



Ministère
de l'Équipement,
des Transports
et du Logement

LES CONVOIS DE TRANSPORTS EXCEPTIONNELS

ETUDE DES CONDITIONS DE CIRCULATION DE L'ENGIN DE FRANCHISSEMENT DE L'AVANT SUR LES ROUTES ET LES PONTS ROUTIERS



D.R.



S.E.T.R.A.



D.S.C.R.



LES CONVOIS DE TRANSPORTS EXCEPTIONNELS

ETUDE DES CONDITIONS DE CIRCULATION DE L'ENGIN DE FRANCHISSEMENT DE L'AVANT SUR LES ROUTES ET LES PONTS ROUTIERS

Février 2000

Document réalisé et diffusé par le



SERVICE D'ETUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES

Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art

46, avenue Aristide Briand - B.P. 100 - F - 92225 Bagneux Cedex - FRANCE

Téléphone : 01 46 11 31 31 - Télécopieur : 01 46 11 31 69

Membres du groupe de travail

M.	D. POINEAU	Directeur Technique
M.	Y. BEN MILAD	Chargé d'étude
M.	T. FAR	Chargé d'étude
M.	B. BRUSLE	Chargé d'étude

SOMMAIRE

1. PRESENTATION DE L'ETUDE.....	5
1.1 INTRODUCTION.....	5
1.2 CARACTERISTIQUES DE L'E.F.A.....	5
1.3 L'E.F.A. ET LES CIRCULAIRES DES CONVOIS EXCEPTIONNELS.	6
1.3.1 Catégories de convois.	6
1.3.2 Limites de charges (règles pour la conservation des ouvrages d'art).....	6
1.3.3 Limites de charges par essieu (règles pour la conservation des chaussées).....	7
1.3.4 Conditions de délivrance des autorisations de circulation de l'E.F.A.	7
1.4 OBJET DE LA PRESENTE ETUDE.	7
2 FRANCHISSEMENT DES OUVRAGES D'ART.....	8
2.1 PRESENTATION D'UNE METHODE DE VERIFICATION SIMPLIFIEE.	8
2.1.1 Types d'ouvrages étudiés.....	8
2.1.2 Principe des vérifications.....	8
2.1.3 Modèle de chargement représentatif de l'E.F.A. mêlé à la circulation.....	9
2.1.4 Interprétation des résultats.	11
2.1.5 Limites de la méthode.	12
2.2 EVOLUTION DES REGLEMENTS DE CHARGES CIVILES.	12
2.2.1 Circulaire du 10 Mai 1927.	12
2.2.2 Circulaire du 29 Août 1940.	13
2.2.3 Circulaire du 5 Avril 1958 et du 19 Août 1960.....	14
2.2.4 Règlement actuel : Circulaire du 29 Décembre 1971 (fascicule 61, titre II du C.P.C.).....	15
2.3 PRISE EN COMPTE DES REGLEMENTS DE CALCUL.....	17
2.4 APPLICATION AUX PONTS A POUTRES ENTRETOISEES.	19
2.4.1 Vérification des poutres principales.....	19
2.4.2 Vérification des entretoises.....	19
2.4.3 Résultats obtenus.	19
2.4.4 Conclusions.....	20
2.5 RESISTANCE AU POINCONNEMENT D'UNE DALLE EN BETON ARME.	21
2.6 VERIFICATION DES DALLES DE COUVERTURE DES PONTS A POUTRES.....	22
2.6.1 Dalles simplement appuyées sur leurs bords.	22
2.6.2 Dalles encastrées sur leurs bords.....	27
2.6.3 Conclusion.	27
2.7 ETUDE DE LA FATIGUE POUR UN OUVRAGE METALLIQUE OU MIXTE.	28
2.7.1 Ouvrages dimensionnés à la fatigue.....	28
2.7.2 Ouvrages non dimensionnés à la fatigue.....	30
2.7.3 Ouvrages pour lesquels la fatigue n'est pas dimensionnante.....	31
2.7.4 Conclusions.....	31
2.8 ADMISSIBILITE DE L'E.F.A. SUR CERTAINS OUVRAGES.....	31
2.8.1 Ponts voûtes en maçonnerie.	31
2.8.2 Buses métalliques.	32
2.8.3 Ponts-dalles.....	32
2.8.3.1 Flexion transversale.	33
2.8.3.2 Flexion longitudinale et effort tranchant.....	34
2.8.3.3 Conclusion.....	34
2.8.4 Ouvrages de soutènement.....	35
3 ADMISSIBILITE DE L'E.F.A. SUR LES CHAUSSEES ROUTIERES35	35
3.1 Etude35	35
3.2 Conclusion :37	37
4 INSTRUCTION TECHNICO-ADMINISTRATIVE POUR L'ETUDE D'UN ITINERAIRE E.F.A.....38	38
4.1 Cas des ouvrages d'art (les ponts).38	38
4.2 Conditions générales de circulation de l'E.F.A. sur les ouvrages d'art.....38	38
4.3 Recherche d'un itinéraire adapté à la circulation de l'E.F.A.....39	39
4.4 Vérification des ouvrages de l'itinéraire retenu.....40	40
ANNEXES.....	
.....41	41

- Annexe 1 : La circulation des convois exceptionnels militaires et les règlements en vigueur.
- Annexe 2 : Ponts à poutre entretoisées. Méthode de calcul des efforts.
- Annexe 3 : Liste des itinéraires E.F.A.

1. PRESENTATION DE L'ETUDE

1.1 INTRODUCTION.

Cette étude s'inscrit dans le cadre de l'arrêté interministériel du 13 avril 1961 relatif à la circulation des convois et transports militaires routiers.

Elle fait suite à la demande du chef d'état-major de l'armée de terre, adressée à la Direction des Routes le 14 janvier 1998. Cette demande concerne l'examen des conditions de circulation de l'Engin de Franchissement de l'Avant sur les ponts et sur les routes des réseaux à caractère autre qu'autoroutier.

En effet, cet engin, qui équipera en l'an 2000 tous les régiments de l'armée de terre, présente des caractéristiques dépassant les seuils limites définis dans les circulaires portant sur les convois exceptionnels.

L'Engin de Franchissement de l'Avant, que nous appellerons E.F.A. dans la suite de ce document, n'emprunte pas les autoroutes et les autres voies à caractère autoroutier pour des problèmes de gabarit en largeur. Cette décision a été prise le 28 janvier 1999 dans les locaux du Haut fonctionnaire de défense au Ministère de l'Equipement.

Il effectue environ quatre déplacements locaux par semaine et par garnison et deux déplacements interrégionaux par mois et par garnison.

La liste des itinéraires longs et courts de l'E.F.A. est annexée au présent guide (cf. annexe 3).

1.2 CARACTERISTIQUES DE L'E.F.A.

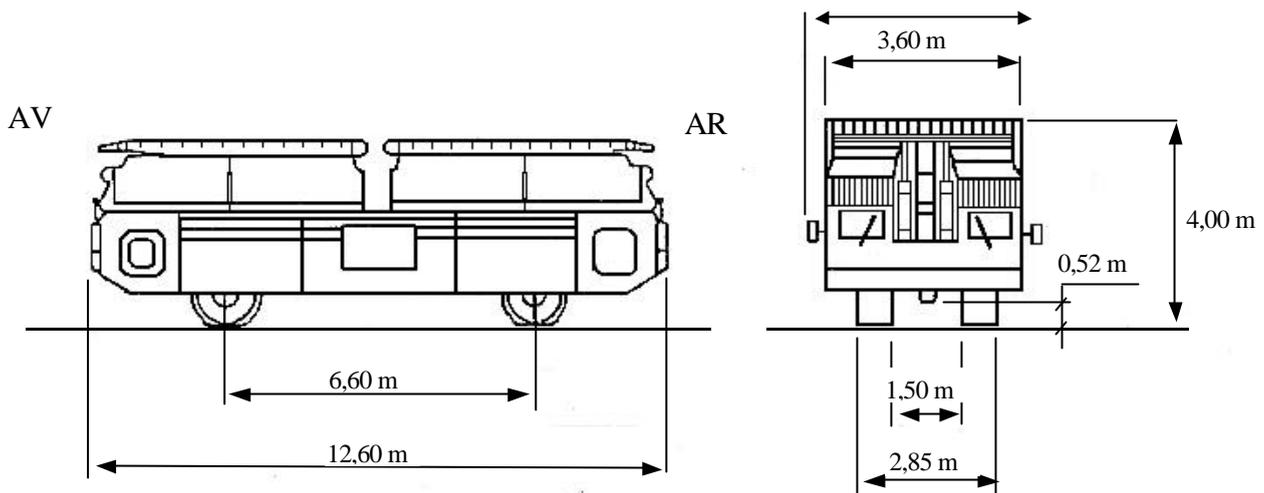
L'E.F.A. comporte deux essieux rigides à roues simples. Le poids des essieux est de 21,655 tonnes à l'avant et de 20,910 tonnes à l'arrière.

Cet engin adapte certaines de ses caractéristiques pour pouvoir circuler sur des sols non revêtus. Lorsqu'il circule sur route, la pression de ses quatre pneumatiques est de 6 bars et sa vitesse maximale est de 75 km/h.

Ses dimensions principales sont données par le schéma suivant (les dimensions verticales indiquées correspondent au cas d'une circulation sur route) :

4,05 m





1.3 L'E.F.A. ET LES CIRCULAIRES DES CONVOIS EXCEPTIONNELS.

On trouvera dans l'annexe 1 du présent guide les extraits des textes réglementaires relatifs aux convois exceptionnels et aux convois militaires.

1.3.1 Catégories de convois.

La circulaire n° 75-173 du 19 novembre 1975 (modifiée par les circulaires n° 97-48 du 30 mai 1997 et n° 99-56 du 6 janvier 1999) définit trois catégories de convois exceptionnels, en fonction des caractéristiques en longueur, largeur et PTR.

L'E.F.A. est équivalent à un convoi exceptionnel de troisième catégorie compte tenu de sa largeur de 4,05 mètres.

Son poids seul ($P = 42,565$ t) le classerait en convoi de 1^{ère} catégorie ($P < 45$ t).

Un convoi exceptionnel tel que l'E.F.A., pour pouvoir bénéficier d'une autorisation de circulation, ne doit pas entraîner de désordres :

- ni sur les ponts,
- ni sur les chaussées.

1.3.2 Limites de charges (règles pour la conservation des ouvrages d'art).

Pour les ponts, c'est la charge totale d'un convoi exceptionnel et la répartition de celle-ci qui jouent. La charge à l'essieu peut également intervenir sur la résistance des pièces secondaires (dalles, entretoises ...). Tous ces facteurs sont définis dans les règlements de charge et les textes sur les conditions de circulation des convois exceptionnels. En outre, il faut que l'ouvrage soit en bon état.

Vu le commentaire *** de l'article 5.2.2 du règlement de charge de 1971 et les articles 3.1 et 4.1 de la lettre-circulaire REG 3 du 20 juillet 1983 sur la définition des convois types et des règles pour la vérification des ouvrages d'art, on pourrait croire que l'E.F.A., compte tenu de son poids qui le classe en 1^{ère} catégorie, peut franchir sans problème les ponts conçus à l'aide des règlements de charge de 1958/1960 (titre II du fascicule 61 du CPC annexé à la circulaire n°65 du 19 août 1960) et de 1971 (titre II du fascicule 61 du CPC annexé à la circulaire n°71-155 du 29 décembre 1971).

Un examen plus attentif montre que sa charge par essieu (21,655t et 20,910t), son type d'essieu (rigide), ses roues (simples), la pression de gonflage de ses pneus (6 bars) et la charge par mètre entre essieux extrêmes font qu'il sort du domaine délimité par les schémas types des convois de 1^{ère} catégorie.

En conclusion, il est donc nécessaire de vérifier les ponts sous le passage de l'E.F.A. Une méthode de vérification simplifiée est proposée dans le présent guide.

1.3.3 Limites de charges par essieu (règles pour la conservation des chaussées).

La circulaire 75-173 mise à jour et complétée donne des règles relatives aux charges maximales par essieu. Il est notamment indiqué que le poids maximum autorisé sur un essieu rigide isolé à roues simples est de 13 tonnes, quelque soit la catégorie du convoi. Il est précisé que ce poids peut cependant être porté à 19 tonnes dans le cas particulier des engins automoteurs à 2 essieux isolés à roues simples, si la pression des pneumatiques ne dépasse pas 3 bars pour une distance entre essieux supérieure à 3,50 m.

L'E.F.A. comporte deux essieux rigides, espacés de 6,60 mètres donc isolés au sens de la circulaire, à roues simples et supportant des charges de 21,655 tonnes et 20,910 tonnes avec une pression de gonflage de 6 bars.

L'E.F.A. n'est donc pas conforme aux limitations de caractéristiques imposées aux convois exceptionnels par les circulaires pour la conservation des chaussées.

En conclusion, il peut être nécessaire de vérifier la résistance des chaussées si les conditions d'admissibilité de l'E.F.A. sur les chaussées développées au chapitre 3 du présent guide ne sont pas satisfaites. La circulation de l'E.F.A. sur les chaussées des réseaux secondaires non conçues pour les forts et moyens trafics pose problème.

1.3.4 Conditions de délivrance des autorisations de circulation de l'E.F.A.

Les itinéraires locaux et interrégionaux doivent faire l'objet d'une validation, après étude des chaussées et ouvrages d'art par les Directions Départementales concernées. La CDOA assure le pilotage des études de vérification de capacité portante des ouvrages et prend contact avec les éventuels gestionnaires (commune, département, SNCF...) des ouvrages concernés par l'étude.

Les demandes d'autorisation de circulation sur les itinéraires interrégionaux sont à effectuer comme pour un convoi exceptionnel (circulaire n° 75-173 du 19 novembre 1975 modifiée).

Les autorisations de circulation sur les itinéraires locaux ne peuvent être permanentes, l'E.F.A. étant équivalent à un convoi exceptionnel de 3^{ème} catégorie. Comme les déplacements peuvent être prévus au moins trois mois à l'avance, des autorisations trimestrielles pour plusieurs déplacements locaux pourront être délivrées après demande d'autorisation par l'armée.

1.4 OBJET DE LA PRESENTE ETUDE.

Dans la partie 2 qui suit, nous étudions les conséquences du passage de l'E.F.A. sur les ouvrages d'art. et pour ce faire :

- nous proposons au paragraphe 2.1 une méthode de vérification simplifiée permettant de s'assurer rapidement si un ouvrage est apte ou non à recevoir l'E.F.A. ;
- nous rappelons au paragraphe 2.2 les règlements de charge et au paragraphe 2.3 les règlements de calcul ;
- nous appliquons ensuite au paragraphe 2.4 le principe de cette vérification au cas des ponts à poutres entretoisées isostatiques. Nous en déduisons les catégories d'ouvrages de ce type qu'il ne sera pas nécessaire de calculer sous le passage de l'E.F.A. pour s'assurer que ce convoi ne provoque pas de dépassement de la capacité portante. Ces catégories dépendent de la portée, de la largeur et des règlements de charge et de calcul utilisés lors de la conception de l'ouvrage ;
- dans les paragraphes suivants, nous étudions quelques points particuliers : le poinçonnement des dalles (§ 2.5), les dalles de couverture des ponts à poutres (§ 2.6), la fatigue des ouvrages mixtes (§2.7), des ouvrages particuliers (buses métalliques, ponts-dalles et ouvrages de soutènements (§2.8)).

La partie 3 traite des conséquences du passage de l'E.F.A. sur les chaussées routières du réseau national. Il est procédé à l'étude de l'endommagement que produit le passage de l'E.F.A. **sur les chaussées habituellement rencontrées sur le réseau national.**

Dans la partie 4, nous proposons une procédure d'instruction technico-administrative permettant d'étudier un itinéraire en vue de la circulation de l'E.F.A.

2 FRANCHISSEMENT DES OUVRAGES D'ART.

2.1 PRESENTATION D'UNE METHODE DE VERIFICATION SIMPLIFIEE.

Nous présentons ici une méthode simplifiée permettant de contrôler si l'E.F.A. seul, ou mêlé à la circulation, peut franchir un ouvrage d'art sans provoquer de dépassement de sa capacité portante. **Lorsque des dépassements apparaissent, un recalcul complet tenant compte de la spécificité de l'ouvrage est nécessaire pour définir les conditions de circulation de l'E.F.A. sur l'ouvrage.**

2.1.1 Types d'ouvrages étudiés.

Les ouvrages qui peuvent faire l'objet de la vérification rapide que nous présentons ici doivent être en bon état, c'est à dire recensés par l'IQOA de classe 1, 2, voire 2E après avis du service chargé des ouvrages d'art (la C.D.O.A.).

D'autre part, ils ne doivent pas avoir été conçus avec des règlements antérieurs à celui de 1927.

Dans la partie 2.2 ci-dessous, nous appliquons cette méthode simplifiée à des ponts à travées indépendantes (dans le but de simplifier les calculs), comportant des poutres entretoisées. Ce type de ponts est effectivement très sensible aux effets des charges concentrées.

Les limites de la méthode de vérification sont données au paragraphe 2.1.5

2.1.2 Principe des vérifications.

Le principe des vérifications de cette méthode simplifiée consiste à comparer les sollicitations développées dans l'ouvrage par l'E.F.A. (seul ou mêlé à une circulation concomitante théorique que nous présentons ci-dessous) aux sollicitations développées par les charges civiles en vigueur à l'époque de la construction de l'ouvrage.

Notons que les sollicitations développées par les charges civiles dépendent des règlements de charge et de calcul utilisés pour la construction de l'ouvrage (à cause des coefficients partiels de sécurité sur les actions γ_Q et sur les matériaux γ_M).

2.1.3 Modèle de chargement représentatif de l'E.F.A. mêlé à la circulation.

Conformément au modèle théorique mis au point lors de l'élaboration des circulaires n° 75-173 du 19 novembre 1975 et R/EG.3 du 20 juillet 1983, on considère que la prise en compte des camions Bc du titre II fascicule 61 du CPC avec substitution de l'un d'entre eux par l'E.F.A. correspond au cas où l'E.F.A. est mêlé à une circulation concomitante. Dans ce cas de chargement, les camions Bc n'ont pas à être pondérés par les coefficients de dégressivité b_c (dont il est question dans le règlement de charge de 1971).

Comme l'indique la circulaire du 20 juillet 1983 sur les transports exceptionnels, la charge (E.F.A.+Bc) doit être pondérée par 1,1. Ce coefficient est destiné à couvrir les déséquilibres de charges sur les essieux dus à la non-planéité, aux pentes des chaussées ou aux tolérances de positionnement du colis, ainsi que les incertitudes sur son poids réel.

D'autre part, la charge (E.F.A.+Bc) est pondérée par δ , coefficient de majoration dynamique tel que défini par le titre II du fascicule 61 du CPC .

Positionnement transversal du chargement (E.F.A. + Bc)

Nous notons L ; la largeur chargeable de l'ouvrage, telle que définie par le fasc.61, titre II.

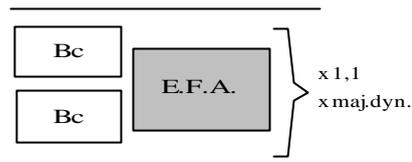
• **4,50 m ≤ L < 5 m :**

D'après les règles du fascicule 61, titre II, on ne doit considérer qu'une seule file de camions Bc. Le remplacement de l'un des Bc par l'E.F.A. donne la configuration suivante :



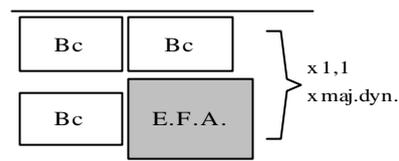
• **5m ≤ L < 7 m :**

Dans ce cas, deux files de camions Bc doivent être considérées, mais on ne placera pas de camion Bc de front avec l'E.F.A. compte tenu de sa largeur.

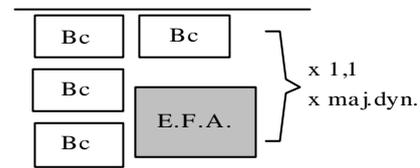


• **7 m ≤ L < 9 m :**

A partir d'une largeur de 7 mètres, il a été considéré que le dépassement ou la rencontre d'un E.F.A. et d'un camion Bc pouvait théoriquement se produire. L'espace entre camions est alors d'environ 50 cm lorsque les rétroviseurs des camions se trouvent à la limite de la largeur chargeable.

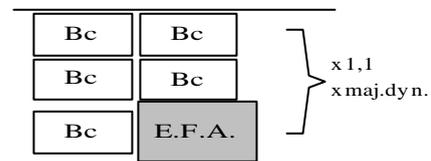


• **9 m ≤ L < 10 m : (voir la remarque)**



• **L ≥ 10 m : (voir la remarque)**

A partir de 10 mètres de largeur chargeable, on considère que deux files de camions Bc peuvent théoriquement doubler ou croiser l'E.F.A.

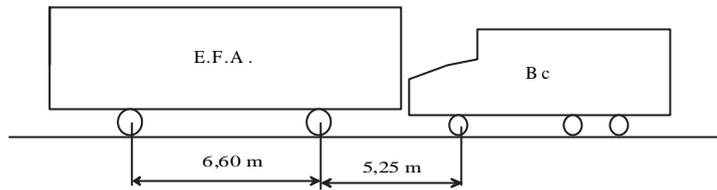


Remarque :

A partir de 9 m, l'accumulation de charges est très sévère et a une probabilité très faible de se produire. Une étude plus fine avec la circulation concomitante réelle serait possible mais plus complexe et plus longue à effectuer. Ce type d'étude a été effectué pour le passage du porte-engins-blindés Leclerc (se reporter au guide P.E.B. Leclerc de la DR/DSCR/SETRA). En attendant une refonte complète des règles de calcul de la force portante des ponts sous convois exceptionnels, la méthode

simplifiée est à appliquer, mais avec discernement. Par exemple, pour des ponts de largeur très importante, le cas de charge ($L \geq 10$ m) peut être retenu.

Positionnement longitudinal du chargement (E.F.A. + Bc)



2.1.4 Interprétation des résultats.

Nous adoptons la notation suivante :

- E_0 : les sollicitations développées par les charges civiles (de type A et B) en tenant compte des coefficients pondérateurs des règlements de charge et de calcul en vigueur lors de la conception de l'ouvrage
- E_1 : les sollicitations développées par la charge (E.F.A. + Bc), qui est pondérée par le coefficient 1,1 des convois exceptionnels et le coefficient de majoration dynamique δ .
- E_2 : les sollicitations développées par l'E.F.A. seul (pondéré également par 1,1 et δ).

- Si $E_1 \leq E_0$, le passage de l'E.F.A. sur l'ouvrage mêlé à la circulation normale ne provoque pas de charge supérieure à la capacité portante du pont. Il n'est pas nécessaire d'imposer de restriction particulière de circulation.
- Si $E_2 \leq E_0 < E_1$, l'E.F.A. peut franchir l'ouvrage à vitesse normale, à condition d'interdire la circulation aux autres véhicules (poids lourds).
- Si $E_2/\delta \leq E_0 < E_2$, l'E.F.A. peut circuler au pas, en étant le seul véhicule admis sur l'ouvrage.
- Si $E_0 < E_2/\delta$, la capacité portante du pont ne permet pas le passage de l'E.F.A.

Dans un tel cas, des conditions supplémentaires relatives au positionnement de l'E.F.A. sur l'ouvrage permettront peut être de ne pas avoir de dépassement des sollicitations E_0 . Mais si ce n'est pas le cas un "recalcul" complet de l'ouvrage s'impose (cette étude fine des niveaux de contraintes dans toutes les parties de l'ouvrage pourra éventuellement montrer que celui-ci peut accepter l'E.F.A.) sachant que l'E.F.A. est agressif pour les petits ponts et les éléments secondaires (pièces de pont, longerons...) compte tenu de la charge importante sur ses essieux.

2.1.5 Limites de la méthode.

Pour les ouvrages dimensionnés avec les charges militaires, il semblerait naturel d'appliquer le même principe de vérification, en comparant cette fois les sollicitations développées par l'E.F.A. mêlé à la circulation concomitante théorique avec celles développées par les charges militaires (si la vérification effectuée avec les charges civiles n'est pas concluante).

En fait, cette comparaison simplifiée n'est pas toujours possible car les règlements anciens autorisaient un dépassement des contraintes admissibles sous les charges militaires.

Il est nécessaire dans ce cas, de prendre en compte le dépassement autorisé (qui était en général de 20%, voire 33%) avec les effets du poids propre dans les termes comparatifs. Ce qui impose des vérifications de ce type :

$$S[G + (B_c + EFA) \times 1,10 \times d] \leq \frac{1}{K} S[G + (Q_{rp}) \times g_{Q_{rp}} \times d_{rp}]$$

Avec :

- G : action du poids propre
- Q_{rp} : action due à la charge militaire (par exemple CM4 de 100t ou MC120 de 110t)
- $g_{Q_{rp}}$: pondération de la charge militaire (égale à 1 en général)
- d_{rp} : coefficient de majoration dynamique relatif à la charge militaire
- Le coefficient $K=1,2$ ou $1,33$ correspond à la majoration des contraintes de 20% ou de 33% (33% dans le cas de l'espacement réduit) autorisée sous les charges militaires par exemple pour un pont en béton armé conçu avec le règlement de 1964.

Cette condition est extraite du §3.2.5 du "Guide pour la vérification des ouvrages d'art routiers et autoroutiers sous le passage du porte-engins-blindés Leclerc" du SETRA de février 1999 auquel on pourra se reporter pour avoir plus d'informations concernant les dérogations sous charges militaires ou les insuffisances de calcul des règlements passés (dont il est question ci-dessous).

D'autre part, des insuffisances de calcul, telle que la non prise en compte du gradient thermique, du fluage, sont connues pour les ouvrages conçus avec certains règlements (les ouvrages en béton précontraint antérieurs à 1975 n'ont pas été dimensionnés avec le gradient thermique). Il convient alors de les prendre en compte en les ajoutant aux sollicitations de l'E.F.A. avant de les comparer avec E_0 .

2.2 EVOLUTION DES REGLEMENTS DE CHARGES CIVILES.

2.2.1 Circulaire du 10 Mai 1927.

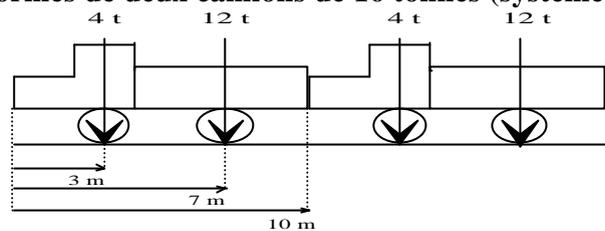
La partie programme de surcharges de ce règlement conçu pour les ponts métalliques était aussi applicable aux ponts en béton armé.

- **Les charges de trottoir** de 400 kg/m^2 devaient être prises en compte en même temps que les charges de chaussée. Leur intensité pouvait être réduite jusqu'à 300 kg/m^2 .

Les charges sur la chaussée étaient définies par le plus défavorable des deux systèmes de charges suivants :

- **Une surcharge uniforme (système A)** définie par la formule:
 $p(\text{en kg/m}^2) = 820 - 4 L$ si $L < 80 \text{ m}$ où $L(\text{en m})$ est la longueur chargée.
 $p = 500 \text{ kg/m}^2$ si $L \geq 80 \text{ m}$

- **Des convois types formés de deux camions de 16 tonnes (système B) :**



Largeur d'encombrement : 2,50 m

On supposait, circulant côte à côte et dans le même sens autant de convois types que la largeur de la chaussée le permettait. Le poids d'un camion pouvait être réduit sans toutefois être inférieur à 12 t.

Un premier coefficient de majoration dynamique s'appliquait aux charges concentrées et de trottoir et un second coefficient s'appliquait aux charges réparties de chaussée et de trottoir. La formule utilisée est celle qui figure dans le titre II du fascicule 61 du CPC. Il y avait donc un coefficient différent pour les hourdis, les longérons ou les entretoises.

A partir de 1934, pour les ponts en béton armé où tous ces éléments sont liés, le commentaire de l'article 3 de la circulaire de 1934 relative au calcul du béton armé prévoyait de calculer un seul coefficient de majoration dynamique pour les éléments du tablier en considérant les charges permanentes P et les surcharges S appliquées à un carré ayant pour côté la largeur du tablier.

Note : se reporter à la page 459 de l'ouvrage de P. CHARON, relatif au calcul et à la vérification des ouvrages en béton armé. Editions Eyrolles 1957. En effet, le règlement de 1927 n'est pas très clair sur les conditions d'application de la majoration dynamique.

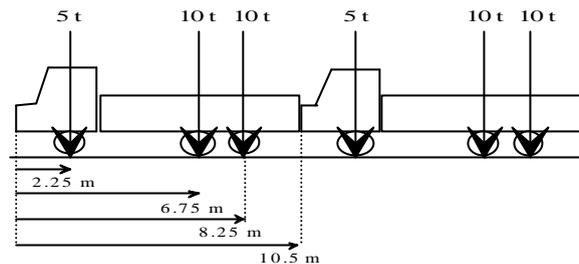
2.2.2 Circulaire du 29 Août 1940.

- **Les charges de trottoir** de 400 kg/m^2 devaient être prises en compte en même temps que les charges de chaussée. Leur intensité pouvait être réduite jusqu'à 300 kg/m^2 .

Les charges sur la chaussée étaient définies par le plus défavorable des deux systèmes de charges suivants :

- **La charge uniforme répartie (système A)** est augmentée et se calcule par la formule :
 $p(\text{en kg/m}^2) = 1200 - 8L$ si $L < 80 \text{ m}$ où $L(\text{en m})$ est la longueur chargée.
 $p = 500 \text{ kg/m}^2$ si $L \geq 87,50 \text{ m}$

Les convois types (système B) à considérer étaient les suivants :



Largeur d'encombrement : 2,50 m

Les convois types étaient disposés de front sur autant de files que le permet la largeur de la chaussée.

Le poids d'un camion pouvait être réduit sans toutefois être inférieur à 18 t.

Le principe du double coefficient de majoration dynamique était conservé.

2.2.3 Circulaire du 5 Avril 1958 et du 19 Août 1960.

- **Les charges de trottoirs** étaient supposées appliquées en même temps que les charges de chaussée (si cela était plus défavorable pour l'effet recherché). Il fallait considérer soit des surcharges dites locales de 450 kg/m² pour la justification des éléments du tablier (dalles, longerons, entretoises...) soit des surcharges dites générales de 150 kg/m² pour la justification des poutres principales.

Par ailleurs, si le trottoir et la chaussée n'étaient pas séparés par un obstacle infranchissable (une bordure de trottoir n'étant pas considérée comme telle), les surcharges locales comportaient une roue isolée de 3 tonnes (dont la surface d'impact était un carré de 20 cm de côté). Cette roue était disposée sur le trottoir de la façon la plus défavorable pour l'élément considéré et ses effets, contrairement aux autres charges de trottoir, n'étaient pas cumulables avec ceux des charges de chaussée.

Les charges sur la chaussée étaient définies par le plus défavorable des deux systèmes de charges suivants :

- **Les charges réparties** ont été redéfinies et cette nouvelle formule prend en compte la majoration dynamique :

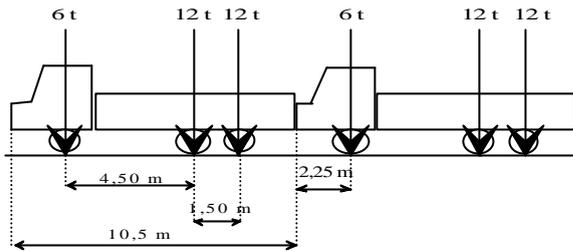
$$p = 350 + \frac{320\,000\,000}{(L^3 + 60L^2 + 225000)} \text{ (en kg/m}^2\text{)} \text{ avec } L \text{ est la longueur chargée, exprimée en mètres.}$$

La zone chargée comprenait un nombre entier de voies de circulation (le nombre de voie étant égal à la partie entière du quotient par 3 de la largeur de chaussée).

- **Les charges concentrées :**

Elles seules devaient être pondérées par un coefficient de majoration dynamique.

- Les convois types **Bc** :



Largeur d'encombrement : 2,50 m

On disposait sur la chaussée au plus autant de convois que la chaussée comportait de voies de circulation.

- L'essieu isolé **Be**:

Il était assimilé à un rouleau (2,50 m x 0,08 m) d'un poids de 20 tonnes et était placé n'importe où sur la chaussée (un seul essieu par ouvrage).

- La roue isolée **Br** de 10 tonnes.

Son impact au sol était un carré de 30 cm de côté, placé n'importe où sur la chaussée.

2.2.4 Règlement actuel : Circulaire du 29 Décembre 1971 (fascicule 61, titre II du C.P.C.)

• **Les charges de trottoirs.**

- Les charges locales réparties ($p = 450 \text{ kg/m}^2$) cumulables avec les charges du système B ou les charges militaires.
- La roue isolée de 6 tonnes (sur un carré de 25 cm de côté) non cumulable avec d'autres charges.
- Les charges générales ($p = 150 \text{ kg/m}^2$) cumulables avec les charges de chaussée.

• **Les charges réparties sont définies par la nouvelle formule :**

$$p = 230 + \frac{36\,000}{(L + 12)} \quad (\text{en kg/m}^2) \quad \text{où } L \text{ est la longueur chargée, exprimée en mètres.}$$

La majoration dynamique est déjà prise en compte dans cette formule.

Ce règlement introduit la notion de classe de pont que l'on détermine en fonction de la largeur roulable et de la destination du pont.

Des coefficients a_1 et a_2 viennent pondérer la charge répartie en fonction du nombre de voies chargées et de la classe du pont.

• **Les charges concentrées :**

Elles sont à pondérer par le coefficient de majoration dynamique.

- Les convois de type **Bc** sont inchangés par rapport à 1960.

Par contre, un coefficient b_c ($<$ ou $>$ 1) vient pondérer la charge due à B_c (b_c dépend de la classe du pont et du nombre de voies chargées).

Sont disposés sur la chaussée au plus autant de convois que la chaussée comporte de voies de circulation.

- Le tandem Bt, constitué de deux essieux de 16 t espacés de 1,35 m, remplace l'essieu isolé Be. Ce tandem n'est pas applicable aux ponts de 3^{ème} classe.
Pour les ponts à une voie, un seul tandem est disposé sur la chaussée; pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems au plus sont disposés de front.
Un coefficient bt, de rôle analogue à celui concernant Bc, pondère la charge Bt.

- La roue isolée de 10 tonnes voit son empreinte au sol s'agrandir : 30 cm x 60 cm (la roue progresse perpendiculairement à sa grande largeur).

Remarque :

Normalement, les ponts de 1^{ère} et 2^{ème} classe dimensionnés sous les charges B de 1971 peuvent permettre le passage des véhicules de 45 ou 70 tonnes si ceux-ci satisfont aux prescriptions suivantes :

- les charges maximales par essieu, la distance maximale entre deux essieux consécutifs et la masse maximale du véhicule satisfont aux prescriptions de la circulaire n° 45 du 24 juillet 1967;
- conformément à l'article R 57 du code de la route, la charge totale ne dépasse pas 5 t par mètre linéaire de la distance entre essieux extrêmes;
- lorsque le véhicule comporte plus de trois essieux, la charge totale portée par trois essieux consécutifs quelconques ne dépasse pas 6,5 t par mètres linéaire de la distance entre les essieux extrêmes de la série de trois considérée.

Il a d'autre part été considéré que la circulation de ces véhicules se faisait dans les conditions suivantes :

- ils ne sont pas admis sur les ponts de 3^{ème} classe;
- le croisement de deux véhicules de 70 t est interdit sur les ponts à deux voies;
- le croisement d'un véhicule de 70 t avec un poids lourd de charge totale supérieure à 26 t est interdit sur les ponts de 2^{ème} classe.

2.3 PRISE EN COMPTE DES REGLEMENTS DE CALCUL.

On pourra se reporter au guide sur le Porte-Engins-Blindés Leclerc du Service d'Études Technique des Routes et Autoroutes, de février 1999 pour avoir la liste presque exhaustive des règlements de charge et de calcul depuis 1906 (avec leur référence et une courte synthèse de leur contenu).

Comme on l'a vu précédemment, la méthode de vérification simplifiée consiste à déterminer les efforts induits par l'E.F.A. pour les comparer avec les efforts induits par les charges civiles dimensionnantes lors de la conception de l'ouvrage traité.

Les efforts induits par l'E.F.A. doivent être pondérés par 1,1 et δ (coefficient de majoration dynamique).

Par contre, les charges civiles en vigueur à l'époque de la construction de l'ouvrage sont affectées des coefficients qui leur sont attribués par les règlements de calcul utilisés. Lorsqu'il y a le choix entre plusieurs coefficients (correspondant à des combinaisons différentes), on retient le moins élevé : c'est à dire celui de la combinaison du 1^{er} genre pour les règlements aux contraintes admissibles ou celui de l'E.L.S. pour les règlements aux Etats Limites.

Pour les différents matériaux de construction (béton armé, béton précontraint, métal et mixte) et à travers la chronologie de leurs règlements de calcul, nous récapitulons l'évolution de ces coefficients pondérateurs.

Il revient aux responsables d'un recalcul de consulter les textes originaux dans leur totalité avant d'entreprendre celui-ci.

Remarque :

Pour les structures où contraintes et sollicitations sont proportionnelles (flexion simple, traction simple,...) le fait de pondérer, soit les actions, soit les sollicitations ne joue pas sur les résultats. Il n'en est pas de même s'il n'y a pas proportionnalité (instabilité élastique, inversion des moments, flexion composée).

LE BETON ARME.

Pour les ouvrages conçus avec des règlements antérieurs à celui de 1964 (circulaire du 14 novembre 1964), il n'y avait pas de coefficient de pondération des actions ou des sollicitations.

Avec le règlement de 1964 [titre VI du fascicule 61 du C.P.C. -Conception et calcul des ouvrages en béton armé- circulaire du 14 novembre 1964], les sollicitations des charges civiles étaient pondérées par 1,2 dans les combinaisons dites du 1^{er} genre.

Ensuite, les règlements aux Etats Limites (BAEL 80, 83, puis 91) ont ramené cette pondération à 1 (dans les combinaisons de l'E.L.S.). Mais la valeur nominale des charges civiles devait être multipliée par 1,2 pour obtenir la valeur caractéristique.

En conclusion, les sollicitations dues aux charges civiles doivent être prises en compte sans pondération pour tous les ouvrages en béton armé conçus avec des règlements antérieurs à celui de 1964. Par contre, de 1964 à nos jours, les actions développées par les charges civiles seront pondérées par 1,2.

LE BETON PRECONTRAIN.

C'est le 1^{er} octobre 1953 qu'apparaît le premier règlement français de béton précontraint. Les charges civiles y sont prises en compte sans pondération.

Le règlement de calcul du 12 août 1965 (IP1-Instruction provisoire relative à l'emploi du béton précontraint) ne modifie pas cette disposition.

Par contre, dans le règlement de charge de 1971 (additifs au titre II du fascicule 61 du CPC), les charges civiles sont multipliées par un coefficient de 1,1 dans la combinaison de service.

La circulaire du 2 avril 1975 précise les modalités de la prise en compte des effets du fluage et du gradient thermique.

Enfin, le BPEL 83 (circulaire du 8 octobre 1983) introduit les charges civiles sans pondération dans les combinaisons de l'E.L.S., mais leur valeur nominale doit être multipliée par 1,2. Ce principe est conservé par le BPEL 91 (circulaire du 30 décembre 1992).

En conclusion, les sollicitations dues aux charges civiles des ouvrages en béton précontraint conçus avant le règlement de charge de 1971 sont prises en compte sans pondération.

Entre la circulaire de 1971 et le BPEL 83, un coefficient de 1,1 leur est appliqué.

Et à partir du BPEL 83, le coefficient à appliquer aux actions est de 1,2.

LE METAL.

Pour les règlements antérieurs à la circulaire du 19 août 1960 (fascicule 61, titre I à V), les charges civiles ont été prises en compte sans pondération. A partir de ce règlement, les sollicitations dues aux charges civiles ont été pondérées par 1,2.

La circulaire du 7 août 1973, qui introduit les calculs aux états limites, ramène cette pondération à 1 mais la valeur nominale des charges civiles doit être multipliées par 1,2 pour obtenir la valeur caractéristique.

En conclusion, pour les règlements antérieurs à celui de 1960, les charges civiles ne sont pas pondérées. A partir de ce règlement, leur pondération est de 1,2.

Remarque :

Pour les parties métalliques des ponts mixtes, les circulaires renvoient aux règlements de calcul des ponts métalliques.

2.4 APPLICATION AUX PONTS A POUTRES ENTRETOISEES.

Les vérifications effectuées concernent tout d'abord les poutres principales pour lesquelles moments fléchissants et efforts tranchants maximaux sont calculés sous les différents chargements.

Il a été supposé que les limites de la méthode simplifiée n'intervenaient pas.

Ensuite, les vérifications portent sur les entretoises. Les entretoises sont en effet très sensibles aux charges lourdes concentrées. L'espacement des poutres sous la chaussée est pris entre 3 et 4 mètres et l'espacement longitudinal des entretoises varie de 5 à 10 mètres.

Remarque :

Les résultats de cette méthode simplifiée peuvent être étendus à d'autres types d'ouvrages moins sensibles aux charges lourdes que les ponts entretoisés.

2.4.1 Vérification des poutres principales.

Les moments fléchissants et les efforts tranchants maximaux ont été calculés en additionnant les résultats obtenus pour chaque file avec les différents chargements à prendre en compte dans la vérification simplifiée. L'annexe 2 présente la méthode de calcul utilisée.

2.4.2 Vérification des entretoises.

Les moments fléchissants et efforts tranchant maximaux ont été calculés sous les différents chargements. Les détails de ce calcul sont donnés en annexe 2.

Nous avons pris des espacements d'entretoises variant de 5 à 10 mètres.

Pour les trois largeurs de chaussée considérées; nous avons pris un espacement entre poutres de 3 ou 4 mètres.

2.4.3 Résultats obtenus.

Les résultats que nous avons obtenus sont résumés dans les tableaux qui suivent :

- Les cases blanches signifient que l'E.F.A. peut circuler avec la circulation concomitante;
- les cases en gris clair signifient que l'E.F.A. peut franchir l'ouvrage à condition d'être seul;
- Les cases en gris foncé signifient que l'E.F.A. ne peut pas franchir l'ouvrage.

Des conditions complémentaires peuvent s'imposer sur la portée L de l'ouvrage et l'espacement D des entretoises.

Ponts de 5,50 mètres de largeur roulable :

Règlements de calcul	1927		1940	1953	1960	1964	(1965)	1971	1983	
Règlements de charge	1927		1940	1953	1960	1964	(1965)	1971	1983	
Béton armé										
Béton précontraint										
Métal										



On lira par exemple que sur les ouvrages en béton précontraint conçus avec le règlement de calcul de 1953 et le règlement de charge de 1940, l'E.F.A. pourra circuler soit seul sur l'ouvrage, soit avec la circulation concomitante mais à condition que l'espacement des entretoises soit inférieur à 10 mètres.

Ponts de 7 mètres de largeur roulable :

Règlements de calcul	1927		1940		1953		1964		1971		1983	
Règlements de charge							(1965)					
Béton armé						D < 8 m et L > 18 m	D < 7,5m et L > 12m					
Béton précontraint						D < 8 m et L > 18 m			L > 10 m			
Métal						D < 7,50 m et L > 12 m						

Ponts de 10 mètres de largeur roulable :

Règlements de calcul	1927		1940		1953		1964		1971		1983	
Règlements de charge							(1965)					
Béton armé						L > 16 m						
Béton précontraint						L > 16 m			L > 8 m			
Métal												

2.4.4 Conclusions.

Les tableaux précédents font apparaître que pour des règlements anciens, il n'est pas du tout évident que l'effet des charges de l'E.F.A. mélangé ou non à la circulation soit couvert par les charges civiles. En cela, on retrouve les résultats relatifs aux convois de première et de deuxième catégorie du paragraphe 4 de la circulaire REG. 3 du 20 juillet 1983.

En effet, les résultats des tests montrent que si les sollicitations longitudinales sont excessives pour les ouvrages de faibles portées, ce sont surtout les sollicitations dans les entretoises qui posent problème.

Il est donc conseillé pour les ouvrages concernés :

- en premier, d'appliquer la méthode simplifiée sur la géométrie réelle du pont à poutres entretoisées pour estimer les sollicitations développées d'une part par l'E.F.A. mélangé au trafic et d'autre part par les charges civiles et l'importance des dépassements ;
- en second, mais seulement si les dépassements sont faibles, de faire un recalcul complet et de comparer les contraintes avec les contraintes limites sur lesquelles il est possible de procéder à des ajustements en particulier des coefficients de sécurité sur les matériaux.
- en troisième d'étudier des conditions particulières de passage sur l'ouvrage (au pas et dans l'axe par exemple).

2.5 RESISTANCE AU POINÇONNEMENT D'UNE DALLE EN BETON ARME.

Sous l'action des forces localisées qu'exercent les roues de l'E.F.A. sur la chaussée des ouvrages d'art lorsqu'il s'agit de dalles en béton armé, il y a lieu de vérifier leur résistance au poinçonnement. Pour effectuer cette vérification, on se réfère au paragraphe A.5.2,42 du BAEL91.

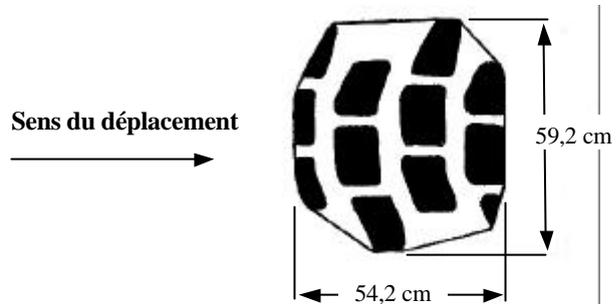
La condition de non-poinçonnement y est donnée sous la forme d'une inégalité à vérifier :

$$Qu \leq 0.045 u_c h \frac{f_{cj}}{g_b}$$

La roue avant de l'E.F.A.(la plus chargée) comporte un pneumatique radial (XL 26,5 x 25), dont les caractéristiques sont :

- Aire de l'enveloppe : 2 674 cm²
- Aire de l'empreinte : 1 408 cm²
- Pression de gonflage sur route : 6 bars
- Charge : 10,9 tonnes.

Sens du déplacement



Les hypothèses suivantes sont retenues pour le calcul :

- L'enveloppe de l'empreinte au sol de la roue de l'E.F.A. est assimilée à un cercle de 58,4 cm de diamètre (la surface correspondante est bien de 2674 cm²).
- La charge maximale, transmise par une roue (10,9 tonnes) est pondérée par un coefficient de majoration dynamique pris égal à 1,4 (et par le coefficient de combinaison à l'E.L.U. de 1,5).

Résultats obtenus

Pour une résistance à la compression du béton à 28 jours prise égale à 20 Mpa , l'épaisseur minimale de la dalle doit être de 16 cm.

Pour une résistance à la compression du béton à 28 jours prise égale à 25 Mpa , l'épaisseur minimale de la dalle doit être de 13,5 cm.

En conclusion, sauf cas exceptionnel et hourdis en mauvais état, on peut considérer que la condition de non poinçonnement est satisfaite.

2.6 VERIFICATION DES DALLES DE COUVERTURE DES PONTS A POUTRES

Dans ce chapitre, nous étudions la résistance des dalles de béton délimitées par les poutres, les entretoises ou les pièces de ponts de ponts à poutres sous chaussée.

Nous nous plaçons toujours dans le cadre de la vérification simplifiée (se reporter au §2.1) qui consiste à comparer les sollicitations de l'E.F.A. avec celles des charges civiles en tenant compte le cas échéant des coefficients de majoration dynamique δ et des coefficients de pondération liés aux combinaisons d'actions des règlements de calcul.

Les règlements de charge concernés sont les règlements de 1958/1960 et de 1971. Pour des ouvrages conçus avec des règlements plus anciens, il est préférable de procéder à un recalcul des dalles de couverture compte tenu des charges à l'essieu beaucoup plus faibles retenues par ces règlements.

Nous rappelons que pour un hourdis dimensionné avec les charges militaires, la comparaison avec les sollicitations induites par l'E.F.A. n'est concluante qu'à condition que le règlement de calcul de l'ouvrage n'ait pas autorisé de dépassement des contraintes admissibles sous charges militaires.

Dans un premier temps, nous étudions le cas des dalles simplement appuyées sur leurs bords. Ce cas correspond aux ponts à poutres entretoisées si les âmes des poutres sont suffisamment fines pour ne pas créer de moment d'encastrement avec le hourdis.

Nous traitons d'abord le cas des moments maximaux au centre de ces dalles, puis celui des moments maximaux de continuité sur appuis.

Dans le cas des ponts à poutres à âmes épaisses, qui est aussi celui des ponts comportant des caissons en béton (le hourdis est partiellement encasté sur les âmes du caisson), nous donnerons les étapes du calcul permettant de déterminer les efforts.

Par ailleurs, nous ne traitons pas du cas des dalles en encorbellement car, dans la grande majorité des cas, l'E.F.A. ne circulera pas sur les bords de dalle où se trouvent généralement les passages de service ou les trottoirs.

2.6.1 Dalles simplement appuyées sur leurs bords.

Remarques préliminaires :

- Pour prendre en compte la continuité des dalles sur les pièces de pont et sur les poutres, la méthode forfaitaire consiste à calculer le moment au centre de la dalle, considérée simplement appuyée sur ses bords, puis à multiplier ce résultat par des coefficients forfaitaires pour obtenir les moments réels au centre et sur les bords de dalle.

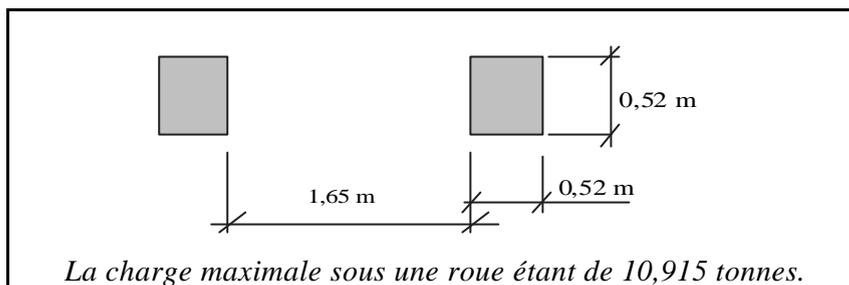
Comme notre vérification consiste à comparer des efforts engendrés par des chargements divers et que les coefficients forfaitaires ne dépendent pas du type de chargement, il ne sera pas nécessaire dans ces vérifications de tenir compte des moments de continuité des dalles. On se contentera donc de comparer les moments des dalles simplement appuyées sur leurs bords.

Par contre, il faut prendre en compte les coefficients de majoration dynamique et les coefficients de pondération des actions liés aux règlements de charge ou de calcul.

Pour l'effort tranchant, il est admis qu'ils sont les mêmes dans le cas de la dalle continue sur appui simple ou délimitée à ses appuis simples.

- L'espacement des essieux de l'E.F.A. étant de 6,60 mètres, nous faisons l'approximation que leur influence réciproque est nulle; nous ne considérons qu'un seul essieu.
- L'enveloppe de l'empreinte du pneu de l'E.F.A., gonflé à 6 bars (cas d'une circulation sur route), est un polygone qui s'inscrit dans un rectangle dont le côté longitudinal fait 54,2 cm, alors que le côté transversal fait 59,2 cm.
Par conséquent, et dans le but de simplifier les calculs, nous proposons de considérer que cette enveloppe est un carré de 52 cm de côté (ce qui permet de respecter sensiblement la surface réelle de l'impact qui est de 2674cm²).

Nous modélisons l'essieu de l'E.F.A. de la façon suivante :



- Nous comparons les roues isolées des règlements de 1958/1960 et de 1971 avec celle d'une roue de l'E.F.A.

La roue de l'E.F.A., pour un poids comparable à celui des roues isolées des règlements, a une surface d'impact nettement plus importante. Il est donc fort probable que les efforts induits par la roue de l'E.F.A. dans la dalle seront inférieurs ou très proches de ceux induits par la roue isolée des règlements de charge de 1958/60 ou de 1971.

	Poids	Surface de l'impact
E.F.A.	10,9 t	2 674 cm ²
1958/60	10,0 t	900 cm ²
1971	10,0 t	1 800 cm ²

2.6.1.1 Moments de flexion.

Les moments de flexion sont calculés au centre des dalles.

Pour la conduite et la simplification des calculs, nous considérons toujours des dalles de 16 cm d'épaisseur, recouvertes d'une couche de 8 cm de béton bitumineux (il est clair qu'en réalité, les épaisseurs de dalle dépendront des portées).

Le positionnement des charges sur les dalles doit tenir compte de la présence des équipements (trottoir, glissière de sécurité, ...). Dans les exemples de calcul qui suivent, nous n'avons pris en considération aucun équipement susceptible de limiter ce positionnement.

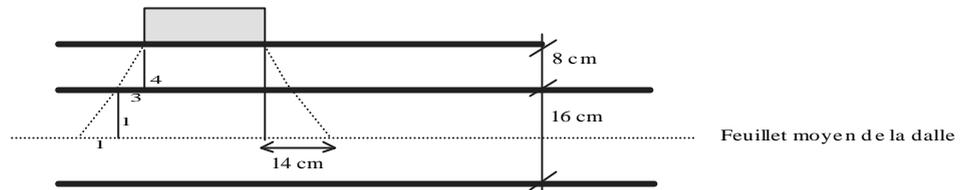
Moments induits par l'E.F.A. :

Les moments sont calculés au moyen des abaques de Pigeaud.

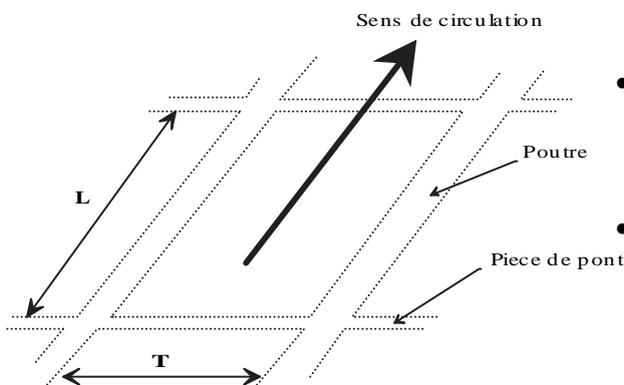
Le coefficient de poisson ν est pris égal à 0,2 (nous comparons en effet des sollicitations avec les combinaisons de service).

Le coefficient de majoration dynamique δ et les autres coefficients de combinaison seront introduits par famille d'ouvrages (BA, BP, métal ou mixte).

Conformément aux règles d'utilisation des abaques de Pigeaud, la diffusion des efforts jusqu'au feuillet moyen de la dalle est la suivante :



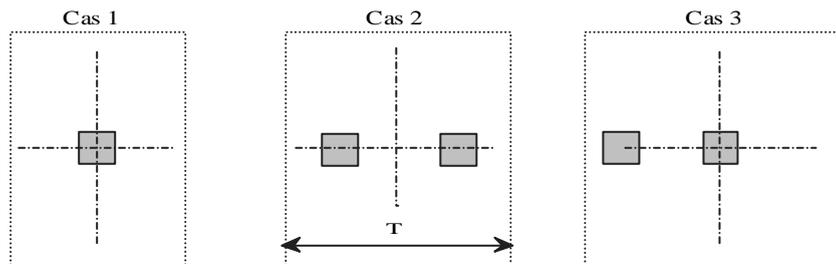
Les dimensions des dalles de couverture des ponts sont très variables :



- **Cas $T < L$** : Ce type de dalles se rencontre couramment dans les ponts à poutres en béton.
- **Cas $T > L$** : Ce type de dalles se rencontre couramment dans les ponts métalliques à poutres et pièces de pont et dans certaines culées creuses.

La position de l'essieu qui provoque les moments les plus élevés au centre de la dalle dépend de sa largeur transversale (T).

Si l'E.F.A. est la seule charge à considérer sur le hourdis, il faut à priori envisager les cas suivants :



Le cas 3 ne peut être considéré que si $T \geq 5$ m.

Par ailleurs nous avons pu constater que le cas 2 ne provoque pas de moments de flexion plus élevés que le cas 1 pour $T < 5$ m. Nous en déduisons que pour $T < 5$ m, il suffit d'étudier le cas 1, alors que pour $T \geq 5$ m, les cas 2 et 3 sont à envisager.

Voici les résultats obtenus pour la dalle présentée plus haut avec des dimensions variables :

	CAS $L > T$				CAS $L < T$		
	L = 6 m T = 5 m	L = 8 m T = 5 m	L = 12 m T = 6 m	L infini T = 6 m	T = 6 m L = 4 m	T = 9 m L = 4 m	T = 12 m L = 4 m
E.F.A.							
M_T	2970	3110	3390	3780	2095	2090	2030

M_L	2690	2480	2825	2710	2845	3450	3390
-------	------	------	------	------	------	------	------

M_T est le moment de flexion transversal et M_L est le moment de flexion longitudinal.
L'unité utilisée est le déca-newtons x mètre (par mètre linéaire).

Moments induits par les charges civiles des règlements de 1958/60 et 1971

Nous avons utilisé les abaques 1 à 60 du chapitre "Détermination des moments fléchissants au centre d'une dalle rectangulaire appuyée sur ses quatre côtés sous l'effet des surcharges réglementaires" du Bulletin Technique n°1 (BT1) du SETRA, intitulé "Calculs de hourdis de ponts".

Remarque :

Les camions Bc des règlements de charge de 1958/60 et de 1971 sont les mêmes. Les abaques du BT1 permettent donc d'obtenir aussi les sollicitations sous les charges Bc du règlement de 1960 sachant que les valeurs fournies par ces abaques ne sont pas pondérées par les coefficients de dégressivité b_c spécifiques au règlement de 1971.

	CAS L > T				CAS L < T		
	L = 6 m T = 5 m	L = 8 m T = 5 m	L = 12 m T = 6 m	L infini T = 6 m	T = 6 m L = 4 m	T = 9 m L = 4 m	T = 12 m L = 4 m
- Bc -(1971)							
M_T	4340	4550	5700	5800	2500	2300	2300
M_L	3300	3100	3700	3650	3900	4530	4600
- Br -(1971)							
M_T	2280	2480	2740	2760	1800	1730	1650
M_L	2200	2120	2250	2240	2390	2500	2500
- Bt -(1971)							
M_T	4400	5050	6400	6560	X	X	X
M_L	3680	3450	4200	4140	4500	5450	5700

L'unité utilisée est le déca-newtons x mètre (par mètre linéaire).
X : Cas non prépondérant

Application au cas d'un pont en béton précontraint :

Nous appliquons le principe de la méthode simplifiée exposée en 2.1 aux exemples que nous avons traités. Nous nous plaçons dans le cas d'un pont en béton précontraint construit dans les années soixante avec le règlement de charge de 1958/1960 et le règlement de calcul de l'IP1 de 1965 (circulaire n°44 du 12 août 1965). Et nous utilisons les résultats de la ligne Bc du tableau précédant (cf. remarque ci-dessus). Pour les combinaisons de service des règlements de calcul du béton précontraint, les charges civiles ne sont pas pondérées.

Si l'on néglige l'influence du coefficient de majoration dynamique (qui dépend du chargement total de la dalle), on obtient les valeurs comparatives qui suivent (Bc à comparer à 1,1 x E.F.A.) :

	CAS L > T				CAS L < T		
	L = 6 m T = 5 m	L = 8 m T = 5 m	L = 12 m T = 6 m	L infini T = 6 m	T = 6 m L = 4 m	T = 9 m L = 4 m	T = 12 m L = 4 m
1,1 x E.F.A.							
M_T	3270	3420	3730	4160	2300	2300	2230

M_L	2960	2730	3110	2980	3130	3780	3730
- Bc -							
M_T	4340	4550	5700	5800	2500	2300	2300
M_L	3300	3100	3700	3650	3900	4530	4600

L'unité utilisée est le déca-newtons x mètre (par mètre linéaire).

On ne constate aucun cas de dépassement. Nous pouvons conclure que l'E.F.A. seul peut circuler sur les hourdis considérés sans provoquer de moment fléchissant au centre des hourdis qui dépassent ceux pris en compte pour leur dimensionnement.

Remarque :

Si l'on considère un pont en béton précontraint construit entre 1971 et 1983, le coefficient de combinaison à prendre en compte pour les charges civiles est de 1,1. Mais les camions Bc doivent être pondérés par le coefficient de dégressivité b_2 supérieur ou inférieur à 1, qui est fonction du nombre de voies chargées.

2.6.1.2 Moments de continuité.

Les moments de continuité maximaux sur appuis sont obtenus lorsque les chargements sont placés symétriquement de part et d'autre de l'appui (poutres ou pièces de pont); ce qui revient à supposer la dalle parfaitement encastree le long du bord considéré.

Les moments induits par les camions Bc ou les tandems Bt s'obtiennent rapidement avec les abaques de Thénos. Il suffit de se référer au chapitre "Calcul des moments de continuité dans les dalles de couverture de ponts à poutres sous chaussées". Ils dépendent du paramètre A qui est la demi largeur de l'âme augmentée s'il y a lieu d'un gousset dessiné à 45° pour les poutres en béton et qui est la demi largeur de la semelle supérieure pour les poutres métalliques.

Les moments induits par l'E.F.A. peuvent être obtenus au moyen des abaques de Pücher en plaçant l'essieu symétriquement par rapport à l'appui qui est considéré parfaitement encastree, alors que les trois autres bords restent des appuis simples.

Pour l'exemple, nous considérons une dalle telle que :

$L = 8$ m (dimension longitudinale) $A = 0,20$ m (paramètre défini précédemment)

$T = 6$ m (dimension transversale) $E = 0,14$ m (hauteur de répartition des efforts)

Les moments de continuité sur poutre obtenus par les abaques précités sont :

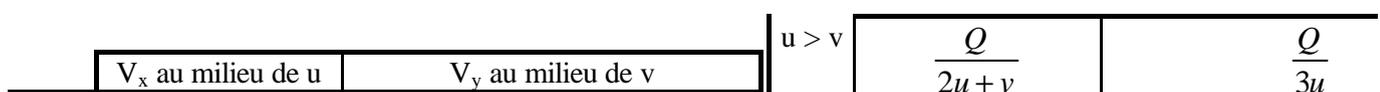
$M (Bc) = 8\ 300$ daN.m

$M (Bt) = 6\ 400$ daN.m

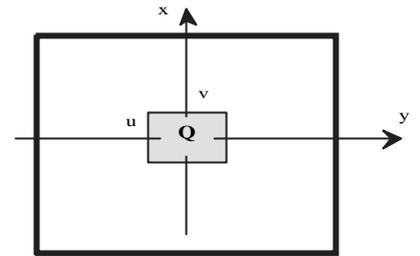
$M (E.F.A.) = 3\ 050$ daN.m

2.6.1.3 Efforts tranchants

Le BT1 précité propose de déterminer les efforts tranchants maximaux dans les dalles en plaçant le rectangle d'impact d'une roue au centre de celle-ci et en calculant leur intensité par unité de largeur avec les expressions qui suivent :



$u < v$	$\frac{Q}{3v}$	$\frac{Q}{2v + u}$
V_x est l'effort tranchant par unité de largeur comptée suivant l'axe x		



La comparaison des sollicitations d'efforts tranchants avec les roues isolées Br des règlements de 1960 et 1971 (avec prise en compte des coefficients pondérateurs de la méthode simplifiée) permet de s'assurer dans la majorité des cas que les sollicitations d'efforts tranchants provoquées par la roue de l'E.F.A. sont couvertes par celles des règlements de charge. On note cependant le cas des dalles précontraintes dimensionnées avec le règlement de 1971 pour lesquelles cette comparaison n'est pas concluante.

2.6.2 Dalles encastrées sur leurs bords.

C'est le cas des dalles liées à des poutres rigides à la torsion, qui peuvent être des poutres à âme épaisse ou bien des poutres caisson. De telles poutres ne seront généralement pas entretoisées et les dalles seront donc de longueur infinie et encastrées sur leurs grands côtés.

Les sollicitations dans ce type de dalle sont obtenues en superposant aux sollicitations de la dalle supposée parfaitement encastrée sur ses bords, les sollicitations induites par les réactions d'encastrement.

Pour la dalle supposée parfaitement encastrée sur ses bords, les sollicitations induites par les camions Bc ou les tandems Bt s'obtiennent rapidement avec les abaques de Thénoz du BT1 (chapitre "Détermination des moments fléchissants au centre d'une dalle rectangulaire infinie, encastrée totalement ou partiellement sur ses côtés").

Les sollicitations induites par l'E.F.A. peuvent être obtenues au moyen des abaques de Pücher.

Pour la dalle soumise aux réactions d'encastrement, les procédés de la R.D.M. permettront de déterminer les efforts induits. Dans le cas d'une poutre caisson, on pratiquera une coupure au milieu du hourdis supérieur pour se ramener au cas isostatique. Ensuite, les équations traduisant que les déplacements sont nuls aux lèvres de la coupure permettront de déterminer les inconnues hyperstatiques.

2.6.3 Conclusion.

La vérification effectuée sur des dalles simplement appuyées d'un pont en béton précontraint conçu avec le règlement de charge de 1960 et le règlement de calcul IP1 de 1965 a montré que les moments de flexion sous l'E.F.A. sont couverts par les sollicitations du dimensionnement de l'ouvrage. Ce pont correspond au cas le plus défavorable que l'on puisse rencontrer parmi les ponts conçus à partir de

1960 puisque le coefficient pondérateur des sollicitations civiles est de 1 (ce qui est la plus petite valeur possible pour tous les ouvrages conçus à partir de cette date).

Il semble donc que le passage de l'E.F.A. sur des dalles de ponts simplement appuyées et conçues à partir de 1958/1960 ne pose pas de problème.

Mais une vérification simplifiée, tenant compte de la spécificité de la dalle de l'ouvrage (dimensions, position par rapport à la chaussée, conditions d'appui sur ses bords) est nécessaire en particulier dans le cas des dalles encastrees sur leurs bords pour lesquelles les moments d'encastrement ont souvent été sous-estimés et ce jusque vers les années 70.

2.7 ETUDE DE LA FATIGUE POUR UN OUVRAGE METALLIQUE OU MIXTE.

Le document de référence sur lequel repose cette étude est le guide de conception et de justification de résistance à la fatigue des ponts métalliques et mixtes (SETRA-CTICM-SNCF. Mai 1996).

Trois cas sont à considérer :

- les ouvrages récents dimensionnés à la fatigue,
- les ouvrages anciens qui ont été dimensionnés sans tenir compte du phénomène de fatigue,
- les ouvrages pour lesquels la fatigue n'est pas dimensionnante.

2.7.1 Ouvrages dimensionnés à la fatigue.

(entrent dans cette rubrique les bipoutres de petites portées construits récemment)

Si l'ouvrage a été dimensionné à la fatigue, il est conçu pour résister pendant 100 ans à l'endommagement dû à la circulation réelle. Le camion Bf de 30 tonnes a été calibré de façon à représenter cet endommagement pour cent millions de passages.

Nous notons $\Delta\sigma_{E.F.A.}$ l'étendue de contrainte au passage d'un E.F.A.
 $\Delta\sigma_{Bf30}$ l'étendue de contrainte au passage du camion de fatigue de 30t

Considérons une section qui a été dimensionnée à la fatigue et soit $\Delta\sigma_c$ la catégorie de détail de l'assemblage considéré.

Si la section est optimisée on a :

$$(1) : \gamma_{Mf} \Delta\sigma_{Bf30} = 0,405 \Delta\sigma_c \text{ (= limite de troncature)}$$

γ_{Mf} est un coefficient de sécurité dont la valeur importe peu ici, car il sera simplifié dans les équations qui suivent.

Nous faisons l'approximation que le rapport des étendues de contraintes du camion Bf et de l'E.F.A.

est égal au rapport des poids respectifs $\left(\frac{\Delta s_{E.F.A.}}{\Delta s_{Bf30}} \cong \frac{Q_{E.F.A.}}{Q_{Bf30}} \right)$.

On applique à l'E.F.A. le coefficient 1,1 des convois exceptionnels et un coefficient de 1,12 pour la majoration dynamique (ce coefficient a été calculé pour un bipoutre de 30 m de portée, avec un tablier de 11 m de large): $Q_{E.F.A.} = 1,1 \times 1,12 \times 42,565 \text{ tonnes} = 52,44 \text{ tonnes}$.

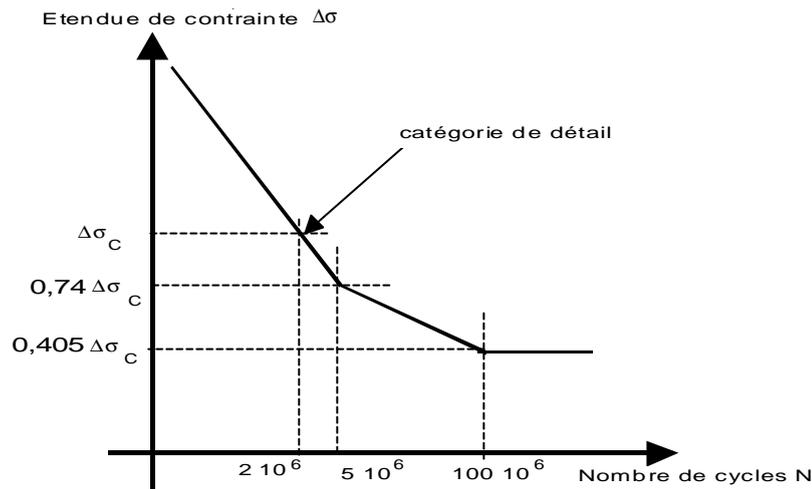
Pour le camion Bf de 30 tonnes, on prend 0,8 pour le coefficient de pondération "c". Ce qui revient à considérer que l'on se place dans le cas défavorable où l'ouvrage aurait été dimensionné pour un trafic

escompté local et faible : $Q_{Bf30} = 0,8 \times 30 \text{ tonnes} = 24 \text{ tonnes}$.

D'où la relation : $(2) : \gamma_{Mf} \Delta\sigma_{E.F.A.} = 2,185 \gamma_{Mf} \Delta\sigma_{Bf30}$

Les équations (1) et (2) donnent (3) : $\gamma_{Mf} \Delta\sigma_{E.F.A.} = 2,185 \times 0,405 \times \Delta\sigma_c = 0,885 \Delta\sigma_c$

Avec la courbe de fatigue correspondant à la catégorie de détail $\Delta\sigma_c$ (que nous donnons ci-dessous) et la relation (3), nous pouvons déduire le nombre de passages d'E.F.A. qui provoquera l'endommagement par fatigue de l'ouvrage (i.e. le nombre de cycles $N_{E.F.A.}$ correspondant à $\gamma_{Mf} \Delta\sigma_{E.F.A.}$ sur la courbe de fatigue.).



L'étendue de contrainte correspondant au passage de l'E.F.A. se situe d'après (3) dans le premier segment de la courbe (la pente est de 1/3 en coordonnées bi-logarithmiques).

On a donc : $N_{E.F.A.} \times (\gamma_{Mf} \Delta\sigma_{E.F.A.})^3 = 2 \times 10^6 \times (\Delta\sigma_c)^3 = \text{constante}$

En injectant (3) dans cette équation, on obtient : $N_{E.F.A.} = 2,88 \times 10^6$

Donc l'endommagement correspondant à une fréquence quotidienne de "F" E.F.A. pendant une année

est de $\frac{365 \times F}{2,88 \times 10^6} = 126 \times 10^{-6} F$

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 le dommage total est égal à la somme des dommages partiels : $D = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i}$

Dans notre cas l'ouvrage est optimisé vis-à-vis de la fatigue, ce qui revient à dire qu'il est dimensionné pour 100 ans sous circulation réelle. L'endommagement pour une année hors E.F.A est donc de 1/100. L'endommagement total pour une année vaut donc $0,01 + 126 \times 10^{-6} F$.

La nouvelle durée de vie de l'ouvrage N_o (calculée en nombre d'années) est telle que l'endommagement au bout de N_o années vaut 1 : $(0,01 + 126 \times 10^{-6} F) N_o = 1$

On en déduit N_0 en fonction de F :

F : Fréquence quotidienne d'E.F.A.	1	2	3	4	5	8	10	15	20
N₀ : Nouvelle durée de vie	99	98	96	95	94	91	89	84,1	79,9
Réduction de la durée de vie	1%	2%	4%	5%	6%	9%	11%	16%	20%

2.7.2 Ouvrages non dimensionnés à la fatigue.

(entrent dans cette rubrique les bipoutres anciens de petites portées)

- *Calcul de l'endommagement dû à l'E.F.A.*

Nous considérons que ce type d'ouvrage peut résister à la fatigue pour un trafic réel qui serait représenté non plus par un camion de fatigue de 30 tonnes mais par un camion de fatigue de 24 tonnes.

Nous reprenons le calcul précédent en remplaçant 30 par 24 dans les diverses équations.

L'équation (1) est devenue : $\gamma_{Mf} \Delta\sigma_{Bf24} = 0,405 \Delta\sigma_c$

L'équation (2) est devenue : $\Delta\sigma_{E.F.A.} = 2,731 \Delta\sigma_{Bf24}$

Et l'équation (3) devient : $\gamma_{Mf} \Delta\sigma_{E.F.A.} = 1,106 \Delta\sigma_c$

Comme précédemment, on déduit de (iii) et de la courbe de fatigue la valeur : $N_{E.F.A.} = 1,48 \cdot 10^6$

L'endommagement dû à l'E.F.A. par an et pour une fréquence quotidienne F est : $\frac{365 \times F}{1,48 \times 10^6}$

- *Calcul de l'endommagement dû à la circulation courante*

Il convient de quantifier l'endommagement dû au trafic réel qui est en fait représenté par un camion de 30 tonnes et non pas par un camion de 24 tonnes.

Nous disposons toujours de l'équation (1)

D'autre part, $\Delta\sigma_{Bf30} = 30/24 \Delta\sigma_{Bf24} = 1,25 \Delta\sigma_{Bf24}$

Donc $\gamma_{Mf} \Delta\sigma_{Bf30} = 1,25 \gamma_{Mf} \Delta\sigma_{Bf24} = 1,25 \times 0,405 \Delta\sigma_c = 0,506 \Delta\sigma_c$.

On se situe donc dans le second segment de la courbe de fatigue (pente de 1/5), et l'on a :

$$N_{Bf30} \times (\gamma_{Mf} \Delta\sigma_{Bf30})^5 = N_{Bf30} \times (0,506 \Delta\sigma_c)^5 = 10^8 \times (0,405 \Delta\sigma_c)^5$$

D'où, $N_{Bf30} = 33 \cdot 10^6$

Pour une fréquence de camions de 30 t égale à celle des camions de 24 t (10^8 pour 100 ans), la durée de vie de l'ouvrage sous le trafic réel est alors de 33 ans.

L'endommagement dû au trafic réel sur une année est donc de $\frac{1}{33}$

- *Calcul de l'endommagement total*

L'endommagement total pour une année est la somme des deux endommagements et vaut donc $\frac{1}{33} + \frac{365 \times F}{1,48 \times 10^6} = 0,03 + 246 \cdot 10^{-6} F$ (le terme dû à la circulation réelle est prépondérant)

La nouvelle durée de vie de l'ouvrage N_0 (calculée en nombre d'années) est telle que l'endommagement au bout de N_0 années vaut 1 : $(0,03 + 246 \cdot 10^{-6} F) N_0 = 1$

F : Fréquence quotidienne d'E.F.A.	1	2	3	4	5	8	10	15	20
N₀ : Nouvelle durée de vie	33	32,8	32,5	32,3	32	31,3	30,8	29,7	28,6
Réduction de la durée de vie	-	1%	1%	2%	3%	5%	7%	10%	13%

L'endommagement est surtout dû au trafic réel des poids lourds.

2.7.3 Ouvrages pour lesquels la fatigue n'est pas dimensionnante.

C'est le cas des caissons et bipoutres de grande portée.

Il n'est pas nécessaire de limiter le nombre de passages.

2.7.4 Conclusions.

Pour des fréquences de 9 E.F.A. par jour pour les ouvrages dimensionnés à la fatigue et de 15 pour les ouvrages non dimensionnés à la fatigue, l'endommagement des ouvrages métalliques sous l'E.F.A. reste faible (la réduction de durée de vie des ouvrages reste inférieure à 10 %).

Cependant, comme les ouvrages non dimensionnés vis-à-vis de la fatigue pourraient déjà présenter des endommagements, *il paraît raisonnable de limiter dans les deux cas à dix le nombre des passages quotidiens de l'E.F.A.*, sauf bien entendu si la fatigue n'est pas dimensionnante.

Des fréquences quotidiennes plus importantes doivent être proscrites.

2.8 ADMISSIBILITE DE L'E.F.A. SUR CERTAINS OUVRAGES.

2.8.1 Ponts voûtes en maçonnerie.

Il n'existe pas de règlement de calcul des ouvrages en maçonnerie, mais il existe un guide réalisé et diffusé par le SETRA et appelé "Les ponts en maçonnerie - Constitution et stabilité - Juin 1982". Ce document en trois tomes traite au tome 1 de l'évolution des méthodes de calcul (par exemple l'épure de Méry); au tome 2 d'une méthode de calcul des voûtes en maçonnerie basée sur la théorie du calcul à la rupture; et au tome 3 du programme de calcul correspondant dit "programme voûte". Ce programme est géré par la Division des Ouvrages d'Art du CETE de Lyon.

Le recalcul d'un ouvrage voûté en maçonnerie est à effectuer sous les cas de charges visés au §2.1.3 du présent guide où l'E.F.A. se substitue à un des camions Bc du titre II du fascicule 61 du C.P.C. de 1971.

Il n'a pas été possible de faire des tests représentatifs des différents ouvrages en maçonnerie. Des recalculs seront donc à effectuer sur un échantillon représentatif permettant de généraliser les résultats de l'étude à un parc de ponts en maçonnerie.

Si un pont en maçonnerie a déjà été recalculé pour permettre le passage d'un ou de convois exceptionnels, il est possible de comparer le ou les chargements à ceux visés au §2.1.3, ce qui peut éviter d'avoir à effectuer le recalcul complet.

2.8.2 Buses métalliques.

Le guide "Buses métalliques. Recommandations et règles de l'art." du SETRA de septembre 1981 donne au §4.3 les contraintes s_z produites par les charges civiles du règlement de 1971 au sommet d'une buse métallique enterrée dans un sol homogène. Ces valeurs ont été calculées par la formule de Boussinesq que l'on rappelle ci-dessous :

lorsqu'on applique à la surface d'un sol homogène une charge Q (par exemple une roue de camion) dont l'impact est circulaire et de rayon r, la contrainte à la profondeur z à la verticale du centre est donnée par la relation suivante (cf. FOND 72) :

$$s_z = p \left\{ 1 - \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^{\frac{3}{2}} \right\} \quad \text{avec } p = \frac{Q d g_{F1Q}}{p r^2}$$

Dans cette expression $d=1,2$ et $g_{F1Q}=1,42$ sont respectivement le coefficient de majoration dynamique et de pondération des charges (ici considérées comme charges civiles) de la combinaison d'action.

Nous avons repris la formule de Boussinesq pour l'appliquer au cas d'une roue de l'E.F.A. en considérant les mêmes coefficients.

Pour de faibles profondeurs, la contrainte sous la roue de l'E.F.A. est très proche de celle développée par la roue Br. Et pour les profondeurs pour lesquelles la seconde roue de l'essieu E.F.A. a une influence non négligeable, les contraintes produites par les camions Bc ou Bt sont plus de deux fois plus élevées que celle produite par la roue E.F.A.

Donc, quelque soit la profondeur, la contrainte produite dans le sol par l'E.F.A. est inférieure ou très proche de celle produite par les charges civiles du règlement de 1971.

En conclusion, les buses métalliques conçues pour résister aux charges d'exploitation du règlement de 1971 peuvent supporter le passage de l'E.F.A. Et ce résultat peut être étendu au cas des ouvrages dimensionnés avec les charges du règlement de 1960 compte tenu de la similitude des cas de charge des deux règlements.

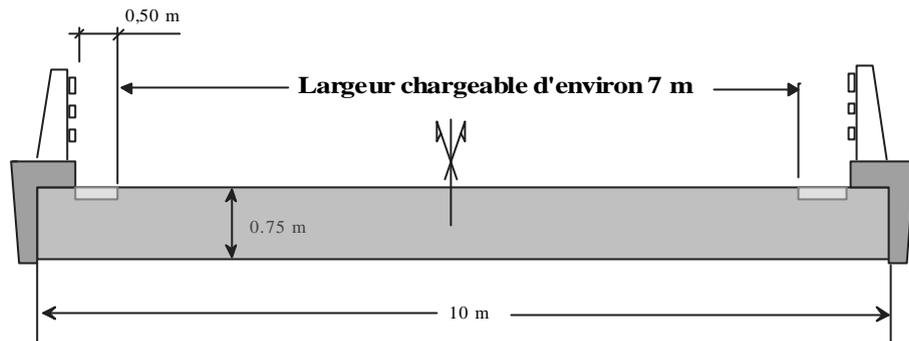
2.8.3 Ponts-dalles.

Pour vérifier la capacité portante des ponts-dalles vis-à-vis de leur franchissement par l'E.F.A., nous proposons de procéder comme cela est expliqué dans l'exemple qui suit.

La procédure employée se réfère à la méthode de vérification simplifiée présentée au chapitre 2.1.

Nous rappelons que cette méthode ne peut être utilisée que pour des ouvrages en bon état (ie classés 1 ou 2 au sens de l'IQOA) et conçus après 1927.

Nous considérons un pont-dalle comportant une travée de 15 mètres et dont la coupe transversale est la suivante :



Nous nous sommes placés dans le cas d'un pont dimensionné avec le règlement de charge de 1971.

Il s'agit d'un pont de 1^{ère} classe comportant deux voies de circulation de 3,50 mètres.

L'absence de trottoir ne joue que très peu sur les conclusions de l'étude.

Nous commençons par étudier l'ouvrage transversalement (vis-à-vis de la flexion) puis longitudinalement (vis de la flexion et de l'effort tranchant).

2.8.3.1 Flexion transversale.

Sollicitations induites par le chargement (E.F.A. + Bc).

Nous rappelons que le chargement (E.F.A. + Bc), tel que décrit au chapitre 2.1 est supposé représenter la circulation de l'E.F.A. avec la circulation concomitante.

Les sollicitations induites par ce chargement ont été calculées au moyen du logiciel de calcul "ST1", après modélisation du pont par un maillage de barres transversales et longitudinales. Pour obtenir les positions des chargements conduisant aux moments de flexion transversale extrêmes, il a d'abord été nécessaire d'étudier les lignes d'influence de la flexion transversale pour chaque section étudiée (pour cela, on étudie la déformée de la structure correspondant à une rotation unitaire d'axe longitudinale sur la barre transversale de la section considérée).

Les valeurs obtenues doivent être ensuite pondérées par le coefficient 1,1 des convois exceptionnels.

La valeur des coefficients δ (majoration dynamique) dépend du cas de charge retenu, jugé le plus défavorable.

Pour toutes les fibres transversales étudiées, le cas le plus défavorable a consisté à charger l'ouvrage avec une file (E.F.A. + Bc), ce qui a conduit à retenir $\delta = 1,13$.

Sollicitations induites par les charges civiles.

Les sollicitations sous l'effet des charges civiles du titre II du fascicule 61 ont été obtenues au moyen du programme de calcul "PSIDA.EL", réalisé et diffusé par le SETRA. Ce programme recherche lui-même les positions de chargement les plus défavorables vis-à-vis des sections étudiées.

Il prend en compte automatiquement les pondérations des coefficients δ (majoration dynamique) et b_c , a_1 et a_2 du titre II du fascicule 61.

Malheureusement, ce programme ne permet pas de déterminer les sollicitations que développe un règlement de charge antérieur à celui de 1971, même si pour le règlement de 1958/60, il est possible de faire quelques règles de trois pour adapter les résultats du calcul automatique.

Pour un ouvrage conçu avec un règlement de charge plus ancien, le modèle ST1 utilisé précédemment pour le chargement (E.F.A. + Bc) pourrait être réutilisé pour calculer les effets des charges du règlement concerné.

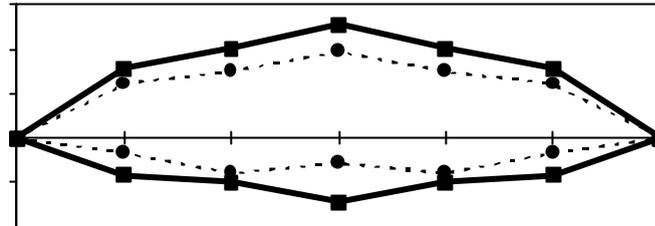
La prise en compte du règlement de calcul (règlement de B.A. postérieur à 1964, cf. chapitre 2.3) entraîne la pondération des valeurs obtenues par le coefficient de combinaison de 1,2.

Ce coefficient serait également de 1,2 pour un pont de type PSIDP car la résistance à la flexion transversale de ces ouvrages est déterminée en faisant appel aux règles de calcul du béton armé.

Résultats :

Les résultats obtenus (avec prise en compte de tous les coefficients pondérateurs rappelés ci-dessus) apparaissent en pointillés pour le chargement (E.F.A. + Bc) et en trait continu pour les charges civiles du titre II du fascicule 61.

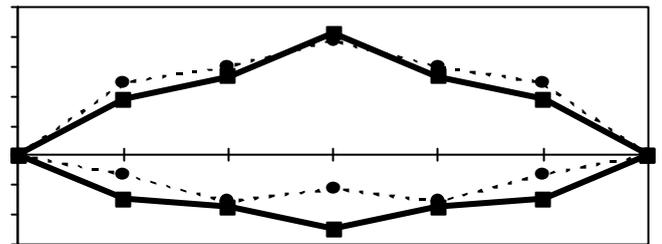
Enveloppe des moments de flexion transversale



Les sollicitations induites par le chargement (E.F.A. + Bc) sont couvertes par celles des charges civiles.

Remarque :

Nous calculons les efforts induits par les seuls camions Bc sans les pondérer par b_c pour nous placer dans l'un des cas de charges du règlement de 1960. Mais on constate cette fois des cas de dépassement pour certaines fibres. Les moments maximaux pour ces fibres et pour le règlement de 1971 avaient été obtenus par les tandems Bt.



2.8.3.2 Flexion longitudinale et effort tranchant.

Pour ces deux types de sollicitation, nous comparons les efforts induits par les charges civiles ou le chargement (E.F.A. + Bc) dans les sections où les sollicitations sont maximales (à mi travée pour le moment fléchissant et au voisinage des appuis pour l'effort tranchant).

	Moment fléchissant	Effort tranchant
$1,1 \times \delta^{(*)} \times (E.F.A. + Bc)$	278 t.m	88 t
1,2 x Charges civiles du règlement de 1971	373 t.m	110 t

(*) Moment fléchissant et effort tranchant maximaux sont obtenus avec un chargement sur deux files conduisant à une valeur de δ de 1,15.

2.8.3.3 Conclusion.

Le pont-dalle que nous venons d'étudier est représentatif des ponts-dalles situés sur les routes nationales à deux voies.

Sa capacité portante permet d'accueillir l'E.F.A. avec la circulation concomitante.

2.8.4 Ouvrages de soutènement.

Nous avons vu dans le paragraphe traitant des buses métalliques que les contraintes verticales produites dans le sol sous l'E.F.A. sont très proches de celles des règlements de 1960 ou 1971. Il en résulte que horizontalement, les contraintes seront aussi du même ordre de grandeur.

Les sollicitations développées par l'E.F.A. étant très proches de celles des charges civiles des règlements de 1960 ou de 1971, nous estimons que les ouvrages de soutènement en bon état et conçus après 1960 peuvent accueillir l'E.F.A.

Cependant, compte tenu des problèmes de stabilité externe (locale ou générale) et par mesure de sécurité, nous proposons que les conditions de passage de l'E.F.A. sur ces ouvrages soient laissées à l'appréciation des gestionnaires qui en cas de doute, pourront décider de mesures particulières (distance minimale au nu de la paroi, restriction de circulation) ou faire effectuer la vérification de la stabilité et de la résistance du mur.

3 ADMISSIBILITE DE L'E.F.A. SUR LES CHAUSSEES ROUTIERES

3.1 Etude .

Les caractéristiques techniques des essieux de l' E.F.A. sont :

- Configuration : 2 essieux à roues (a priori) simples
- Espacement entre essieux : 6,6 m
- Chargement par essieu : 21,655 t pour l'essieu avant
20,910 t pour l'essieu arrière
- Pression des pneumatiques : 6 bars
- Rayon d'empreinte des pneumatiques sur la chaussée : 29 cm

Pour apprécier les effets de l'E.F.A. sur une chaussée, nous les comparerons à ceux produits par l'essieu standard de référence français (1) sur **deux chaussées considérées comme respectivement représentatives des routes fortement et moyennement circulées** (en d'autres termes dimensionnées pour les deux volumes de trafic extrêmes habituellement rencontrés sur routes nationales) :

Structure n° 1 : (2) (Couple T₀ PF₃ (3) / 30 ans)
8 cm BB
26 cm GB₃
PF₃

Structure n° 2 : (2) (Couple T₂ PF₃ (3) / 30 ans)
6 cm BB
18 cm GB₃
PF₃

Classes de trafic	T ₅	T ₄	T ₃	T ₂	T ₁	T ₀	TS	TEX
Seuils de trafic (PL-MJA/sens)	25	50	150	300	750	2000	5000	

La portance d'une plate-forme traitée ou non s'exprime en terme de classe de plate-forme :

Classe de portance de plate-forme	PF ₁	PF ₂	PF ₃	PF ₄
Module d'élasticité (MPa)	20	50	120	200

(1) : L'essieu standard de référence français (de charge P_o = 130 kN) présente les caractéristiques techniques suivantes :

- . Type : jumelage
- . Poids : 13 tonnes (ou 130 kN)
- . Rayon d'empreinte : 12,5 cm
- . Entraxe jumelage : 37,5 cm

(2) : Source : Projet 1998 de Catalogue de Structures Types de Chaussées Neuves

(3) : Les classes de trafic utilisées pour certaines spécifications sont définies dans le tableau 1 en fonction du trafic poids lourds journalier moyen (PL de PTAC ≥ 3,5 t conformément à la norme NF P 98-082) de la voie la plus chargée de la chaussée.

Les calculs entrepris sous ALIZE (1) aboutissent aux déformations en traction à la flexion à la base de la grave bitume suivantes :

Structure n° 1 :

- Essieu standard de référence français : $\epsilon_t = - 50,1 \cdot 10^{-6}$ (EJ)
- E.F.A. : $\epsilon_t = - 104,7 \cdot 10^{-6}$

Structure n° 2 :

- Essieu standard de référence français : $\epsilon_t = - 84,3 \cdot 10^{-6}$ (EJ)
- E.F.A. : $\epsilon_t = - 164,6 \cdot 10^{-6}$

En regard de la loi de fatigue de la grave bitume, il apparaît qu'un passage de l' E.F.A. sur la structure n° 1 (resp. n° 2) induit autant de dommages que 40 (resp. 28) passages de l'essieu normalisé français chargé à 13 tonnes.

Sachant qu'une route fortement (resp. moyennement) circulée subit chaque jour en moyenne l'endommagement que produiraient 1 200 (resp. 200) passages de l'essieu normalisé français chargé à 13 tonnes, nous constatons que l'accueil de l' E.F.A. sur une telle route à raison d'une fois par jour (soit 2 sollicitations par jour car l' E.F.A. compte 2 essieux) multiplierait par 1,07 (resp. 1,28) le rythme d'endommagement de la chaussée (et, partant, diviserait par 1,07 (resp. 1,28) sa durée de service théorique originelle de 30 ans).

3.2 Conclusion :

La circulation de l' E.F.A. sur les routes à trafic fort ou moyen à titre exceptionnel ne soulève aucune contre-indication vis-à-vis de l'intégrité structurelle des chaussées.

Sa fréquentation régulière, même limitée, est tout à fait acceptable sur les routes à fort trafic, mais impliquerait sur les routes à trafic moyen des travaux de renforcement des chaussées conséquents au bout d'une dizaine d'années.

Dans tous les cas, l'accueil de l'E.F.A. sur les routes françaises pour lesquelles les véhicules sont réglementairement limités à un chargement de 13 tonnes à l'essieu (2) , sera assujetti à une dérogation de charge.

-
- (1) : ALIZE est un modèle de calcul des contraintes et déformations en élasticité linéaire sous l'hypothèse de couches de dimensions infinies en plan. Il constitue avec ECOROUTE le logiciel au moyen duquel tous les calculs théoriques de dimensionnement des chaussées sont entrepris en France.
- (2) : L'article R 56 (créé par décret 58-1217 1958.12.15, JORF 16.12.58) du Code de la Route stipule que :
- "L'essieu le plus chargé d'un véhicule automobile ou d'un ensemble de véhicules ne doit pas supporter une charge supérieure à 13 tonnes"

4 PROCEDURE D'INSTRUCTION TECHNICO-ADMINISTRATIVE POUR L'ETUDE D'UN ITINERAIRE E.F.A.

L'E.F.A. est un convoi exceptionnel compte tenu de sa charge à l'essieu, de son PTR et de sa largeur qui dérogent aux prescriptions du code de la route.

Il est équivalent à un convoi exceptionnel de 3^{ème} catégorie d'après le classement établi par la circulaire 75-82bis du 19 novembre 1975 modifiée le 30 mai 1997.

Il est rappelé que l'E.F.A. peut effectuer soit des déplacements locaux, soit des déplacements interrégionaux. Sur ces itinéraires, l'E.F.A. peut être amené à circuler sur des ponts ou des routes appartenant à différents maîtres d'ouvrages; il peut aussi avoir à franchir des passages à niveau.

4.1 Cas des ouvrages d'art (les ponts).

Le chapitre 2 de la présente étude a montré sur des cas théoriques qu'un certain nombre de ponts (conçus avec des règlements anciens) n'ont pas la capacité portante suffisante pour accueillir l'E.F.A. Il est donc nécessaire que la Direction Départementale de l'Equipement (qui se voit confiée la responsabilité d'instruire une demande d'autorisation de circuler pour l'E.F.A.) recherche en liaison avec les autres autorités civiles et les autorités militaires un (ou plusieurs) itinéraire(s) adapté(s), comportant des ouvrages dont on a vérifié qu'ils peuvent accueillir l'E.F.A. avec ou sans restriction sur la circulation.

La procédure que nous proposons ci-dessous concerne le réseau des routes nationales bidirectionnelles, sachant que l'E.F.A. ne circule pas sur les autoroutes et les routes à caractère autoroutier. Cette procédure peut cependant être étendue à d'autres réseaux.

Nous commençons par définir un certain nombre de conditions générales visant à assurer la pérennité des ouvrages empruntés par l'E.F.A. Bien entendu, s'y ajoutent les dispositions à respecter pour limiter la gêne aux usagers et assurer leur sécurité.

4.2 Conditions générales de circulation de l'E.F.A. sur les ouvrages d'art.

- Un ouvrage ne doit accueillir qu'un seul E.F.A. à la fois. A fortiori, le dépassement ou le croisement d'un E.F.A., même à l'arrêt, par un autre E.F.A. est interdit.
Cependant, pour des ouvrages particulièrement longs, l'interdistance entre deux E.F.A. d'un convoi peut être réduite à la longueur de deux travées consécutives.
- Le nombre de passages d'E.F.A. sur un pont métallique soudé doit être en moyenne inférieur ou égal à 10 par jour, sauf si la fatigue n'est pas dimensionnante.
- Compte tenu de la largeur de l'E.F.A., il faut que la largeur roulable sur ouvrage soit au minimum de 7 mètres pour permettre le croisement par un poids lourd. Des mesures d'exploitation particulières devront donc être prises pour le franchissement des ouvrages de largeur inférieure à 7 mètres et comportant deux sens de circulation.

Outre ces conditions générales, des conditions particulières peuvent être nécessaires pour le franchissement d'un ouvrage compte tenu des vérifications sur sa capacité portante (passage au pas et dans l'axe...).

4.3 Recherche d'un itinéraire adapté à la circulation de l' E.F.A.

Les services techniques de la DDE chargés de l'étude disposent à priori d'un itinéraire sur lequel les autorités militaires souhaitent faire circuler l'E.F.A . Il y a éventuellement plusieurs itinéraires à étudier (avec points de départ et d'arrivée distincts). La CDOA doit être obligatoirement associée à cette étude.

1) Recensement des informations.

- Disposer d'une carte du réseau des routes nationales et des autres routes du département (et disposer d'une carte similaire pour les départements voisins, voire éloignés).
- Reporter sur cette carte l'itinéraire proposé.
- Pour l'ensemble des ouvrages de cet itinéraire, constituer une fiche comportant les renseignements suivants :
 - Gestionnaire de l'ouvrage (Départements, Communes, SNCF, autres services...)
 - Famille de l'ouvrage (se reporter aux documents IQOA)
 - Type de l'ouvrage (se référer aux documents IQOA)
 - Etat de l'ouvrage (classement IQOA)
 - Caractéristiques principales (portées, largeur roulable, etc...)
 - Règlement de calcul utilisé (*)
 - Règlement de charge utilisé (*)

() Bien vérifier si l'ouvrage n'est pas hors limites de la méthode simplifiée (cf. 2.1.5) ou s'il n'a pas bénéficié de certaines dérogations réglementaires (convois militaires et exceptionnels) ou de dérogations particulières vis-à-vis de l'IPI (tractions autorisées pour certains VIPP) ou encore s'il n'a pas déjà fait l'objet d'études pour le passage de certains convois exceptionnels développant des sollicitations plus sévères que celles produites par l'E.F.A.*

2) Choix d'un itinéraire.

Si l'itinéraire proposé comporte des ouvrages :

- en mauvais état,
- conçus avec des règlements antérieurs à 1927⁽¹⁾,
- ou de largeur inférieure à 4,50 mètres,

il convient de rechercher un itinéraire de substitution, éventuellement plus long mais comportant des ouvrages plus récents, plus larges et en bon état (classés 1, 2, voire 2E après avis de la CDOA).

Si l'itinéraire comporte un ouvrage d'art dont la gestion n'est pas du ressort de la DDE (ouvrage géré par la SNCF ou appartenant au département, à la commune...), il faut s'assurer que le gestionnaire soit associé à la vérification de la capacité portante de l'ouvrage.

⁽¹⁾ En l'absence d'autres choix d'itinéraire, un recalcul complet de l'ouvrage s'impose.

4.4 Vérification des ouvrages de l'itinéraire retenu.

L'étude du passage de l'E.F.A. sur un ouvrage doit commencer par la vérification simplifiée dont la méthode est exposée au §2.1. Si celle-ci n'est pas applicable (ouvrage conçu avant 1927 ou en mauvais état) ou si ses conclusions sont défavorables, le recalcul complet de l'ouvrage peut être effectué (celui-ci pouvant aboutir à des conclusions plus favorables que la vérification simplifiée). Les frais de ce recalcul sont à la charge des armées.

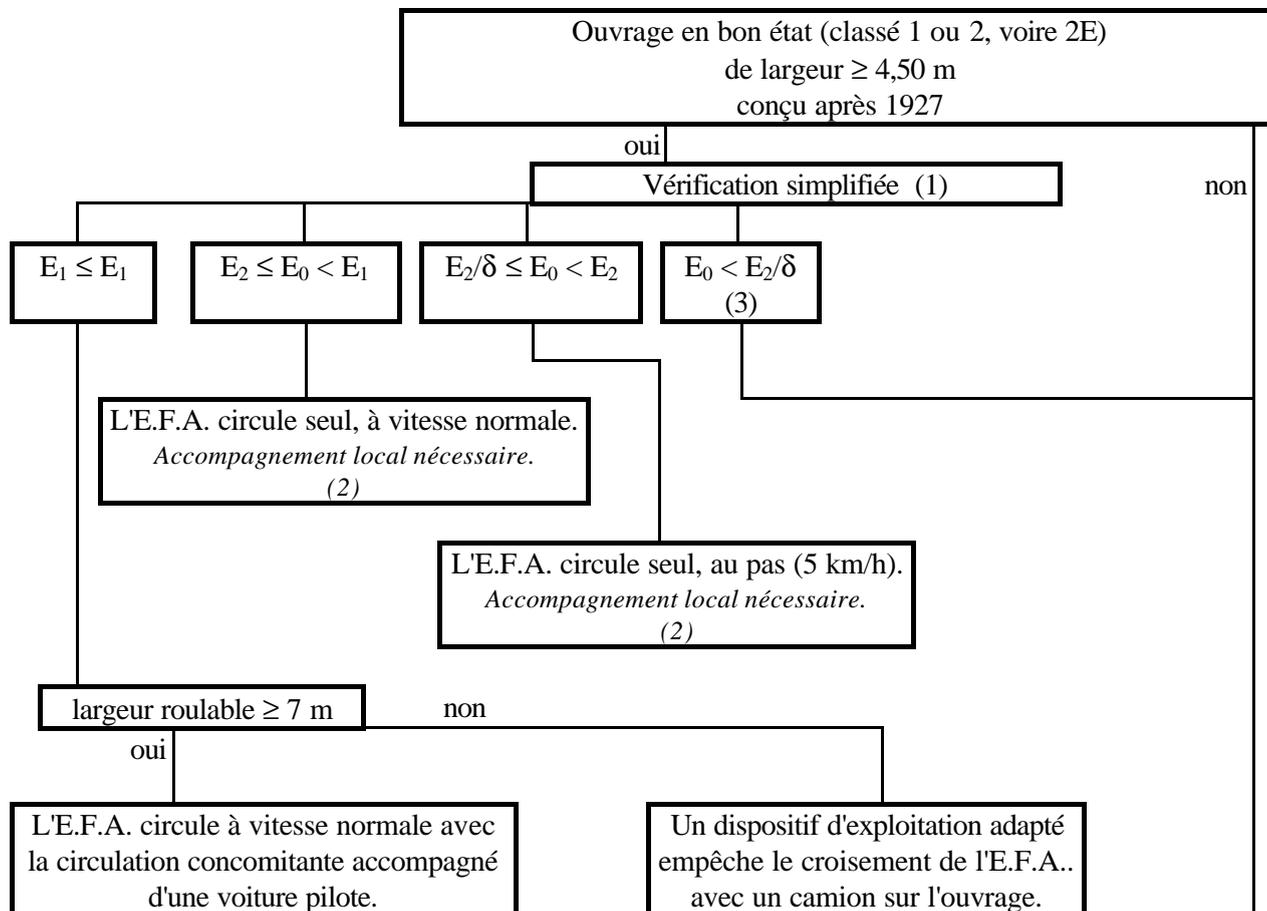
Ouvrages dimensionnés avec les charges civiles :

On procède à la vérification simplifiée. Toutes les parties de l'ouvrage doivent être vérifiées (dalle, entretoises, poutres, appuis...).

Pour faire face à une situation exceptionnelle de charge, on appliquera strictement les cas de charges proposés même si la largeur de l'ouvrage est théoriquement insuffisante pour permettre le croisement ou le doublement de l'E.F.A. par un poids lourds.

Rappel des notations :

- E_0 : les sollicitations développées par les charges civiles (de type A et B) en tenant compte des coefficients pondérateurs des règlements de charge et de calcul en vigueur lors de la conception de l'ouvrage
- E_1 : les sollicitations développées par la charge (E.F.A. + Bc), qui est pondérée par le coefficient 1,1 des convois exceptionnels et le coefficient de majoration dynamique δ .
- E_2 : les sollicitations développées par l'E.F.A. seul (pondéré également par 1,1 et δ).



Accompagnement local nécessaire.(2)

Pas de passage (3)
Rechercher un franchissement de substitution.

(1) Avant de procéder à cette vérification simplifiée, on s'assurera que le règlement de calcul utilisé pour la conception de l'ouvrage ne comporte pas d'insuffisance de calcul connue. On citera, pour exemple, le cas des ouvrages hyperstatiques en BP antérieurs à 1975 qui ont souvent été conçus sans tenir compte des gradients thermiques et du fluage. La vérification à effectuer doit prendre en compte ces insuffisances et peut rendre nécessaire le recalcul complet de l'ouvrage.

(2) Le recours à un accompagnement local (services de police ou de gendarmerie) pour interrompre la circulation sur l'ouvrage est une procédure lourde. Il est donc préférable, s'il n'y a pas d'autre possibilité de franchissement de substitution, de faire une vérification complète de l'ouvrage par un bureau d'étude spécialisé sous le cas de chargement (E.F.A. + Bc). Cette étude fine des niveaux de contraintes dans toutes les parties de l'ouvrage pourra éventuellement montrer que l'ouvrage peut accepter l'E.F.A. mêlé à la circulation. Elle prendra en compte les indications fournies par la lettre-circulaire du 20 juillet 1983 qui définit les convois types et les règles pour la vérification des ouvrages d'art avec les adaptations nécessaires, ce document commençant à dater.

(3) Si les dépassements restent raisonnables, le calcul complet de l'ouvrage par un bureau d'étude spécialisé peut être envisagé et déboucher sur des conclusions plus favorables.

Remarque sur le recalcul des ouvrages :

Rappelons que les frais du recalcul d'un ouvrage pour s'assurer qu'il peut supporter sans dommage le passage d'un E.F.A. sont à la charge des armées.

En cas de recalcul, celui-ci est à effectuer en utilisant les règlements de calcul actuels (BA, BP, Métal...) avec les aménagements qui s'imposent, par exemple, sur les points suivants : les coefficients de sécurité partiels sur le poids propre qui peut faire l'objet d'un métré précis, peuvent être réduits, les valeurs (minimales, nominales) des caractéristiques mécaniques des matériaux sont à transformer en valeurs caractéristiques; les contraintes limites en traction du béton (cas du BP) sont à réduire s'il n'y a pas assez d'aciers passifs pour équilibrer les tractions (voire à annuler)...

"Dans tout recalcul la prudence et la réflexion s'imposent !"

Ouvrages dimensionnés avec les charges militaires :

Si des dépassements sont constatés lors de la comparaison entre :

- les sollicitations développées par les charges civiles,
- et celles de l'E.F.A. mêlé à la circulation,

il faut alors considérer l'effet des charges militaires (par exemple, convoi de 4^{ème} classe ou MC120) prises en compte pour dimensionner l'ouvrage. Si le règlement de calcul utilisé autorise des dépassements de contraintes pour les charges militaires (en général +20%, voire 33%), il n'est plus possible de se borner à comparer les effets des charges d'exploitation seules, la justification doit intégrer les effets du poids propre comme cela est précisé au §2.1.5 du présent document.

On pourra également se reporter au §3.2.5 du "guide pour la vérification des ouvrages d'art autoroutiers sous le passage du porte-engins-blindés Leclerc." du S.E.T.R.A. de février 1999.

Il est à noter qu'à compter de la circulaire du 1^{er} juin 1920 (Voirie routière, section technique) et jusqu'à la circulaire n°30 du 5 avril 1958, les ponts situés sur les itinéraires militaires ont pu être dimensionnés sous le convoi-type n°3 (équivalent au véhicule-type de 2^{ème} classe de la circulaire B-27 du 11 février 1946). Ce convoi était composé d'une succession tous les 20 m; d'un tracteur à deux essieux de 4,5 t et

d'une remorque de 44 t à deux essieux de 22 t espacés de 5,70 m. Les effets de ce convoi sont supérieurs à ceux des convois civils de cette période.

Les éléments secondaires (pièces de pont, entretoises, longerons) et les éléments porteurs principaux dimensionnés sous ce convoi peuvent supporter les effets de l'E.F.A.

Cependant, compte tenu des règles de calcul particulières (majoration de 20% des contraintes limites...), la circulation de l'E.F.A. ne pourrait se faire que conformément aux dispositions des circulaires relatives aux convois militaires, c'est à dire seul sur l'ouvrage (sauf si un recalcul montre que l'ouvrage peut supporter l'E.F.A. mêlé à la circulation).

Ouvrages situés sur des itinéraires de convois exceptionnels :

La circulaire de la direction des routes R/EG3 du 20 juillet 1983 a défini un certain nombre de convois-types, en donnant des règles pour la vérification des ouvrages d'art.

Ces convois types sont conformes aux prescriptions de la circulaire 75-173 du 19 novembre 1975 en ce sens qu'ils correspondent aux configurations les plus agressives autorisées par cette circulaire pour chaque catégorie de convoi.

Mais comme cela a été dit au début de ce document (§1.3.2), l'E.F.A. ne respecte pas les limites de poids à l'essieu prescrites par la circulaire de 1975 et son diagramme de charge et d'espacement d'essieu n'est donc situé dans aucun des domaines délimités par les convois types.

Cependant, compte tenu des charges de 15,6 à 23,5 tonnes par lignes de demi-essieux espacées de 1,55 m que l'on rencontre sur les convois de type D et E (dont les PTR varient de 250 à 400 tonnes), nous estimons que les ponts ayant été vérifiés ou conçus pour permettre le passage de ces convois types peuvent également accueillir l'E.F.A. sans problème.

* *
*

Pour toute information complémentaire concernant ce document, le lecteur pourra s'adresser à la Division des Grands Ouvrages du CTOA du SETRA., à :

Daniel POINEAU [☎ 01 46 11 32 82 / Email : poineau@setra.fr]

ou

Yacine BEN MILAD [☎ 01 46 11 32 75 / Email : benmilad@setra.fr]

REFERENCES :

- Circulaire n°65 du 24 juillet 1967 (abrogée et remplacée par la circulaire n°75-173).
- Dossier SURCH71 du Service d'Études Technique des Routes et Autoroutes relatif à l'application du règlement de charges de 1971.
- Circulaire n° 75-173 du 19 novembre 1975 (modifiée par les circulaires 97-48 du 30 mai 1997 et 99-56 du 6 janvier 1999), relative aux conditions d'instruction et de délivrance des autorisations de transports exceptionnels et de circulation des ensembles de véhicules comprenant plusieurs remorques.
- Lettre-circulaire R/EG. 3 de la Direction des Routes - Service de l'entretien, de la réglementation et du contentieux du 20 juillet 1983 - Définition des convois-types et règles pour la vérification des ouvrages d'art (attention aux insuffisances de certains règlements de calcul).

- Les convois exceptionnels - Guide pour la vérification des ouvrages d'art autoroutiers sous le passage du porte-engins-blindés Leclerc. S.E.T.R.A. de février 1999.
- Ponts métalliques et mixtes - résistance à la fatigue - guide de conception et de justification. (S.E.T.R.A. - C.T.I.C.M. - S.N.C.F. mai 1996 - F.9611).
- Calculs de hourdis de ponts. Bulletin technique n°1. (SETRA)

&&&&&&&&&&&