistance à la fatigue

Ce guide rappelle à l'intention des projeteurs les notions élémentaires du phénomène de fatigue. Il présente ensuite un ensemble complet de règles pour la conception et la vérification à la fatigue des ponts métalliques et mixtes, routiers et ferroviaires.

Il est basé sur l'Eurocode 3 et les dernières recherches françaises et européennes sur la modélisation du trafic routier et ferroviaire par des "convois de fatigue".

Particulièrement destiné aux Maîtres d'Oeuvre, aux bureaux d'études et aux entreprises, responsables de la construction de ponts métalliques et mixtes, son objectif est de contribuer à la qualité de ces ouvrages.

STEEL AND COMPOSITE BRIDGES

Fatigue strength

This guide reviews for project engineers the fundamentals of fatigue phenomena. It presents a comprehensive set of rules for fatigue-related design and checking of steel and composite, road and railway bridges.

It is based on Eurocode 3 and the latest French and European research on fatigue load models for road and railway traffic.

Particularly intended for Engineers, design offices and contractors, responsible for building steel and composite bridges, it aims to contribute towards the quality of these structures.