

3 ANNEXE A.3 : ÉVOLUTION DES RÈGLEMENTS DES PONTS MÉTALLIQUES OU MIXTES

Ce chapitre est constitué d'un document rédigé par le CETE de l'Est et d'un document rédigé en 2002 par Daniel Poineau.

Voir également l'article **Jacques Roche et Joël Raoul dans la revue "Ponts métalliques" n°20 de 2000** qui résume en 9 pages les principaux textes relatifs aux ouvrages métalliques et mixtes.

Voir également le guide du STRRES : FAME I - Réparation et rénovation des structures métalliques.

3.1 DOCUMENT DU CETE DE L'EST

3.1.1 Historique des aciers

Jusque vers 1860, la production de fer était très limitée. A titre indicatif, on dénombrait en 1866 plus de 866 forges assez bien réparties sur l'ensemble du pays. Chaque forge produisait en petite quantité, à partir de méthodes basées sur l'empirisme, de petites tôles et de petits plats.

Le four à puddler a été inventé en 1784, le revêtement réfractaire datant de 1825. Ce four permettait de fabriquer des masses de métal d'environ 200 kg, ce qui était déjà un grand progrès. Dans ces fours, combustible et métal étaient séparés, l'affinage consistait à recouvrir la fonte en fusion de scories provenant de l'affinage précédent, ce qui permettait l'oxydation du carbone, du silicium, du manganèse et du phosphore. Selon l'OTUA [4], ce four, très bien réglé, permettait d'obtenir exceptionnellement un acier « naturel » à 0,5 % de carbone.

Le procédé Bessemer a été introduit, selon Sotterlin[, en 1858 par Jackson dans une forge de Bordeaux. Dans ce procédé, le carbone et le silicium brûlent sous l'action d'un vent violent.

En 1878, Thomas perfectionne le système Bessemer en un convertisseur permettant de traiter les fontes phosphoreuses lorraines. Par l'emploi d'un revêtement réfractaire basique et l'introduction de chaux dans la fonte liquide, l'élimination du phosphore devient possible.

La production d'acier, en plus grosses masses, nécessitait des regroupements industriels et permettait d'obtenir des longueurs plus importantes que précédemment.

Vers 1900, l'acier commence à concurrencer le fer puddlé. La production d'acier par rapport à l'ensemble de la production fer, fonte, acier évolue de la manière suivante : 1855: 4 %, 1880 : 28 %, 1913 : 86 %, et on relève beaucoup d'ouvrages en acier dès 1896-1897.

Les matériaux métalliques utilisés dans la construction des ponts ont beaucoup évolué. Ils peuvent être classés en quatre grandes familles :

- Le fer pur ou quasi pur

Le fer pur été utilisé occasionnellement. Ses caractéristiques mécaniques sont les suivantes :

- limite élastique $\sigma_e = 180 \text{ MPa}$
- contrainte de rupture $\sigma_r = 300 \text{ MPa}$
- allongement à la rupture $\varepsilon_r = 30\%$
- bonne soudabilité, non fragile

- La fonte

La fonte a été utilisée jusqu'au début du XIX^e siècle pour réaliser des ponts en arc suivant un principe proche des ponts en maçonnerie. Les voussoirs moulés étaient assemblés par boulonnage et travaillaient essentiellement en compression. La fragilité de la fonte utilisée a conduit à la ruine de nombreux ouvrages. Actuellement la fonte n'est plus utilisée en ouvrages d'art.

Les caractéristiques mécaniques des fontes qui ont été utilisées en ouvrages d'art sont les suivantes :

- limite élastique $50 \text{ MPa} < \sigma_e < 100 \text{ MPa}$
- contrainte de rupture $100 \text{ MPa} < \sigma_r < 150 \text{ MPa}$
- allongement à la rupture $1 \% < \varepsilon_r < 8 \%$
- non soudable, fragile

- Le fer puddlé

Le fer puddlé a largement été utilisé au XIX^e siècle pour les grandes constructions métalliques (tour Eiffel, Viaduc de Garabit, Viaduc du Viaur, charpente métallique du grand palais...). Il présente de bonnes caractéristiques mécaniques comparables aux aciers doux type E24 et E28, mais peut parfois présenter une structure en feuillet due à des impuretés non éliminées lors du laminage. Il devient alors sensible à une

corrosion en feuillets. Il a définitivement disparu au début du XX^e siècle. Ses caractéristiques mécaniques sont les suivantes :

- limite élastique $200 \text{ MPa} < \sigma_e < 300 \text{ MPa}$
- contrainte de rupture $300 \text{ MPa} < \sigma_r < 400 \text{ MPa}$
- allongement à la rupture $5 \% < \varepsilon_r < 25 \%$
- soudabilité à définir par essais, parfois fragiles

- Les aciers

Les aciers se distinguent des fers puddlés par une plus grande régularité de leurs caractéristiques. Ils ont été mis au point au milieu du XIX^e siècle (convertisseur Bessemer en 1856, procédés Siemens-Martin en 1867), grâce à l'élimination des impuretés notamment du phosphore.

- Les aciers doux

Apparus vers 1860 ils sont encore utilisés aujourd'hui sous forme de profilés pour les charpentes légères. Les caractéristiques mécaniques sont les suivantes :

- limite élastique $240 \text{ MPa} < \sigma_e < 280 \text{ MPa}$
- contrainte de rupture $420 \text{ MPa} < \sigma_r < 450 \text{ MPa}$
- allongement à la rupture $\varepsilon_r > 23 \%$
- bonne soudabilité, ductiles

- Les aciers mi-durs

Apparus vers 1930 ils sont les plus utilisés pour la construction des ponts. Leurs caractéristiques sont demeurées longtemps quasiment constantes mais leur ductilité et leur soudabilité ont été améliorées. Les caractéristiques mécaniques sont les suivantes :

- limite élastique $\sigma_e = 360 \text{ MPa}$
- contrainte de rupture $\sigma_r = 520 \text{ MPa}$
- allongement à la rupture $\varepsilon_r > 20 \%$
- bonne soudabilité sauf qualités anciennes

Limites élastiques à prendre pour les projets de réparation

- Fer puddlé : $\sigma_e = 200 \text{ MPa}$
- Acier doux :
 - avant 1930 : $\sigma_e = 220 \text{ MPa}$
 - après 1930 : $\sigma_e = 240 \text{ MPa}$
- Acier mi-dur :
 - avant 1960 : $\sigma_e = 340 \text{ MPa}$
 - après 1960 : $\sigma_e = 360 \text{ MPa}$

A partir de 1947

Valeurs garanties

Nuance	Charge de rupture R en kg/mm ²	
	minimum	maximum
ADx	33	50
A 33	33	40
A 37	37	44
A 42	42	50
A 48	48	56
A 56	56	65
Nota : limite d'élasticité et résilience K _{UF} garanties uniquement pour l'acier A 42-3 S		

On doit noter que l'acier A 42-3 était de fait l'acier demandé par la plupart des administrations françaises (SNCF, Ponts et chaussées).

3.1.2 Historique des profilés

Bien souvent, l'ingénieur se trouve confronté à des profilés métalliques dont il ignore les caractéristiques géométriques et mécaniques car leur appellation, leur forme ne correspondent pas aux normes actuelles et, s'il est aisé de retrouver quelques éléments à partir d'un relevé dimensionnel quand le profilé est accessible sur toutes ses faces, il n'en est pas de même pour les structures composites (voûtains, poutrelles enrobées...) pour lesquelles une seule face du profilé peut être atteinte.

Comment, à partir de quelques relevés dimensionnels, retrouver les caractéristiques géométriques (section, inerties...) d'origine du profilé métallique ainsi que sa date approximative de laminage (qui renseignera grossièrement sur les qualités du métal) ? Comment, à partir du seul accès à une aile, définir l'ensemble du profilé ?

Historique de la production des profilés

Dès 1859, il était possible d'obtenir des profilés en fer d'une longueur de 4 m, ceux-ci présentant des caractéristiques insuffisantes en torsion et au déversement du fait de la difficulté de repousser le métal vers les extrémités d'ailes. Celles-ci étaient réduites en largeur, et d'épaisseur voisine de celle de l'âme, ce qui amenait un rendement mécanique (ratio inertie/poids) faible. De ce fait, on assistera dès cette époque au développement des fers Zorès qui, avec des procédures de laminage voisines, permettaient de par leur forme (en oméga à âme plane ou en demi-circonférence) de pallier ces insuffisances et pouvaient, par assemblages successifs, constituer des membrures de fortes poutres.

En 1888, la hauteur maximale des profilés produits était de 500 mm

En 1863, les forges de Saint-Chamond proposent des rails en acier Bessemer. Le succès de ceux-ci est immédiat du fait de l'ampleur de la demande globale et de la résistance à l'usure de ces profilés.

L'évolution de la géométrie des profilés est entièrement liée à celle des conditions de laminage. Ainsi, les premiers profilés de construction métallique ont une forme assez proche du rail double champignon (forme quasi symétrique par rapport au plan horizontal médian, et voisine de celle dite en « os de chien » issue des premières ébauches de laminage).

Le simple écartement des cylindres de laminage permettait d'obtenir différents profilés par une augmentation uniforme de l'épaisseur, ce qui n'est pas très performant vis-à-vis du rendement mécanique de la section. Cette procédure était très courante. A titre d'exemple, le catalogue des productions de Longwy de 1928 propose, autour de la configuration standard, deux configurations possibles ne différant entre elles que par l'épaisseur. (Il était d'ailleurs possible de commander expressément la réalisation d'une épaisseur quelconque entre les extrêmes possibles !)

Pour mémoire, signalons que des cornières à ailes inégales ont été laminées avec des angles obtus (120°) ou aigus (60°) ou quelconques (angle à la commande ! en 1878).

En 1905, aucune usine française n'était encore capable de produire des profilés de 475 ou 500 mm de haut, Descours-Cabaud devant en réaliser l'importation.

A partir des caractéristiques géométriques présentes, on peut évaluer la période de fabrication du profilé. Une analyse plus fine reste toutefois nécessaire si l'on veut connaître les performances du métal (limite élastique, possibilité de soudage, etc.).

En ce qui concerne les profilés enrobés pour lesquels seule l'aile inférieure est accessible, une méthode basée sur la mesure de temps de propagation d'ondes ultra sonores et permettant à partir de cette seule face de définir les caractéristiques du profilé (hauteur, épaisseur de l'âme, pente des semelles, etc.) a été mise au point, permettant de répondre autant que de besoin à un ingénieur confronté à ce type de structure.

Les différents catalogues disponibles sont:

- 1861 SOCIETE ANONYME DE LA PROVIDENCE
- 1862 FORGES DE HAYANGE, MOYEUVRE ET STIRING-WENDEL.
- 1862 USINE DE MARCHIENNE (Belgique).
- 1862 SOCIETE ANONYME DE LA PROVIDENCE A MARCHIENNE-AU-PONT (Belgique).
- 1863 SOCIETE ANONYME DES HAUTS FOURNEAUX, USINES ET CHARBONNAGES DE MARCINELLE-COUILLET.
- 1863 ALBUM CH. FERDINAND ZORES.
- 1864 COMPAGNIE ANONYME DES FORGES DE CHATILLON ET COMMENTRY.
- 1864 ALBUM DES DIVERS FERS SPECIAUX DE LA SOCIETE DES FORGES DE CHATILLON ET COMMENTRY.
- 1865 ALBUM DES FERS SPECIAUX DE LA SOCIETE ANONYME DES FORGES ET FONDERIES DE MONTATAIRE.
- 1865 SOCIETE ANONYME DE LA PROVIDENCE.
- 1863-1866-1869 ALBUM DES DIVERS FERS SPECIAUX DUPONT ET DREYFUS (ARS/Moselle).
- 1870 ? FORGES DE LA VILLETTE (Seine).
- 1874 USINES DU CREUSOT (SCHNEIDER ET C^{ie})
- 1875 J.-B. FINET — FERS SPECIAUX — Bruxelles.
- 1875 ? PROFILS DES FERS SPECIAUX - HAUTE-PETIN, GAUDET ET C^{ie} (Société des Hauts Fourneaux, Forges et Aciéries de la Marine et des chemins de fer. Rive de Gier (Loire)).
- 1880 ? SOCIETE ANONYME DES HAUTS FOURNEAUX, FONDERIES ET FORGES DE FRANCHE-COMTE
- 1889 COMPAGNIE DES HAUTS FOURNEAUX FORGES ET ACIERIES (Saint-Chamond).
- 1892 BERICHT DES VOM OSTERREICHISCHEN INGENIEUR UND ARCHITEKTEN VERENE — Wien.
- 1895 SCHNEIDER ET C^{ie} AU CREUSOT.
- 1900 ? ROMBACHER HUTTENWERKE -(profil normal allemand, anglais).
- 1905 :DESCOURS, CABAUD ET C^{ie} (poutrelles à profil normal acier, série renforcée, profil spécial (ponts à bascule), poutrelles à constructions acier (profil du Creusot), à rainures, fer ou acier, à ailes dissymétriques, fer ou acier).
- 1906 ACHENER (profils normaux allemands, anglais, américains).
- 1910 DEUTSCH-LUXEMBURGISCHE BERGWERKS UND HUTTEN AKTIENGESELLSCHAFT (profils spéciaux (système Grey), normaux allemands).
- 1913 DESCOURS, CABAUD ET C^{ie} (profils normaux aciers, poutrelles à ailes ordinaires fer ou acier, à larges ailes : fer ou acier, fer et acier).
- 1913 MARCHAND PERRE ET FILS.
- 1921 COMPTOIRS SIDÉRGURGIQUES DE FRANCE (IPN, IPA, IPAm, IAO, ILA, ITLA, I PS (série renforcée)) .
- 1925 UPMI HAGONDANGE (profils normaux, normaux anglais, spéciaux à larges ailes : âme épaisse, âme amincie).
- 1926 ACIÉRIE DE ROMBAS (profils normaux, anglais).
- 1928 ACIÉRIE DE LONGWY (profils américains standards, anglais ailes larges, PS, TLA, PN).
- 1930 ? KNUTANGE (poutrelles standards, standards anglais).
- 1930 ? POUTRELLES « GREY » DIFFERDANGE (poutrelles à larges ailes, faces parallèles (type normal, léger), poutrelles normales).
- 1932 DESCOURS ET CABAUD: I PN, IAO, IAE, I TLA: âme épaisse, âme mince; IPS, anglais standards IPA, américains 1MW, à très larges ailes parallèles (âme épaisse, âme mince, série extra légère, série renforcée).

1936 UCPMI HAGONDANGE (1PN, poutrelles à très larges ailes à faces parallèles (types N, L, Lam), poutrelles à très larges ailes, à faces inclinées (types L, Lam)).
1937 Standard AISC GREY.
1937 GREY (types E, L, N et R).
1947 HAGONDANGE (HAP type E, type N, CRBE lam 1115 IAP).
1952 HAGONDANGE (H 600 HE, H 600 HN).
1965 USINOR (1PN).
1970 OTUA (1PN, 1PE, IPER, HEA, HEB, HE M)

3.1.3 Historique des méthodes de calcul

Les premiers ponts métalliques sont contemporains de l'émergence des calculs modernes, et les calculs en flexion longitudinale sont donc conformes aux exigences de la résistance des matériaux.

Les répartitions transversales des charges de poids propre et des charges routières sont elles souvent traitées de manière moins rigoureuse.

Avant la publication, après guerre, des travaux de messieurs Courbon, Guyon, Massonnet, permettant d'appréhender de manière scientifique la répartition entre les différentes poutres des charges appliquées, les pratiques couramment constatées consistent, les charges routières étant appliquées transversalement sur toute la surface à :

- soit à appliquer à chaque poutre, l'ensemble des charges situées depuis son aplomb jusqu'à la demi-distance la séparant de sa voisine
- soit, parfois, pour les charges routières, à répartir les charges au pro-rata du nombre de poutres.

3.1.4 Historique des règlements de calcul

Le premier règlement apparaît en 1858, suivi par de nombreuses évolutions.

3.1.4.1 Règlement du 26 février 1858 pour les ponts-rail

Ce texte définit les charges d'épreuve des ponts-rails métalliques sans donner de règle de conception ni fixer de contrainte limite de matériaux.

3.1.4.2 Règlement du 15 juin 1869

Il s'agit du premier texte concernant les ponts route. Il fixe les charges d'exploitation, les conditions d'épreuve et les contraintes limites pour les matériaux :

fonte : 1kg/mm^2 en traction, 5kg/mm^2 en compression
fer forgé : 6kg/mm^2 en traction et compression.

3.1.4.3 Règlement du 7 mai 1870

Il s'agit d'un modèle de cahier des charge pour les ponts suspendu qui fait suite de nombreux incident de construction entre 1830 et 1850 et à leur quasi abandon à cette date.

3.1.4.4 Règlement du 9 juillet 1877

Il s'agit d'une révision du règlement de 1869 comportant une modération des charges d'exploitation et une augmentation des contraintes admissibles de la fonte en flexion.

3.1.4.5 Règlement du 27 décembre 1886

Il s'agit d'une circulaire qui ne modifie pas les contraintes admissibles mais donne des indications sur des dispositions constructives pour les ponts à haubans.

3.1.4.6 Règlement du 29 août 1891

Ce texte modifie le règlement de 1877 pour les charges d'exploitation et les contraintes admissibles de la fonte et du fer. Il donne des caractéristiques mécaniques en fonction du type de pièce : profilés, tôles, rivets pour le fer et l'acier.

3.1.4.7 Règlement du 8 janvier 1915

Ce texte marque une évolution réglementaire importante. Modification des charges d'exploitation. Définition de contraintes admissibles en fonction des cas de charge. L'utilisation de **la fonte en traction est interdite**.

3.1.4.8 Règlement du 10 mai 1927

Ce texte modifie les charges d'exploitations sans modification importante des contraintes limites.

Tableau récapitulatif des contraintes admissibles jusqu'en 1960 (en Mpa)

	Fonte				Fer	Acier
	Traction	Compression	Traction par flexion	Compression par flexion	Traction et compression	Traction et compression
1869	10	50			60	
1877	15	50	30	50	60	
1891	15	60	25	60	65 ou 85	85 ou 115
1915	0	70 ou 65	0	70 ou 65		80 à 130
1927		70 ou 80	15			130 ou 140

3.1.4.9 Fascicule 61, titres I à V du 19 août 1960

Ces textes comprennent la définition des charges d'exploitation des ponts rail (titres I) et des ponts routes (titre II). Ils traitent des ponts-canaux (titre III) et des halles de chemin de fer (titre IV).

Le titre V est intitulé « Conception et calcul des ponts et ouvrages métalliques ».

Il définit des combinaisons d'actions (3) spécifiques aux ouvrages métalliques.

Les contraintes admissibles sont exprimées à partir de la limite d'élasticité (notée N) et non par une valeur numérique fixe. Les valeurs sont considérablement relevées.

contrainte de traction $\leq 0.75 N$

contrainte de compression $\leq 2/3 N$

contrainte de cisaillement $\leq 0.40 N$

Pour les soudures :

les contraintes admissibles sont plus faibles si réalisées sur chantier

si contraintes changent de signe en service elles doivent être majorées (première prise en compte de la fatigue)

Le flambement et le voilement sont pris en compte. Les contraintes critiques sont évoquées sans méthode explicite de calcul. Les coefficients réducteurs permettant de passer des contraintes critiques aux contraintes admissibles sont laissés à la responsabilité du projecteur (1/3 à 1/5).

3.1.4.10 Prescriptions du 25 mars 1966 pour les ponts mixtes

Prise en compte de la participation de la dalle dans la résistance de la charpente métallique pour les ouvrages de portée moyenne (60 m).

Les matériaux travaillent dans le domaine élastique.

Le béton de la dalle doit rester comprimé sous charges permanentes ce qui implique des dénivellations d'appuis systématiques.

NB : Dossier pilote de programme OM66 du SETRA

3.1.4.11 Fascicule 61, titre V du 4 février 1970

Évolution dans le calcul des sollicitations. Comme pour les règlements béton, au lieu des contraintes, ce sont les actions qui sont pondérées dans des combinaisons. Ces combinaisons sont au nombre de trois pour les ponts routes.

Les contraintes admissibles sont à nouveau augmentées :

contraintes normales $\sigma \leq 0.75 \sigma_e$

contraintes de cisaillement $\tau \leq 0.45 \sigma_e$

Introduction de nombreuses nouveautés :
critère de Von-Mises pour les états de contrainte complexes
coefficient de réduction pour le flambement
vérification du voilement basé sur les contraintes critiques (abaques de Klöppel)
calcul des dalles orthotropes
suppression de la différence entre soudures sur chantier et en atelier
calcul des boulons à haute résistance.

3.1.4.12 Fascicule 61, titre V du 4 juillet 1972

Ce texte s'applique aux ouvrages d'art et aux bâtiments (bien qu'il existe déjà le CM66)

C'est une adaptation du texte de 70 aux états limites qui ont été définis dans les « directives communes relatives au calcul des constructions » du 13 décembre 1971.

Les vérifications sont effectuées à l'ELU les contraintes limites deviennent :

contraintes normales $\sigma \leq \sigma_e$
contraintes de cisaillement $\tau \leq 0.60 \sigma_e$

Remarques :

Les sollicitations augmentent dans les mêmes proportions que les contraintes limites, les dimensionnements ne sont pas modifiés.

En 1977 (décret du 22 juin 1977) la référence aux bâtiments est supprimée c'est le CM66 qui s'applique à nouveau.

3.1.4.13 Instruction du 21 juillet 1981 sur le calcul des ponts mixtes

Ce texte remplace celui de 1966.

il est applicable aux ponts mixtes de plus de 60 m.

il autorise la traction sous charges permanentes dans la dalle en béton armé.

A l'ELU, il autorise la plastification sous moment positif (pas de risque d'instabilité)

A l'ELS une vérification des contraintes dans l'acier est limitée à $\sigma_e/1.15$ (vérification des déformations sous charges d'exploitation)

3.1.4.14 Période précédant les Eurocodes 3 et 4

Ponts mixtes – recommandations pour maîtriser la fissuration des dalles – septembre 1995

Ponts métalliques et mixtes – résistance à la fatigue – guide de conception et de justification mai 1996

3.2 DOCUMENT DE DANIEL POINEAU DE 2002

création ou modification	date
D. Poineau	2001
D. Poineau	2002

3.2.1 INTRODUCTION

Pour pouvoir effectuer le recalcul d'un pont ancien en toute connaissance de cause et avec un risque minimum d'erreur, l'ingénieur chargé de cette opération se doit de connaître comment et pourquoi les règles de charges et de calcul ont évolué et aussi quelles en sont leurs imprécisions, leurs insuffisances voire leurs erreurs. Il doit savoir également que des modifications et des améliorations ont été apportées à ces règles par des circulaires diverses et variées dont il n'est pas toujours facile de retrouver la trace.

3.2.2 GÉNÉRALITÉS

Les règles de charges et de calcul étant le plus souvent étroitement imbriquées, le tableau ci-après donne les références de ces différentes règles et ce depuis 1852. L'évolution des règles de calculs des ponts métalliques et mixtes béton-acier est développée dans les paragraphes suivants dont les références sont indiquées comme suit :

3.3 - Évolution des règles de calcul des ponts métalliques

3.4 - Évolution des règles de calcul des ponts mixtes acier-béton

Année	Domaine					Référence	Sous-titre
	Béton armé	Béton Précontraint	Métal	Mixte	Charges civiles Charges militaires		
août 1852				X		Décret du 10 août 1852 portant règlement sur la police du roulage et des messageries publiques	
Février 1858			X			Circulaire sur les épreuves des ponts-rails (pour mémoire)	
juin 1869			X	X		Circulaire du 15 juin 1869 relative aux épreuves à faire subir aux ponts métalliques destinés aux voies de terre	Premier règlement de charges et de calcul pour les ponts routes métalliques. Se réfère à la circulaire du 26 février 1858 relative aux épreuves des ponts ferroviaires
juillet 1877			X	X		Circulaire du 8 juillet 1877 relative à la révision des circulaires du 26 février 1858 et du 15 juin 1869 relatives aux épreuves des ponts métalliques	Cette circulaire traite à la fois des règles de charges et de calcul
août 1891			X	X		Circulaire du 29 août 1891 relative à la révision de la circulaire de 1877, nouvelles règles relatives aux épreuves des ponts métalliques	Cette circulaire comme la précédente traite à la fois des règles de charges et de calcul
octobre 1906	X			X	X	Circulaire du 20 octobre 1906	Emploi du béton armé
janvier 1915			X	X	X	Circulaire du 8 janvier 1915	Ponts métalliques - Règlement de charges
juin 1920					X	Circulaire du 1er juin 1920	
mai 1927	X		X	X		Circulaire série A n°3 du 10 mai 1927	Ponts métalliques et ponts en béton armé
mai 1930					X	Circulaire du 5 mai 1930	
février 1933			X			Circulaire série A n°1 du 7 février 1933	Ponts métalliques et ponts en béton armé
juillet 1934	X					Circulaire série A n°8 du 19 juillet 1934	règles BA 34
mai 1937						Circulaire série A n°3 du 10 mai 1937	
mars 1939			X			Circulaire série A n°4 du 7 mars 1939	Ponts métalliques et ponts en béton armé
mai 1939					X	Circulaire du 5 mai 1939	Conditions de résistance des ouvrages d'art
août 1940				X		Circulaire A-1 du 29 août 1940	Ponts métalliques et ponts en béton armé
octobre 1944				X		Circulaire série A n°27 du 14 octobre 1944	Modification de l'article 2 du règlement du 10 mai 1927 pour le calcul et les épreuves de ponts métalliques
avril 1946			X			Circulaire série A n°21 du 30 avril 1946	Instruction pour le calcul des charpentes et ponts en acier avec assemblages soudés à l'arc électrique
février 1946					X	Circulaire série A n°27 du 11 février 1946	Instruction relative à la circulation des matériels militaires lourds sur les ouvrages d'art
février 1946					X	Circulaire série B n°27 du 11 février 1946	Instruction relative à la circulation des matériels militaires lourds sur les ouvrages d'art
déc 1946					X	Circulaire série B n°243 du 10 décembre 1946	Instruction relative à la circulation des matériels militaires lourds sur les ouvrages d'art
juin 1947					X	Circulaire TP série B n°110 du 6 juin 1947	Conditions de circulation des matériels militaires lourds sur les ouvrages d'art
mars 1950					X	Circulaire TP, SP II, n°42 du 7 mars 1950	Circulation des matériels lourds sur les ouvrages d'art
octobre 1953		X				Circulaire n°141 du 26 octobre 1953	Instructions provisoires relatives à l'emploi du béton précontraint
avril 1958				X	X	Circulaire n°30 du 5 avril 1958	Instructions relatives aux programmes de surcharges et aux épreuves des ponts-routes
janvier 1960	X					Circulaire SCET de M. JR Robinson (revue Routes)	Dérogations aux règles de calcul du béton armé de 1934
août 1960			X	X	X	Circulaire n°65 du 19 août 1960	fascicule 61, Titre I à V - conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art
déc 1962				X	X	Lettre du 8 décembre 1962 du ministre au chef du SSAR	Programme de surcharges pour les ponts sous autoroutes
nov 1964	X					Circulaire n°70 du 14 novembre 1964	fascicule 61, Titre VI - conception et calcul des ouvrages en béton armé
août 1965		X				Circulaire n°44 du 12 août 1965	IP1 - Instruction provisoire relative à l'emploi du béton précontraint
mars 1966			X			Circulaire d-10944 du 25 mars 1966	Ponts routiers de portée moyenne. Règles de

Année	Domaine					Référence	Sous-titre
	Béton armé	Béton Précontraint	Métal	Mixte	Charges civiles		
							calcul des ponts mixtes acier-béton
décembre 1968	X					Circulaire MEL n°68-119 du 11 décembre 1968	fascicule 61, Titre VI (CCBA 68)
février 1970			X			Circulaire n°70-18 du 4 février 1970	fascicule 61 Titre V - Conception et calcul des ponts et constructions métalliques en acier
juin 1970	X					Décret n°70-505 du 5 juin 1970	modification du fascicule 61, Titre VI
octobre 1970	X					Circulaire MEL n°70-115 du 27 octobre 1970	fascicule 61, Titre VI (CCBA 70) - Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé
déc 1971	X	X	X	X	X	Circulaire n°71-145 du 13 décembre 1971	Instruction provisoire sur les directives communes relative au calcul des constructions
déc 1971					X	Circulaire n°71-155 du 29 décembre 1971	fascicule 61, Titre II - Programme de charges et épreuves des ponts routiers
déc 1971	X	X	X	X	X	Circulaire n°71-156 du 30 décembre 1971	mesures d'application du fasc. 61, Titre II - Programme de charges et épreuves des ponts routiers
août 1973			X			Circulaire n°73-150 du 7 août 1973	fascicule 61, Titre V - Conception et calcul des ponts et constructions métalliques en acier
août 1973		X				Circulaire n°73-153 du 13 août 1973	I.P. 2 - Instruction provisoire n°2 relative à l'emploi du béton précontraint
avril 1974		X				Circulaire n°74-60 du 23 avril 1974	I.P. 1 modifiée
avril 1975		X				Circulaire n° du 2 avril 1975	I.P. 1 modifiée
février 1978			X			Circulaire n°78-33 du 18 février 1978	fascicule 61, Titre V - Conception et calcul des ponts et constructions métalliques en acier
mars 1979	X	X	X	X	X	Circulaire n°79-25 du 13 mars 1979	Instruction technique sur les directives communes de 79 relative au calcul des constructions (DC79)
déc 1979		X				Circulaire n°79-121 du 14 décembre 1979	I.P. 1 modifiée
mai 1980	X	X				Circulaire n°79-115 du 2 novembre 1979	fascicule spécial n°79-48 bis (règles BAEL 80)
mai 1980	X					Circulaire n°80-70 du 23 mai 1980	règles d'application du BAEL 80
Déc 1980	X	X	X	X	X	Lettre-circulaire du 9 décembre 1980	fascicule N°61 Titre II Surcharges routières réédition de 1981 – Programme des charges et épreuves des ponts routiers
juillet 1981				X		Circulaire n°81-63 du 28 juillet 1981	Règlement de calcul des ponts mixtes acier-béton
octobre 1983		X				Circulaire du 8 octobre 1983	fascicule n°62 Titre I section II (BPEL 83)
octobre 1983	X					Circulaire du 8 octobre 1983	fascicule n°62 Titre I section I (BAEL 83)
janvier 1992		X				Circulaire n°92-57 du 30 décembre 1992	fascicule n°62 Titre I section II (BPEL 91)
janvier 1992	X					Circulaire n°92-75 du 1er décembre 1992	fascicule n°62 Titre I section I (BAEL 91)
avril 1999		X				Circulaire n°99-28 du 6 avril 1999 modifiant le BPEL91	fascicule n°62 Titre I section II (BPEL 99)
avril 1992	X					Circulaire n°99-28 du 6 avril 1999 modifiant le BAEL91	fascicule n°62 Titre I section I (BAEL 99) ¹

3.2.3 ÉVOLUTION DES RÈGLES DE CALCUL DES PONTS MÉTALLIQUES

3.2.3.1 Généralités

L'évolution des règles de calcul de la construction métallique s'étend sur une période nettement plus longue que celles des autres règles (béton armé et béton précontraint). En ce qui concerne l'évolution des règles relatives aux constructions mixtes acier-béton, les premières règles ne sont apparues qu'en 1966. Comme les règles de calcul de la partie métallique d'une construction mixte sont directement inspirées des règles de calculs des structures métalliques, les règles relatives aux constructions mixtes ont été incluses dans le présent paragraphe.

¹ A noter les nouvelles règles BAEL et BPEL de 1999 qui introduisent les modifications suivantes :

- pour le BA, la fissuration, la dénomination des ciments et l'introduction des bétons à haute performance (60 à 80 MPa) ;
- pour le BP, l'introduction des bétons à haute performance (60 à 80 MPa).

Il est possible de diviser l'évolution des règles de calcul des structures métalliques en trois périodes :

- 1^{ère} période des débuts de la réglementation aux années 1960 ;
- 2^{ème} période des années 60 aux années 70 ;
- 3^{ème} période des années 70 à nos jours.

3.2.3.2 Période des débuts de la réglementation aux années 60

En l'absence de recherche sur les règles de l'art aux débuts de la construction métallique, le présent document ne traite que de la période où des règles officielles se sont imposées. Il aurait dû commencer son étude le 26 février 1858 date de la parution des premières règles de réception des ponts métalliques ferroviaires. En fait, il ne le commencera que le 15 juin 1869 date de parution des premières règles traitant du calcul des ponts-routes métalliques.

Durant cette première période de près de 100 ans, les règles de calcul des structures métalliques ont été intimement liées aux règles de charges et ce jusqu'en 1927 (les règles traitaient à la fois des charges et du calcul). C'est d'ailleurs la raison pour laquelle il a été choisi de rassembler toutes les règles de 1869 à 1927 dans la même première période. Les deux tableaux ci-dessous donnent les principales évolutions enregistrées. Deux paragraphes complémentaires traitent de l'introduction des aciers de type A 52 (52 kg/mm² de limite de rupture) et de la soudure à l'arc électrique.

Il est à noter que toutes ces règles sont basées sur les règles de calcul aux contraintes admissibles mais sans pondération des charges qu'elles soient permanentes ou variables.

3.2.3.3 Tableaux comparatifs des règles de calcul des ponts métalliques de 1869, 1877, 1891, 1915 et 1927

Désignation	Détail	Règles de 1869	Règles de 1877	RÈGLES DE 1891	Observations
Dispositions diverses	Variations thermiques	Non traité	Non traité	Non traité	
Combinaisons des contraintes		Non traité	Non traité	Non traité	
Contraintes admissibles				Désignées par R	Le terme fatigue était utilisé à la place de celui de contrainte admissible
Flambement – Instabilité élastique				Évoqué sans donner de formule. En cas de risque de flambement, la contrainte admissible était désignée par $R' = KR$	
Fonte	Contrainte admissible en traction simple	1 kg/mm ²	1,5 kg/mm ²	1,5 kg/mm ²	En 1877, dérogations possibles pour les grands ponts et ce pour toutes les contraintes limites (fonte et fer)
	Contrainte admissible en traction par flexion		3 kg/mm ²	2,5 kg/mm ²	
	Contrainte limite en compression	6 kg/mm ²	5 kg/mm ²	6 kg/mm ²	
Fers forgés ou laminés	Contrainte admissible en traction	6 kg/mm ²	6 kg/mm ²	6,5 kg/mm ² Pour les fers laminés dans un seul sens, la contrainte d'arrachement était limitée à 2/3 de la contrainte admissible σ_{adm}	En 1891, pour les ponts de plus de 30 m, il était possible de déroger sans dépasser 8,5 kg/mm ² pour le fer et 11,5 kg/mm ² pour l'acier
	Contrainte admissible en compression	6 kg/mm ²	6 kg/mm ²	6,5 kg/mm ²	
Acier	Contrainte admissible en traction			8,5 kg/mm ²	
	Contrainte admissible en compression			8,5 kg/mm ²	
	Contraintes tangentes admissibles			0,8 σ_{adm} 2/3 σ_{adm} pour les fers laminés dans un seul sens si un arrachement était possible	
Rivets	Contraintes admissibles			$\tau_{adm} = 4/5$ de la contrainte admissible dans la pièce la plus faible 3 kg/mm ² à l'arrachement des têtes	

Désignation	Détails	Règles de 1915	Règles de 1927	Observations
Dispositions diverses	Section nette et section brute	En 1915 calcul en section nette mais possible en section brute Majoration par 1,10 des efforts dans les barres des poutres à treillis	Calcul en section nette mais possible en section brute à condition de majorer les efforts	
	Équilibre statique	Coefficient de sécurité : $\geq 1,5$	Coefficient de sécurité : $\geq 1,5$	
	Variations thermiques	$\pm 27^\circ\text{C}$ ($\lambda = 1,1 \cdot 10^{-5}$)	Idem règles de 1915	
	Coefficient de majoration dynamique	Non	Oui pour la première fois	
Calcul des efforts		Majoration par 1,10 des efforts dans les barres des poutres à treillis	Majoration par 1,10 des efforts dans les barres des poutres à treillis. Les règles ci-dessous figuraient en commentaires. En cas de défaut de symétrie entraînant une excentricité des efforts : Pièces comprimées : $M = \frac{Fb}{\cos x + \delta \frac{\sin x}{x}}$ Pièces tendues : $M = \frac{Fb}{1 + \delta \frac{\tanh x}{x}}$ Avec : $x = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{F}{EI}}$ l la longueur de la pièce I moment d'inertie par rapport à l'axe de flexion b l'excentricité de l'effort δ coefficient dépendant des conditions de liaison et de rigidité de la pièces et des pièces qui lui transmettent la force F ($\delta=0$ articulation et $\delta=\infty$ en cas d'encastrement parfait). Pour les attaches symétriques avec âmes simples ou doubles raidies, δ	

Désignation	Détails	Règles de 1915	Règles de 1927	Observations
			peut être supposé très grand et M négligeable si F est inférieure à la charge critique de flambement, Pour les autres attaches au moyen de deux rangées de rivets d'un seul côté d'une âme non raidie spécialement, δ peut être pris égal à $\frac{3\pi}{4}$ soit 2,3 environ.	
Contraintes et combinaisons de contraintes	Notations	Contraintes c, t, v, w : c charges permanentes t effets thermiques d surcharges w vent extrême 250 kg/m ²		
	Combinaisons	$0,6(c+t)+d \leq S_2$ $0,6(c+t)+w \leq S_3$ $c+t+d \leq R_2$ $c+t+w \leq R_3$ Le coefficient réducteur destiné artificiellement à accroître les contraintes admissibles a été critiquée par la Commission de 1927	$c+t+d \leq R_1$ $c+t+w \leq R_2$	
Contraintes admissibles				Le terme « fatigue » dans le sens de contrainte admissible était utilisé
	Contraintes admissibles au flambement	Application de la méthode de Rankine : l est la longueur de la pièce r est le rayon de giration $\sigma_c = \frac{N_c}{B} \left(1 + mN \frac{l^2}{r^2} \right)$ m = 1 pièce bi-articulée m = 1/2 pièce articulée à une extrémité et encastrée à l'autre, m = 1/4 pièce articulée aux deux	Ces règles figuraient en commentaires au texte. La fatigue (contrainte) critique d'Euler était donnée par la formule : $C = m\pi^2 E \frac{r^2}{l^2}$ l la longueur de la pièce, r son rayon de giration,	

Désignation	Détails	Règles de 1915	Règles de 1927	Observations
		extrémités, m = 4 pour un mât. N est fonction de l'élasticité du métal (0,0001 pour l'acier moulé) ; Cette méthode imposée dans le texte suscita des observations de la part de la Commission de 1927. Elle aurait dû figurer en commentaires	E le coefficient d'élasticité du métal, N sa limite d'élasticité, R sa limite de rupture en compression, R1 sa limite de fatigue (attention, le terme fatigue recouvre la notion de contrainte admissible !), m = 1 pour une pièce articulée à ses 2 extrémités, m = 4 pour une pièce parfaitement encastrée à ses 2 extrémités, m = 2 pour une pièce demi- encastrée à ses 2 extrémités, m = 2 pour une pièce articulée à une extrémité et encastrée à l'autre, m = 1/4 pour une pièce encastrée à une extrémité et libre à l'autre (mât), F l'effort de compression et S la section de la pièce - si $C < N$ il fallait vérifier $\frac{F}{S} \leq C \frac{R_1}{R}$ - si $N < C < 3R-2N$ il fallait vérifier $\frac{F}{S} \leq \frac{C+2N}{3} \frac{R_1}{R}$ - si $3R-2N < C$ il fallait vérifier $\frac{F}{R} \leq R_1$ Il était aussi possible d'utiliser la formule de Rankine	
Fonte	Contrainte admissible en traction simple	Utilisation de la fonte interdite	Idem règles de 1915	

Désignation	Détails	Règles de 1915	Règles de 1927	Observations
	Contrainte admissible en traction par flexion	$R_2 = R_3 = 1,5 \text{ kg/mm}^2$	$R_1 = R_2 = 1,5 \text{ kg/mm}^2$	
	Contrainte admissible en compression	$R_2 = R_3 = 7 \text{ kg/mm}^2$	$R_1 = 7 \text{ kg/mm}^2$ $R_2 = 8 \text{ kg/mm}^2$	
Fers forgés ou laminés	Contrainte admissible en traction	Matériaux plus utilisés	Matériaux plus utilisés	
	Contrainte admissible en compression			
Acier	Contrainte admissible en traction	$S_2 = 8,5 \text{ kg/mm}^2$ $S_3 = 9,0 \text{ kg/mm}^2$ $R_2 = 12,5 \text{ kg/mm}^2$ $R_3 = 13 \text{ kg/mm}^2$	$R_1 = 13 \text{ kg/mm}^2$ $R_2 = 14 \text{ kg/mm}^2$	En 1915 S et R valables pour les aciers laminés ou moulés en traction comme en compression
	Contrainte admissible en compression Contraintes tangentes admissibles	$S_2 = 8,5 \text{ kg/mm}^2$ $S_3 = 9,0 \text{ kg/mm}^2$ $R_2 = 12,5 \text{ kg/mm}^2$ $R_3 = 13 \text{ kg/mm}^2$ Les contraintes limites étaient égales à : 0,8 S (S_2 ou S_3) 0,8 R (R_2 ou R_3)	$R_1 = 13 \text{ kg/mm}^2$ $R_2 = 14 \text{ kg/mm}^2$ $R_1 = 9 \text{ kg/mm}^2$ $R_2 = 10 \text{ kg/mm}^2$	
Rivets	Contraintes admissibles	$S_2 = 6,375 \text{ kg/mm}^2$ $S_3 = 6,750 \text{ kg/mm}^2$ $R_2 = 8,5 \text{ kg/mm}^2$ $R_3 = 9,0 \text{ kg/mm}^2$ Contrainte à l'arrachement 1/3 de la contrainte admissible au cisaillement	Au cisaillement : $R_1 = 9 \text{ kg/mm}^2$ $R_2 = 10 \text{ kg/mm}^2$ A l'arrachement des têtes : $R_1 = R_2 = 2,5 \text{ kg/mm}^2$ Dans le cas d'utilisation d'une riveuse mécanique, les contraintes limites étaient relevées : • au cisaillement + 1 kg/mm² • à l'arrachement des têtes + 0,5 kg/mm²	

3.2.3.4 Aciers A. 48, A. 52 et A. 54

Les aciers A. 48 ont fait leur apparition vers les années 20 et les aciers A. 52 ont été utilisés à partir du milieu des années 30.

Pour tenir compte du développement de la soudure à l'arc électrique, quatre circulaires ont complété progressivement les règles 1927 :

- Série A n° 7 du 19 juillet 1934 ;
- Série A n° 4 du 25 juillet 1935 ;
- Série A n° 2 du 11 mars 1938 (cette circulaire a intégré les deux circulaires de 1934 et 1935 dans le cahier des charges général du 29 octobre 1913) ;
- Série A. 21 du 30 avril 1946 (cette circulaire a fixé à la fois les dispositions constructives des pièces soudées et les règles de calcul dont les principales sont développées dans le paragraphe ci-après).

3.2.3.5 Extraits simplifiés de l'article 6 de la circulaire A 21 relatif aux contraintes admissibles dans les soudures

A noter que l'épaisseur « a » du cordon et sa longueur « l » étaient mesurées comme de nos jours.

Soient R la limite de sécurité admise pour le métal de base à la traction et à la compression (se reporter à la circulaire de 1927 et à la circulaire A 21) :

- αR est la contrainte admissible pour la soudure à la compression ;
- βR est la contrainte admissible pour la soudure à la traction ;
- γR est la contrainte admissible pour la soudure au cisaillement.

Les coefficients α , β et γ sont définis par le tableau suivant sauf **pour les assemblages bout à bout entre deux éléments** pour lesquelles les coefficients ci-dessous étaient à multiplier par le facteur empirique suivant :

$$\left(\frac{\varphi - 45}{225} \right)^2$$

Avec φ l'angle d'inclinaison du cordon sur la fibre moyenne

Types de soudures	Nature des efforts	Valeur des coefficients pour une soudure exécutée	
		À l'atelier ou sur un chantier assimilé (*)	Sur un chantier
Soudures d'angle ou soudures à entailles	Toutes natures d'efforts	$\alpha = \beta = \gamma = 0,65$	$\alpha = \beta = \gamma = 0,55$
Soudures bout à bout	Compression	$\alpha = 1,00$	$\alpha = 1,00$
	Traction	$\beta = 1,00$	$\beta = 0,80$
	Cisaillement	$\gamma = 0,65$	$\gamma = 0,55$

(*) Un chantier est assimilé à l'atelier lorsqu'il comporte des installations équivalentes et qu'il permet d'avoir des conditions d'exécution équivalentes.

Pour les ponts, il était tenu compte du changement de signe des contraintes dans les cordons de soudure des assemblages sous l'action des charges roulantes. C'est un principe que l'on retrouve dans les règles actuelles :

- c'_1 est la contrainte sous l'action des charges permanentes ;
- d'_1 la contrainte maximale de même signe que c'_1 sous les charges d'exploitation multipliée par le coefficient de majoration dynamique δ ;
- d'_2 en valeur absolue, la contrainte maximale de signe contraire à d'_1 multipliée aussi par δ (si d'_2 n'est pas de signe contraire à d'_1 il fallait prendre $d'_2 = 0$) ;
- v' et w' respectivement la contraintes sou l'action du vent à 150 kg/m² (ponts-rails avec trafic) et celle sous l'action du vent à 250 kg/m² (ponts-rails et ponts-routes sans trafic) ;
- θ' la contrainte sous l'action de la température.

Les combinaisons de contraintes (soit normales « n » soit tangentes « t ») à considérer étaient les suivantes :

Constructions en acier Ac 42	Constructions en acier Ac 52
(1) $c' + d'_1 + \theta'$	$c' + d'_1 + 0,5 (d'_1 + d'_2) + \theta'$
(2) $c' + d'_1 + \theta' + v'$	$c' + d'_1 + 0,5 (d'_1 + d'_2) + \theta' + v'$
(3) $c' + \theta' + w'$	$c' + \theta' + w'$

Il devait être vérifié que ces combinaisons respectaient :

- en compression : $n \leq \alpha R$
- en traction : $n \leq \beta R$
- au cisaillement : $t \leq \gamma R$

Avec $R = R_1$ pour les combinaisons (1) et $R = R_2$ pour les combinaisons (2) et (3)

3.2.3.6 Période des années 60 aux années 70

Durant cette seconde période relativement courte (entre 1960 et 1972) sont parus deux textes basés sur les contraintes admissibles mais avec introduction de la pondération des actions variables comme dans les règles de calcul du béton armé. Ces deux textes sont les suivants :

- Le titre V du fascicule 61 du CPC annexé à la circulaire n°65 du 19 août 1960 (il y a lieu de rappeler que les nouvelles règles de charges de 1960 ont été intégrées dans le même fascicule) ;
- Le titre V du fascicule 61 du CPC annexé à la circulaire n°70-18 du 4 février 1970. Le texte de 1970 était proche du texte de 1960. Les différences portaient sur les points suivants :
 - * la pondération des actions qui remplaçait la pondération des contraintes ;
 - * des mises en garde sur la fatigue et les efforts concentrés au lancement ;
 - * le relèvement des contraintes admissibles et l'introduction du critère de Von Misès ;
 - * des modifications sur les règles concernant le voilement des plaques et leur raidissage ;
 - * le développement des prescriptions relatives au déversement des poutres ;
 - * l'assimilation des soudures sur chantier à des soudures en atelier ;
 - * des règles sur le calcul des dalles orthotropes.

A noter, en 1966, la parution de la circulaire D-10944 du 25 mars 1966 relative au calcul des ouvrages mixtes acier-béton de moyenne portée.

3.2.3.7 Tableau comparatif des textes de 1960 et de 1970.

Désignation	Détails	Règles de 1960	Règles de 1970	Observations
Dispositions diverses	Équilibre statique	Coefficient de sécurité $\geq 1,5$	Idem règles de 1960	
	Coefficient de majoration dynamique	Oui	Oui	
	Variations thermiques Masse volumique	$\pm 27^\circ\text{C}$ Non indiquée	Idem règles de 1960 $7,85 \text{ t/m}^3$	
Calcul des efforts		Comme dans les règles de 1927, le coefficient de majoration des efforts dus à la rigidité des attaches des barres était fixé à 1,10 mais avec dérogation possible Comme dans les règles de 1927, les commentaires donnaient des formules pour l'évaluation des efforts dus aux défauts de symétrie des barres. On pouvait admettre que le moment de flexion maximal M dû à une force F d'excentricité b était donné par les formules suivantes. : Pièces comprimées : $M = \frac{Fb}{\cos x + \xi \frac{\sin x}{x}}$ Pièces tendues : $M = \frac{Fb}{1 + \frac{\tan x}{x}}$ avec $x = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{F}{EI}}$ l est la longueur de la pièce I est son moment d'inertie par rapport à l'axe de flexion ξ est un coefficient fonction des conditions de	Idem règles de 1960 Idem règles de 1960 sauf • Changement de notations dans les formules : b a été remplacé par e et x par u • La valeur du coefficient ξ a été ramenée de 2,3 à 1,5	

Désignation	Détails	Règles de 1960	Règles de 1970	Observations
		liaison et de rigidité de la pièce considérée et des pièces qui lui transmettent des efforts. Si l'encastrement est parfait (cas des attaches symétriques...) : $\xi = \infty$ et $M = 0$ Dans les autres cas : $\xi = \frac{3\pi}{4} = 2,3$ environ Il était demandé de tenir compte des encastrements partiels aux extrémités des pièces. Par exemple, pour le calcul des longerons les commentateurs proposaient pour calculer le moment maximal de les considérer comme simplement appuyés à condition de prendre un moment d'encastrement sur appuis compris entre 20% et 50% du moment maximal		
Sollicitations pondérées (efforts normaux, moments fléchissants...)	Notations	Sans objet	(G) la sollicitation due aux charges permanentes (P) la sollicitation due aux surcharge d'exploitation (V) la sollicitation due aux surcharges climatiques normales compatibles avec des charges d'exploitation (W) sollicitation due aux surcharges climatiques extrêmes (cas des ponts routes en service) (T) sollicitation due aux effets de la température (SI) sollicitation due aux séismes	Le terme charges d'exploitation n'est pas encore en vigueur en 1970
	Sollicitations totales pondérées	Sans objet	$(S_I) = (G) + 1,2 (P) + (T)$ $(S_I^I) = (G) + 1,1 (P) + (T)$ (ponts-rails) $(S_I^{II}) = (G) + (T) + (P) + (V)$ (ponts-rails) $(S_I^{III}) = (G) + (T) + (W)$ $(S_I^{IV}) = (G) + (P) + (T) + (SI)$	
Contraintes et combinaisons de contraintes	Notations	c contrainte sous charge permanente s contrainte sous surcharge majorée	Sans objet car remplacées par les sollicitations pondérées	

Désignation	Détails	Règles de 1960	Règles de 1970	Observations
		dynamiquement v contrainte sous le vent compatible avec des surcharges (applicable aux ponts-routes en construction) w contrainte sous vent en l'absence de surcharges (ponts-routes en service) t contraintes sous l'action de la températures		
	Combinaisons	La notation « p » désignait l'une quelconque des contraintes pondérée (normale, tangente... p ₁ , p ₂ ou p ₃) : p ₁ = c + t + 1,2 s p ₂ = c + t + 1,1s + v p ₃ = c + t + w		
Calcul des contraintes	Pièces rivées ou assemblées par des boulons HR	Pièces rivées : en section brute si pièce en compression en section nette si pièce en traction	Pièces rivées : idem règles 1960 Pièces assemblées par des boulons HR : - en section brute en compression sous F_a + F_b ; - en section brute en traction sous F_a + F_b ; - en section nette sous F_a + 0,6F_b Avec F _a effort pondéré total transmis par les boulons en avant de la section et F _b effort pondéré total transmis par les boulons au droit de la section	Les règles de 1970 ont introduit les boulons HR
Contraintes admissibles dans le corps des pièces Aciers laminés de construction	Contrainte admissible en traction	Article n°9 $p \leq \frac{3}{4}N$ N désignait la limite élastique de l'acier	Article n°11 $\sigma \leq \frac{3}{4}\sigma_e$ Avec σ_e la limite élastique de l'acier	Les règles de 1970 ont majoré les valeurs des contraintes admissibles
	Contrainte admissible en compression	$p \leq \frac{2}{3}N$	$\sigma \leq \frac{3}{4}\sigma_e$	

Désignation	Détails	Règles de 1960	Règles de 1970	Observations
	Contrainte admissible au cisaillement	$p \leq \frac{2}{5}N$	$\tau \leq 0,45\sigma_e$	
	États de contrainte complexes (jonction d'une âme et d'une membrure)	Dans le cas de la flexion simple : $n^2 + 4t^2 \leq 0,81N^2$ Pour les autres cas, se reporter au §3 de l'article 9 consacré aux attaches	Dans le cas de la flexion simple : $\sigma^2 + 3\tau^2 \leq 0,81\sigma^2$ Pour les autres cas, se reporter à l'article 11 Dans le cas des croisements de semelles, il y avait lieu d'appliquer le critère de Von Misès $\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x\sigma_y + 3\tau_{xy}^2 \leq \frac{9}{16}\sigma_e^2$	
Aciers moulés et aux appareils d'appui	Contraintes admissibles en traction et compression simples	$p \leq \frac{2}{3}N$	Pas de changement par rapport aux règles de 1960 $\sigma \leq \frac{2}{3}\sigma_e$	
	Contraintes admissibles en traction et compression en flexion	$p \leq \frac{3}{4}N$	Pas de changement par rapport aux règles de 1960 $\sigma \leq \frac{3}{4}\sigma_e$	
	Contrainte admissible au cisaillement	$p \leq \frac{2}{5}N$	Pas de changement par rapport aux règles de 1960 $\sigma \leq \frac{2}{5}\sigma_e$	
	Contraintes admissibles dans les zones de contact des appareils d'appui	(*) Acier moulé : $p \leq 4N$ Acier laminé : $p \leq 3N$ Ces valeurs devaient être réduites de 20% pour les appareils à plus de 2 rouleaux	Pas de changement par rapport aux règles de 1960 : $\sigma \leq 4\sigma_e$ $\sigma \leq 3\sigma_e$	(*) Il s'agit des zones de contact des pièces roulant mutuellement l'une sur l'autre. Les contraintes étaient calculées par application de la méthode de Hertz
Flambement	Contraintes admissibles au flambement	Calcul de la contrainte critique d'Euler :	L'article 13 a fait l'objet de remaniements mais la référence à la contrainte critique d'Euler subsiste.	

Désignation	Détails	Règles de 1960	Règles de 1970	Observations
		$C = m\pi^2 E \frac{r^2}{l^2}$ Avec : l la longueur de la pièce r son rayon de giration E le module d'élasticité longitudinal du métal m dépend du mode de fixation de la pièce à ses extrémités m = 1 si pièce articulée à ses 2 extrémités... Vérifications : $C \leq N \Rightarrow p \leq \frac{2C}{5}$ $N \leq C \leq 2N \Rightarrow p \leq \frac{C+3N}{10}$ $2N \leq C \Rightarrow p \leq \frac{C+10N}{24}$	Si σ_m désigne la contrainte moyenne de compression, il y avait lieu de vérifier : $\sigma_m \leq \bar{\sigma}_m$ avec : $\bar{\sigma}_m = 0,75\sigma_e \left(1 - 0,375 \frac{\sigma_e}{\sigma_k}\right) \text{ si } \sigma_k \geq 0,75\sigma_e$ $\bar{\sigma}_m = 0,5\sigma_k \text{ si } \sigma_k < 0,75\sigma_e$ sachant que σ_k est la contrainte critique obtenue en divisant la charge critique d'Euler par la section de la pièces A noter l'introduction du nouvel article 14 traitant des pièces soumises à la flexion composée	
Voilement	Règles	Se reporter à l'article 12	Se reporter à l'article 15 remanié et développé	
Déversement	Règles	Se reporter à l'article 13	Se reporter à l'article 18 remanié et développé	
Rivets	Contraintes admissibles pour les rivets en acier R 38 (utilisables avec les aciers Ac.42)	En cas de renversement des efforts p et p' désignent les contraintes extrêmes et de signes opposés. Cisaillement : $p \left(1 + 0,25 \frac{p'}{p}\right) \leq 15 \text{ kg/mm}^2$ Arrachement des têtes : $p \leq 4 \text{ kg/mm}^2$ Pression diamétrale : $p \left(1 + 0,3 \frac{p'}{p}\right) \leq 32 \text{ kg/mm}^2$	Pas de changement par rapport aux règles de 1960 Cisaillement : $\tau \left(1 + 0,25 \frac{\tau'}{\tau}\right) \leq 15 \text{ hectobars}$ arrachement des têtes : $\sigma \leq 4 \text{ hectobars}$ Pression diamétrale : $\sigma \left(1 + 0,3 \frac{\sigma'}{\sigma}\right) \leq 32 \text{ hectobars}$	Introduction avec les règles de 1960 de l'hectobar : 1 hbar = 1 daN/mm² = 1,02 kgf/mm²
	Contraintes admissibles pour les rivets en acier R 42 (utilisables avec les aciers à	Cisaillement : $p \left(1 + 0,8 \frac{p'}{p}\right) \leq 22 \text{ kg/mm}^2$	Pas de changement par rapport aux règles de 1960	

Désignation	Détails	Règles de 1960	Règles de 1970	Observations
	haute résistance Ac.52	Arrachement des têtes : $p \leq 6 \text{ kg/mm}^2$ Pression diamétrale : $p \left(1 + 0,9 \frac{p'}{p} \right) \leq 48 \text{ kg/mm}^2$	Cisaillement : $\tau \left(1 + 0,8 \frac{\tau_r}{\tau} \right) \leq 22 \text{ hectobars}$ Arrachement des têtes : $\sigma \leq 6 \text{ hectobars}$ Pression diamétrale : $\sigma \left(1 + 0,9 \frac{\sigma_r}{\sigma} \right) \leq 48 \text{ hectobars}$	
Soudures bout à bout de l'acier Ac.42 ou A 42 S	Contraintes admissibles dans les soudures bout à bout Ac 42 et A 42 S	(*) Soudures en atelier et sur chantier : Traction : $\frac{3}{4} N$ et $\frac{3}{5} N$ et Compression : $\frac{2}{3} N$ et $\frac{2}{3} N$ (**) Contrainte de cisaillement en atelier et sur chantier : $\frac{2}{5} N$ et $\frac{1}{3} N$ (***) États de contraintes complexes : Le cercle de Mohr relatif à un état de contraintes plan (contraintes $n_{//}$ parallèles, $n_{\perp}$ n perpendiculaires et de cisaillement) doit avoir un rayon inférieur à : $\frac{9}{10} N$ pour une soudure en atelier $\frac{8}{10} N$ pour une soudure sur chantier	Les soudures sur chantiers devaient être de la même qualité que celles réalisées en atelier sinon, il fallait choisir un autre mode d'assemblage Pas de justification demandées pour les soudures bout à bout de l'acier A 42 S	Dans les règles de 1960, les soudures sur chantier pouvaient être assimilées à des soudures en atelier.
	Contraintes admissibles dans les soudures d'angle Ac 42 et A 42 S	(*) Contraintes $t_{//}$ et $t_{\perp}$ en atelier et sur chantier : $t_{//} = \frac{2N}{5}$ et $\frac{1N}{3}$ et $t_{\perp} = \frac{1}{2} N$ et $\frac{2}{5} N$ (**) Si états de contrainte complexes $t_{//}$ et $t_{\perp}$ à la fois en atelier et sur chantier : $\left(\frac{t_{//}}{\frac{2N}{5}} \right)^2 + \left(\frac{t_{\perp}}{\frac{N}{2}} \right)^2 \leq 1 \quad \text{et} \quad \left(\frac{t_{//}}{\frac{N}{3}} \right)^2 + \left(\frac{t_{\perp}}{\frac{2N}{5}} \right)^2 \leq 1$	(*) Contraintes $\tau_{//}$ et $\tau_{\perp}$: $\tau_{//} \leq 0,45 \sigma_e$ $\tau_{\perp} \leq 0,50 \sigma_e$ (**) Si états de contrainte complexes : $\left(\frac{\tau_{//}}{0,45 \sigma_e} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{\perp}}{0,5 \sigma_e} \right)^2 \leq 1$	
	Contraintes admissibles dans les soudures bout à bout avec les aciers à haute limite	Si les contraintes pondérées p et p' ne changeaient pas de sens, les contraintes admissibles étaient données par les formules (*),	Pour l'acier A 52 S, si les contraintes pondérées σ et σ' ou τ et τ' ne changeaient pas de sens, aucune	

Désignation	Détails	Règles de 1960	Règles de 1970	Observations
	élastique de type A 52 S	(**) et (***) ci-dessus. Si p et p' changeaient de sens il fallait majorer la contrainte pondérée « p » par : Si p était une contrainte de traction ou de cisaillement : $1 + \frac{1}{2} \frac{p'}{p}$ Si p était une contrainte de compression : $1 + \frac{1}{3} \frac{p'}{p}$ Dans les formules p et p' étaient prises en valeur absolue	justification n'était à prévoir comme pour l'acier A 42 S. Si les contraintes normales ou tangentes changeaient de sens il fallait majorer : les contraintes normales par : $1 + 0,5 \frac{\sigma_r}{\sigma}$ et les contraintes tangentes par : $1 + 0,5 \frac{\tau_r}{\tau}$	
	Contraintes admissibles dans les soudures d'angle avec les aciers à haute limite élastique du type A 52 S	Si les contraintes pondérées p et p' ne changeaient pas de sens, les contraintes admissibles étaient données par les formules (*) et (**) ci-dessus. Si p et p' changeaient de sens il fallait majorer la contrainte pondérée « p » par : $1 + \frac{1}{2} \frac{p'}{p}$ Dans les formules p et p' étaient prises en valeur absolue et représentaient les cisaillement parallèles ou perpendiculaires En cas de changement de sens de p et p' dans le métal de base au voisinage d'une soudure d'angle, voir le § 3.33 de l'article 3	Pour l'acier A 52 S, si les contraintes pondérées $\tau_{//}$ et $\tau'_{//}$ ou $\tau_{\perp}$ et $\tau'_{\perp}$ ne changeaient pas de sens, les formules (*) et (**) ci-dessus étaient à vérifier comme pour l'acier A 42 S. Si les contraintes tangentes changeaient de signe, il faut majorer les contraintes $\tau_{//}$ et $\tau'_{//}$ ou $\tau_{\perp}$ et $\tau'_{\perp}$ par les coefficients suivants : $1 + 0,5 \frac{\tau_{//}}{\tau_{//}}$ ou $1 + 0,5 \frac{\tau_{\perp}}{\tau_{\perp}}$ En cas de changement de sens des contraintes dans le métal de base au voisinage d'une soudure d'angle, voir le § 21.333 de l'article 21	
Boulons HR	Conditions de sécurité	Non traité par les règles de 1960	Effort de précontrainte : $\sigma_s = 0,8E$ E est la limite d'élasticité de la vis et la tension initiale Les sections résistantes des vis des boulons figurent dans le titre IV du fascicule n°4 du CPC (se reporter au	

Désignation	Détails	Règles de 1960	Règles de 1970	Observations
			tableau ci-après) Vérification des assemblages soumis à des efforts normaux à la force de précontrainte des boulons : - Vérification du glissement sous un effort F : $F \leq F_r = \sum f_r = \sum n \frac{3}{4} \phi P_v$ l'effort résistant total étant égal à l'effort résistant de chaque boulon multiplié par le nombre de plans de frottement « n » et le nombre des boulons ϕ étant le coefficient de frottement des surfaces en contact (0,30 pour les surfaces brossées et 0,45 pour les surfaces sablées ou grenaillées) - Vérification de la pression diamétrale désignée par σ et σ' : - assemblages en acier A 42 $\sigma \left(1 + 0,3 \frac{\sigma_r}{\sigma} \right) \leq \frac{31,4}{1 - \phi} \text{ hectobars}$ - assemblages en acier A 52 $\sigma \left(1 + 0,9 \frac{\sigma_r}{\sigma} \right) \leq \frac{47}{1 - \phi} \text{ hectobars}$ Remarque, les contraintes dans le corps des pièces devaient satisfaire aux contraintes admissibles de l'article 11 visées ci-devant Cas des assemblages soumis à des	

Désignation	Détails	Règles de 1960	Règles de 1970	Observations
			efforts parallèles à la force de précontrainte des boulons - Effort de traction maximal N d'un boulons (cas d'un effort de traction seul) $N \leq 0,7N_v$ - Effort résistant au glissement (cas de la combinaison d'un effort de traction et d'un effort de cisaillement) $f_r = \frac{3}{4}\phi(N_v - N)$ Remarque, les contraintes dans le corps des pièces devaient satisfaire aux contraintes admissibles de l'article 11 visées ci-devant mais il y avait lieu en plus de vérifier les flexions locales des éléments normaux à la direction de l'effort	
Justification des dalles orthotropes		Non visée par les règles de 1960	Se reporter au nouvel article n° 26	
Dispositions constructives des pièces rivées et soudées		Voir le chapitre VII	Se reporter au texte	

3.2.3.8 Incidences sur les règles de calcul de 1970 des nouvelles règles de charges de 1971 des ponts-routes

Le nouveau fascicule 61 du CPC relatif aux règles de charges avait introduit quelques modifications aux règles de 1970 qui sont développées ci-dessous :

- Les charges autres que les charges militaires (article n°9) et exceptionnelles (article n°10) étaient introduites avec les coefficients de pondération prévus du fascicule (par exemple 1,2 dans la combinaison (S_1^I) ;
- Les charges militaires et exceptionnelles n'étaient à prendre en compte que dans la sollicitation (S_1) mais le coefficient de pondération était ramené de 1,2 à 1 (attention, il n'était plus admis de majoration des contraintes admissibles).
- La pression du vent de l'article 14 des règles de charges de 1971 (par exemple 2000 N/m²) était introduite dans la sollicitation (S_1^{III}) à la place du symbole (W) dont le coefficient de pondération était porté de 1 à 1,13.

3.2.3.9 Période des années 70 à nos jours

Cette troisième période recouvre les différentes règles de calcul des structures métalliques aux états-limites parues en 1972/1973 et 1978. Toutes ces règles ont été basées sur les Directives Communes au Calcul des Constructions de 1971 (DC. 71) alors que les règles concernant le béton armé (le BAEL) et le béton précontraint (le BPEL) ont été construites sur les Directives Communes au Calcul des Constructions de 1979 (DC. 79). Les nouvelles règles de 1978 ont repris le texte de 1972/1973 avec une correction dans l'article 19.22 et la suppression de tous les articles concernant les bâtiments qui ont été exclus de leur domaine d'emploi.

Il est à noter que :

- les règles de 1972 ont été rendues obligatoires par décret pour l'ensemble des marchés de l'état donc pour l'ensemble des ministères aussi, le ministère de l'équipement a dû remplacer les règles ministérielles de 1970 par les nouvelles règles de 1973 dont le texte bien entendu était strictement identiques à celui des règles de 1972 ;
- l'articulation des règles de 1972/1973 était la même que celle des règles de 1970 mais les numéros des articles étaient différents ;
- enfin, bien que **la mise en plasticité des poutres fléchies ait été rendue possible** (Cf. les articles sur le calcul des contraintes et sur les conditions de sécurité dans le corps des pièces), ces nouvelles règles ne modifiaient peu le dimensionnement des structures par rapport aux règles de 1970 ;
- les règles de vérification des structures vis-à-vis de la fatigue n'étaient pas intégrées aux textes de 1972/1973 et 1978. Elles ont été introduites par le guide du Sétra de mai 1996 ².
- Du fait de la mise en chantier des Eurocodes 3 (structures en acier) et 4 (structures mixtes), il n'a pas été jugé utile de réviser les règles de calcul des structures métalliques et mixtes. Aussi, dans certains domaines actuellement, (calcul des oreilles d'attache des suspentes, étude du voilement au droit des efforts concentrés apportées par les chaises à galets, calcul des connecteurs à l'ELU, choix du ferrailage minimal dans les dalles des ponts mixtes en fonction du diamètre des aciers...), les projeteurs se réfèrent aux parties correspondantes des Eurocodes susvisés ;
- une bonne partie des règles de calcul des parties métalliques des ponts mixtes acier-béton qui figurent dans la circulaire n° 81-63 du 28 juillet 1981 sont inspirées des règles 1972 / 1973 / 1978 (se reporter au paragraphe ci-après qui traite de l'évolution des règles de calcul des ponts mixtes acier-béton).

Toutes ces règles de calcul aux états-limites ont été associées aux règles de charges de 1971 et à leur réédition de 1981 .

Le tableau ci-après donne les principales évolutions entre les règles de 1970 et celles qui se sont succédées de 1972 / 1973 à 1978.

3.2.3.10 Tableau comparatif des règles de 1970, 1972, 1973 et 1978

² Ponts métalliques et mixtes. Résistance à la fatigue. Guide de conception et de justification (SETRA mai 1996 et errata de 1997).

Désignation	Détails	Règles de 1970	Règles de 1972/1973/1978	Observations
Dispositions diverses	Équilibre statique	Idem règles de 1960	Application des DC.71 avec le cas où le déséquilibre peut entraîner des accidents de personnes et le cas sans risque d'accident de personnes	Se reporter aux règles de 1972 / 1973 et 1978
	Coefficient de majoration dynamique	Oui, celui des règles de charges	Idem les règles de 1970	
	Variations thermiques	Idem règles de 1960	Modification, les actions cycliques valent : - les variations thermiques de longue durée d'application (variations saisonnières) +2.10⁻⁴ à -2,5.10⁻⁴ - les variations thermiques de courte durée d'application (valeurs extrêmes pour une durée de référence de 50 ans) +3.10⁻⁴ à -4.10⁻⁴ Avec un coefficient de dilatation de l'acier de 1,1.10⁻⁵	
	Masse volumique	7,85 t/m ³	Idem les règles de 1970	
Calcul des efforts		Idem règles de 1960 (majoration par 1,10 des efforts dans les barres des poutres treillis) Idem règles de 1960 pour le prise en compte des défauts de symétrie des barres excentricité des efforts sauf : - Changement de notations dans les formules : b a été remplacé par e et x par u - La valeur du coefficient ξ a été ramenée de 2,3 à 1,5	Pour tenir compte des suppléments d'efforts dus à la rigidité des attaches (Idem les règles de 1960 et 1970) avec la possibilité de majoration par 1,10 des efforts dans les barres des poutres treillis des ponts Pour tenir compte des défauts de symétrie des barres (modification par rapport aux règles de 1970), le moment maximal de flexion était pris à : $M = \frac{F \cdot e}{2}$	
Sollicitations pondérées (efforts normaux, moments fléchissants...)	Notations	(G) la sollicitation due aux charges permanentes (P) sollicitations due aux surcharge d'exploitation (V) la sollicitation due surcharges climatiques normales compatibles avec des charges	Modifications importantes avec le recours aux notations des DC. 71 Q_{LI} ensemble des actions de longue durée d'application agissant dans le même sens que l'action de courte durée Q_C ou accidentelle	Le terme charges d'exploitation est utilisé depuis 1971 en remplacement du terme surcharges qui

Désignation	Détails	Règles de 1970	Règles de 1972/1973/1978	Observations
		d'exploitation (W) sollicitation due aux surcharges climatiques extrêmes (cas des ponts routes en service) (T) sollicitation due aux effets de la température (SI) sollicitation due aux séismes	Q_{L2} action de longue durée d'application agissant en sens inverse de Q_C Q_{Ci} valeur caractéristique des actions de courte durée d'application ou accidentelles $S(\gamma_Q Q)$ La sollicitation due à une action de calcul $\gamma_Q Q_C$	prête à confusion
	Sollicitations totales pondérées	$(S_I) = (G) + 1,2 (P) + (T)$ $(S_I^I) = (G) + 1,1 (P) + (T)$ (ponts-rails) $(S_I^{II}) = (G) + (T) + (P) + (V)$ (ponts-rails) $(S_I^{III}) = (G) + (T) + (W)$ $(S_I^{IV}) = (G) + (P) + (T) + (SI)$	Combinaisons d'actions de calcul et sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites ultimes (ELU) (équilibre statique, résistance sauf fatigue) : - Combinaison principale $1,2[S(1,1Q_{L1})+S(0,9Q_{L2})+S(\gamma_{QC}Q_C)]$ - Combinaison supplémentaire $1,2[S(1,1Q_{L1})+S(0,9Q_{L2})+S(\gamma_{QC1}Q_{C1})+S(\gamma_{QC2}Q_{C2})]$ $\gamma_{QC}=1,4$ charges appliquées en cours la construction $\gamma_{QC}=1,33$ charges non exceptionnelles sur les ponts routes $\gamma_{QC}=1,25$ actions de la température, autres actions cycliques, les charges climatiques $\gamma_{QC}=1,1$ charges d'exploitation de caractère particulier (convois exceptionnels civils ou militaires) Combinaisons d'actions de calcul et sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites d'utilisation (ELS) :	Pour les combinaisons accidentelles liées aux problèmes d'équilibre statique se reporter aux DC. 71 Il est à noter que la résistance des pièces est justifiée vis-à-vis des ELU, alors que les ELS n'interviennent que dans les états limites de déformation. Attention la charge caractéristique à l'ELS est obtenue en majorant par $\gamma_{QC}=1,20$ les charges routières.

Désignation	Détails	Règles de 1970	Règles de 1972/1973/1978	Observations
			- Combinaison principale $S(Q_{L1}) + S(Q_{L2}) + S(\gamma_{QC} Q_C)$ - Combinaison supplémentaire $S(Q_{L1}) + S(Q_{L2}) + S(\gamma_{QC1} Q_{C1}) + S(\gamma_{QC2} Q_{C2})$	
Contraintes et combinaisons de contraintes	Notations	Sans objet car remplacées par les sollicitations pondérées	Sans objet	
	Combinaisons	Sans objet car remplacées par les sollicitations pondérées	Sans objet	
Calcul des contraintes Rappel : les contraintes dans les règles de 1972/1973 et 1978 sont calculées aux ELU	Pièces rivées ou assemblées par des boulons	Pièces rivées : idem règles 1960 : Section brute en compression et cisaillement Section nette en traction	Les contraintes normales de compression et les contraintes de cisaillement sont calculées en section brute Les contraintes normales de traction en section nette	Attention, les boulons ordinaires ne sont pas autorisés dans les ossatures des ponts (risque de desserrage par les vibrations)
	Pièces assemblées par des boulons HR	- en section brute en compression sous $F_a + F_b$; - en section brute en traction sous $F_a + F_b$; - en section nette sous $F_a + 0,6F_b$ Avec F_a efforts pondéré total transmis par les boulons en avant de la section et F_b effort pondéré total transmis par les boulons au droit de la section	Idem les règles de 1970 : - en section brute en compression sous $F_a + F_b$; - en section brute en traction sous $F_a + F_b$; - en section nette sous $F_a + 0,6F_b$ Avec F_a efforts pondéré total transmis par les boulons en avant de la section et F_b effort pondéré total transmis par les boulons au droit de la section	
Contraintes admissibles dans le corps des pièces		Article n°11	Article 14	
Aciers laminés de	Contrainte limite en	Contrainte admissible en traction (article 11)	Contrainte limite en traction (plastification)	Le terme contraintes

Désignation	Détails	Règles de 1970	Règles de 1972/1973/1978	Observations
construction	traction	$\sigma \leq \frac{3}{4} \sigma_e$ Avec σ_e la limite élastique de l'acier	autorisée) $\sigma \leq \sigma_e$	limites remplace le terme contraintes admissibles
	Contrainte admissible en compression	Contrainte admissible en compression (article 11) $\sigma \leq \frac{3}{4} \sigma_e$	Contrainte limite en compression $\sigma \leq \sigma_e$	Attention aux autres limites à vérifier à cause des risques d'instabilité élastique
	Contrainte limite au cisaillement	Contrainte admissible (article 11) $\tau \leq 0,45 \sigma_e$	Contrainte limite $\tau \leq 0,6 \sigma_e$	
	États de contrainte complexes (jonction d'une âme et d'une membrure)	Dans le cas de la flexion simple : $\sigma_2 + 3\tau_2 \leq 0,81 \sigma_e^2$ Pour les autres cas, se reporter à l'article 11 Dans le cas des croisements de semelles, il y avait lieu d'appliquer le critère de Von Misès $\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_2^2 \leq \frac{9}{16} \sigma_e^2$	Dans le cas de la flexion simple : $\sigma_2 + 3\tau_2 \leq \sigma_e^2$ Pour les autres cas, se reporter à l'article 14 Dans le cas des croisements de semelles, il y a lieu d'appliquer le critère de Von Misès $\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_2^2 \leq \sigma_e^2$	Se reporter à l'article 14 pour les états de contraintes complexes, les nœuds et assemblages (risques de déchirures, d'efforts locaux de flexion)
Aciers moulés et aux appareils d'appui	Contraintes limites en traction et compression simples	Pas de changement par rapport aux règles de 1960 $\sigma \leq \frac{2}{3} \sigma_e$	Contrainte limite de traction ou compression $\sigma \leq 0,9 \sigma_e$	
	Contraintes limites en traction et compression en flexion	Pas de changement par rapport aux règles de 1960 $\sigma \leq \frac{3}{4} \sigma_e$	Contrainte limite en traction ou compression $\sigma \leq \sigma_e$	
	Contrainte limites au cisaillement	Pas de changement par rapport aux règles de 1960 $\sigma \leq \frac{2}{5} \sigma_e$	Contrainte tangente limite $\tau \leq 0,53 \sigma_e$	
	Contraintes admissibles dans les zones de contact des appareils d'appui	Pas de changement par rapport aux règles de 1960 $\sigma \leq 4 \sigma_e$	Contraintes limites $\sigma \leq 5,3 \sigma_e$ $\sigma \leq 4 \sigma_e$	(*) Il s'agit des zones de contact des pièces roulant mutuellement l'une sur l'autre. Les contraintes

Désignation	Détails	Règles de 1970	Règles de 1972/1973/1978	Observations
		$\sigma \leq 3\sigma_e$		sont calculées par application de la méthode de Hertz
Flambement	Contraintes limites	L'article 13 a fait l'objet de remaniements mais la référence à la contrainte critique d'Euler subsiste. Si σ_m désigne la contrainte moyenne de compression, il y avait lieu de vérifier : $\bar{\sigma}_m \leq \bar{\sigma}_m$ Avec : $\bar{\sigma}_m = 0,75\sigma_e(1 - 0,375\frac{\sigma_e}{\sigma_k}) \text{ si } \sigma_k \geq 0,75\sigma_e$ $\bar{\sigma}_m = 0,5\sigma_k \text{ si } \sigma_k < 0,75\sigma_e$ Sachant que σ_k est la contrainte critique obtenue en divisant la charge critique d'Euler par la section de la pièces A noter, l'introduction du nouvel article 14 traitant des pièces soumises à la flexion composée : $\frac{\sigma_m}{\bar{\sigma}_m} + \frac{\sigma_f}{\bar{\sigma}_f} \leq 1 \text{ avec } \bar{\sigma}_f = 0,75\sigma_e$ Dans le cas où la contrainte de traction due à la flexion est importante : $\frac{\frac{\sigma_{ft}}{1 - \frac{\sigma_m}{0,75\sigma_k}} - \sigma_m}{4} \leq \frac{3\sigma_e}{4}$	Il est fait toujours référence à la contrainte critique d'Euler. Si σ_m désigne la contrainte moyenne de compression, il y a lieu de vérifier : $\bar{\sigma}_m \leq \bar{\sigma}_m$ Avec : $\bar{\sigma}_m = \sigma_e(1 - 0,375\frac{\sigma_e}{\sigma^*}) \text{ si } \sigma^* \geq 0,75\sigma_e$ $\bar{\sigma}_m = 0,66\sigma^* \text{ si } \sigma^* < 0,75\sigma_e$ Sachant que σ^* est la contrainte critique obtenue en divisant la charge critique d'Euler par la section de la pièces Cas des pièces soumises à la flexion composée : $\frac{\sigma_m}{\bar{\sigma}_m} + \frac{\sigma_f}{\bar{\sigma}_f} \leq 1 \text{ avec } \sigma_m \text{ et } \sigma_f \text{ les contraintes normales dues à respectivement à l'effort normal et à la flexion}$ Cas des pièces en flexion composée déviée : $\frac{\sigma_m}{\bar{\sigma}_m} + \frac{\bar{\sigma}_{fx}}{\bar{\sigma}_{fx}} + \frac{\sigma_{fy}}{\bar{\sigma}_{fy}} \leq 1$ Dans le cas où la contrainte de traction due à la flexion est importante : $\frac{\frac{\sigma_{ft}}{1 - \frac{\sigma_m}{\sigma^*}} - \sigma_m}{\sigma^*} \leq \sigma_e$	Se reporter à l'article 16 pour le flambement des différentes pièces comprimées et à l'article 17 pour le flambement des pièces en flexion composée
Voilement	Règles	Se reporter à l'article 15 remanié et développé avec les notions de raidisseurs rigides et souples	Se reporter à l'article 18 qui apporte de nouvelles règles. En particulier le calcul des semelles des membrures très comprimées (les	

Désignation	Détails	Règles de 1970	Règles de 1972/1973/1978	Observations
			membrures sont plus larges avec les tôles de forte épaisseur) $\frac{b}{t} \leq 18,5 \sqrt{\frac{235}{\sigma_e}}$	
Déversement	Règles	Se reporter à l'article 16 remanié et développé	Se reporter à l'article 19 qui est en partie nouveau	La formule de l'article 19.2 des règles de 1970 qui comportait une coquille a été modifiée
Rivets	Contraintes limites pour les rivets R 38 (utilisables avec les aciers Ac.42)	Pas de changement par rapport aux règles de 1960 Cisaillement : $\tau \left(1 + 0,25 \frac{\tau}{\tau} \right) \leq 15 \text{ hectobars}$ Arrachement des têtes : $\sigma \leq 4 \text{ hectobars}$ Pression diamétrale : $\sigma \left(1 + 0,3 \frac{\sigma}{\sigma} \right) \leq 32 \text{ hectobars}$	Nouvelles dispositions donnant la section du rivet en fonction de l'épaisseur totale des pièces assemblées et du diamètre du trou (diamètre du rivet + 1 mm) Cisaillement et arrachement des têtes : $\tau \left(1 + k \frac{ \tau _{\max}}{ \tau _{\max}} \right) \leq 0,8 \sigma_e$ $\sigma \left(1 + k \frac{ \sigma _{\max}}{ \sigma _{\max}} \right) \leq 0,8 \sigma_e$ $k = 0,25$ pour les aciers où $\sigma_e = 235 \text{ N/mm}^2$ $k = 0,8$ pour les aciers où $\sigma_e = 355 \text{ N/mm}^2$ Pression diamétrale : $\sigma \left(1 + k \frac{ \sigma _{\max}}{ \sigma _{\max}} \right) \leq 1,8 \sigma_e$ dans les ponts prendre $3,5 \sigma_e$ dans les assemblages courants où il n'est pas nécessaire de limiter les déformations ; $k = 0,3$ pour les aciers où $\sigma_e = 235 \text{ N/mm}^2$ $k = 0,9$ pour les aciers où $\sigma_e = 355 \text{ N/mm}^2$	
	Contraintes limites pour les rivets R 42 (utilisables avec les aciers à haute	Cisaillement : $\tau \left(1 + 0,8 \frac{\tau}{\tau} \right) \leq 22 \text{ hectobars}$	Les formules ci-dessus sont aussi applicables aux rivets R 42	

Désignation	Détails	Règles de 1970	Règles de 1972/1973/1978	Observations
	résistanceAc 52)	Arrachement des têtes : $\sigma \leq 6 \text{ hectobars}$ Pression diamétrale : $\sigma \left(1 + 0,9 \frac{\sigma_r}{\sigma} \right) \leq 48 \text{ hectobars}$		
Boulons ordinaires	Contraintes limites dans les boulons	Non traité	La section du boulon est égale soit à la section du corps de vis Ω soit à la section résistance de la partie filetée Ω_r suivant la nature de la sollicitation Effort de traction : $\sigma \leq 0,8 \sigma_e$ calcul avec Ω_r Effort de cisaillement : $\tau \leq 0,6 \sigma_e$ calcul avec Ω ou Ω_r suivant la position de la partie filetée Efforts combinés donnant une contrainte normale σ_N et une contrainte de cisaillement τ : $\sigma_N \leq 0,8 \sigma_e$ et $\sigma_N^2 + 3\tau^2 \leq \sigma_e^2$	Nouvel article en 1972
Soudures	Contraintes limites des soudures bout à bout	Pas de justification demandée pour les soudures bout à bout en l'absence de renversement du sens des efforts en service ou d'effets dynamiques sur l'ossature. Il faut cependant que les contraintes admissibles dans le métal de base soient respectées. Si les contraintes normales ou tangentes changeaient de sens il fallait majorer : les contraintes normales par : $1 + 0,5 \frac{\sigma_r}{\sigma}$ et les contraintes tangentes par :	Pas de justification demandées pour les soudures bout à bout si les contraintes en service ne sont pas susceptibles de changer de sens et si l'ossature n'est pas soumise à des effets dynamiques (ponts). Il faut cependant que les contraintes limites dans le métal de base soient satisfaites. Pour les assemblages en acier A52 S en cas de renversement de sens des efforts en service ou à des efforts dynamiques (ponts), les contraintes majorées par les coefficients ci-dessous doivent satisfaire aux contraintes limites du corps des pièces. Coefficients de majoration :	

Désignation	Détails	Règles de 1970	Règles de 1972/1973/1978	Observations
		$1+0,5\frac{\tau_{\perp}}{\tau}$	$1+0,5\frac{ \sigma_{\perp} _{\max}}{ \sigma _{\max}}$ et $1+0,5\frac{ \tau_{\perp} _{\max}}{ \tau _{\max}}$	
	Contraintes limites des soudures d'angle	Cas des aciers A 42S : (* Contraintes $\tau_{//}$ et $\tau_{\perp}$: $\tau_{//} \leq 0,45\sigma_e$ $\tau_{\perp} \leq 0,5\sigma_e$ (**) Si états de contraintes complexes : $\left(\frac{\tau_{//}}{0,45\sigma_e}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{\perp}}{0,5\sigma_e}\right)^2 \leq 1$ Cas des aciers A 52 S : Si les contraintes pondérées $\tau_{//}$ et $\tau'_{//}$ ou $\tau_{\perp}$ et $\tau'_{\perp}$ ne changeaient pas de sens, les formules (*) et (**) ci-dessus étaient à vérifier comme pour l'acier A 42 S. Si les contraintes tangentes changeaient de signe, il fallait majorer les contraintes $\tau_{//}$ et $\tau'_{//}$ ou $\tau_{\perp}$ et $\tau'_{\perp}$ par les coefficients suivants : $1+0,5\frac{\tau_{//}}{\tau_{//}}$ ou $1+0,5\frac{\tau_{\perp}}{\tau_{\perp}}$ En cas de changement de sens des contraintes dans le métal de base au voisinage d'une soudure d'angle, voir le § 21.333 de l'article 21	(*) Contraintes $\tau_{//}$ et $\tau_{\perp}$: $\tau_{//} \leq 0,60\sigma_e$ $\tau_{\perp} \leq 0,66\sigma_e$ (**) Si états de contraintes complexes : $\tau_{\perp}^2 + 1,2\tau_{//}^2 \leq 0,435\sigma_e^2$ Pour l'acier A 52 S soumis à des efforts dynamiques ou susceptibles de changer de sens, les contraintes $\tau_{\perp}$ et $\tau_{//}$ sont à majorer par le coefficient suivant avant de vérifier les contraintes limites * et ** $1+0,5\frac{ \tau_{\perp} _{\max}}{ \tau_{\perp} _{\max}}$ ou $1+0,5\frac{ \tau_{//} _{\max}}{ \tau_{//} _{\max}}$ En cas de changement du sens des contraintes dans le métal de base de la pièce dont on transmet les efforts au voisinage d'une soudure d'angle, il faut appliquer l'article n°26.35.	
Boulons HR	Force de précontrainte	Contrainte après pertes : $\sigma_s = 0,8E$ E est la limite d'élasticité de la vis et la tension initiale Les sections résistantes Ω des vis des boulons	Contrainte après pertes : $\sigma_s = 0,8\sigma_e$ σ_e est la limite d'élasticité de la vis et la tension initiale	

Désignation	Détails	Règles de 1970	Règles de 1972/1973/1978	Observations
		figurent dans le titre IV du fascicule 4 du CPC La force de précontrainte d'un boulon vaut : $P_v = 0,8E\Omega$	Les sections résistantes Ω des vis des boulons d (mm) 16 18 20 22 24 27 section (mm ²) 157 192 245 303 353 459	
	Conditions de sécurité des boulons : cas des assemblages soumis à des efforts normaux à la force de précontrainte des boulons.	Vérification du glissement sous un effort F : $F \leq F_r = \sum f_r = \sum n \frac{3}{4} \phi P_v$ L'effort résistant total étant égal à l'effort résistant de chaque boulon multiplié par le nombre de plans de frottement « n » et le nombre des boulons ϕ étant le coefficient de frottement des surfaces en contact (0.30 pour les surfaces brossées et 0,45 pour les surfaces sablées ou grenillées) Vérification de la pression diamétrale désignée par σ et σ' : - assemblages en acier A 42 $\sigma \left(1 + 0,3 \frac{\sigma'}{\sigma} \right) \leq \frac{31,4}{1 - \phi} \text{ hectobars}$ - assemblages en acier A 52 $\sigma \left(1 + 0,9 \frac{\sigma'}{\sigma} \right) \leq \frac{47}{1 - \phi} \text{ hectobars}$	Effort résistant au glissement d'un boulon : $f_r = 0,8 \phi \sigma_e \Omega$ dans le cas des ponts et ossatures soumises à des efforts dynamiques. Vérification du glissement sous un effort F : $F \leq F_r = \sum n f_r$ l'effort résistant total étant égal à l'effort résistant de chaque boulon multiplié par le nombre de plans de frottement « n » et le nombre des boulons ϕ étant le coefficient de frottement des surfaces en contact (0.30 pour les surfaces brossées et 0,45 pour les surfaces sablées ou grenillées) Vérification de la pression diamétrale désignée par σ et/ou σ' : - ossature soumise à des efforts statiques, la pression diamétrale ne doit pas dépasser la limite suivante. $\sigma \leq \sigma_e$ - ossature soumise à des efforts dynamiques ou à des renversements d'efforts, la contrainte ne doit pas dépasser la limite suivante $\sigma \leq \frac{4\sigma_e}{1 + k \frac{ \sigma _{\max}}{ \sigma _{\max}}}$	

Désignation	Détails	Règles de 1970	Règles de 1972/1973/1978	Observations
			$k = 0,3$ si $\sigma_e = 235 \text{ N/mm}^2$ $k = 0,9$ si $\sigma_e = 355 \text{ N/mm}^2$	
	Conditions de sécurité des boulons : cas des assemblages soumis à des efforts parallèles à l'effort de précontrainte des boulons	L'effort maximal de traction du boulon était limité à $N \leq 0,7N_v$	L'effort de traction maximal du boulon est limité à $N_r \leq N_v$	
	Conditions de sécurité des boulons : cas des assemblages soumis à la fois à des efforts parallèles et perpendiculaires à l'effort de précontrainte des boulons	$f_r = \frac{3}{4} \varphi (N_v - N_r)$ Le cas où se superpose un moment fléchissant n'était pas traité en 24.2	$f_r = \varphi (N_v - N_r)$ dans le cas d'un pont ou d'une ossature soumise à des efforts dynamiques Vérification des assemblages soumis à des efforts perpendiculaires à la force de précontrainte des boulons et à un moment fléchissant (assemblage d'une poutre et d'un poteau) : Se reporter à l'article 29.3	
	Conditions de sécurité dans le corps des pièces assemblées par des boulons HR	Quel que soit le type d'assemblage : Se reporter à l'article 11	Quel que soit le type d'assemblage : Se reporter à l'article 14	
Dalles orthotropes		Se reporter à l'article 26	Se reporter à l'article 30	
Dispositions constructives		Se reporter au chapitre VIII	Se reporter au chapitre X	

3.2.4 ÉVOLUTION DES RÈGLES DE CALCUL DES PONTS MIXTES ACIER-BÉTON

3.2.4.1 Généralités

Seulement deux règles de calcul des ponts mixtes acier-béton ont vu le jour entre les années 60 et 80 :

- les premières parurent en 1966. Ces règles furent basées pour le calcul des parties métalliques sur les règles de 1960 (titre V du fascicule 61 du CPC), pour le calcul des parties en BA sur les règles de 1964 (titre VI du fascicule 61 du CPC) et pour le calcul des parties en BP sur les règles de 1965 (IP. 1). Il s'agissait de règles aux contraintes admissibles. L'article 4.2.2 de ces règles imposait en service à vide (charges permanentes + retrait + température) que la dalle de couverture en béton ne subisse aucune traction. Des dénivellations d'appui étaient souvent nécessaires pour respecter cette condition.
- les secondes parurent en 1981. Ces règles furent basées pour le calcul des parties métalliques sur les règles de 1978, pour le calcul des parties en BA sur les règles du BAEL 80 et pour le calcul des parties en BP sur les règles de l'IP. 2 (assez proches du BPEL). Il s'agissait donc de règles aux états-limites se référant aux DC. 71. L'article 11 de ces règles admet la mise en traction du béton. Elle n'a pas repris l'obligation de l'article 4.2.2 des règles de 1966.

Il est noter depuis la parution des trois textes suivants qui complètent les règles de 1981 :

- * le guide de conception et de calcul des ponts routes à poutrelles enrobées (SETRA / SNCF de mai 1995). Ce type de pont sortant du domaine d'emploi des règles de 1966 et 1981;
- * les Recommandations pour la maîtrise de la fissuration des dalles des ponts mixtes (SETRA de septembre 1995) ;
- * le guide de conception et de justification des ponts métalliques et mixtes vis-à-vis de la résistance à la fatigue (SETRA / SNCF / CTICM de mai 1996 et errata 1997).

3.2.4.2 Tableau comparatif des règles de 1966 et 1981.

DÉSIGNATION	DÉTAIL	Règles de 1966	Règles de 1981	Observations
Domaine d'emploi		Ponts-routes de portée moyenne (environ 60 m de portée) ; Ne s'appliquaient pas aux ponts à poutrelles enrobées	Applicables aux ponts à poutres métalliques sous chaussée et aux éléments secondaires des ponts à poutres latérales (pièces de pont et longerons). Ne s'appliquent pas aux ponts à poutrelles enrobées	Des adaptations ont été mises au point par le SETRA pour l'utilisation de dalles préfabriquées et de dalles précontraintes
Caractéristiques des matériaux			Résistances caractéristique du béton à 28 jours : à la compression f_{c28} à la traction $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$	(Cf. les articles 4, 5, 6... pour le béton léger) L'usage du BHP compte tenu de l'importance de ses retraits est déconseillé sauf si une disposition permet aux effets des retraits de s'effectuer avant connexion
Coefficients d'équivalence acier-béton		n = 6 sous charges d'exploitation n = 15 sous les effets du retrait et de la température n = 18 sous les charges de longue durée d'application Pour le calcul de la dalle de couverture sous les effets locaux le coefficient était fixé à n = 15	Coefficient d'équivalence instantané : $n_i = \frac{E_a}{E_i}$ avec $E_a = 210\,000$ MPa Il est d'usage de prendre $n_i = 6$ pour le béton traditionnel Pour le calcul de la dalle de couverture sous les effets locaux prendre n = 15. Coefficient d'équivalence à long terme (fluage du béton) : $n_v = \frac{E_a}{E_i} (1 + K_{\eta})$ K_{η} peut être pris égal à 2 D'où : $n_v = 18 = 3 n_i$	

DÉSIGNATION	DÉTAIL	Règles de 1966	Règles de 1981	Observations
Actions du retrait et de la température		Pour la combinaison retrait et température deux valeurs extrêmes possibles : Moitié nord et quart sud-ouest de la France : 0 et $3,5.10^{-4}$ Quart sud-est de la France : 0 et $4,5.10^{-4}$. La valeur maximale pouvait être réduite si le béton subissait une partie de son retrait avant sa connexion à l'ossature (réduction limitée à 1.10^{-4}) Il devait être tenu compte des réactions hyperstatiques apportées par les effets des déformations gênées de retrait et de température Lors de l'application des charges d'exploitation à la mise en service du pont, il pouvait être admis que $1,5.10^{-4}$ du retrait avait été effectué (cf. annexe II de l'IP.1)	Le raccourcissement relatif du béton par retrait vaut : - pour le quart sud-est de la France : 3.10^{-4} - et pour le reste de la France : 2.10^{-4} Les actions différentielles de température par suite de la différence d'inertie thermique du béton et de l'acier développent des déformations linéaires relatives qui valent pour $\pm 10^{\circ}\text{C}$ 1.10^{-4} (elles peuvent être réduites de moitié) Les combinaisons du retrait et du différentiel thermique peuvent donc être prises égales à : - quart sud-est : $3,5.10^{-4}$ - reste de la France : $2,5.10^{-4}$	
Justification des poutres mixtes à l'ELS		Il n'y avait pas de justifications vis-à-vis des ELU	Les justifications vis-à-vis des ELU sont traitées dans la suite du tableau	
Combinaisons d'actions et sollicitations de calcul vis-à-vis des ELS		Les justifications étaient à faire dans tous les états successifs de la vie du pont à cause des effets variables du retrait et du fluage. Les calculs des efforts dans les poutres, dalles et entretoises devaient être effectués suivant les hypothèses classiques de la résistance des matériaux (article 5.1)	Les combinaisons d'actions à prendre en compte vis-à-vis des ELS sont celles des règles de calcul des constructions métalliques de 1978. Toutes les phases de construction et de service sont à considérer et à justifier (l'ossature métallique seule, puis avec le poids du béton, l'ossature mixte sous le poids des équipements, puis sous les charges d'exploitation...)	
	Pondération des actions ou des contraintes des parties en BP	Pas de pondération des contraintes	Se reporter aux combinaisons d'actions	

DÉSIGNATION	DÉTAIL	Règles de 1966	Règles de 1981	Observations
	Pondération des actions ou des contraintes des parties en BA et en métal	Les contraintes étaient pondérées mais, la sollicitation pondérée du 2 ^e genre n'était pas appliquée L'article 4.1.3 visait les ponts comportant une tôle générale associée à dalle en BA (dalle dite « Robinson » par exemple*)	Se reporter aux combinaisons d'actions	*Ponts métalliques 1966 de l'OTUA : quelques aspects modernes de la construction des ponts métalliques par J. Fauchart
Précontrainte et pré-compression du béton		Des contraintes permanentes de compression pouvaient être introduites dans le béton : • par la précontrainte (Cf. l'IP.1) En flexion locale, la fissuration du béton pouvait être admise (Cf. le calcul des dalles) Le coefficient de frottement entre l'acier et le béton pouvait être pris égal à 0,4 • par des dénivellations d'appui dont les effets devaient être contrôlés par des pesées		
Calcul des sollicitations à l'ELS		L'article 5.1 précisait qu'il fallait tenir compte des variations d'inertie et qu'il fallait associer toute la largeur de la dalle à l'ensemble des poutres sauf si celles-ci étaient très écartées	La détermination des sollicitations (isostatiques et hyperstatiques) se fait sur des modèles élastiques par les procédés de la résistance des matériaux. Les inconnues hyperstatiques (coefficients de souplesse...), sont calculées en prenant en compte le béton même tendu et aussi du ferrailage moyen. La largeur de hourdis à prendre comme table de compression de la poutre mixte est définie comme suit : • la même zone ne peut être attribuée à deux poutres différentes • la largeur est inférieure au 1/10 de la portée Pour la prise en compte du fluage à l'ELS,	

DÉSIGNATION	DÉTAIL	Règles de 1966	Règles de 1981	Observations
			il faut utiliser les sections homogénéisées avec le coefficient d'équivalence à long terme sauf si compte tenu de la construction par phases successives la fluage peut se produire avant l'atteinte de la configuration définitive Pour la prise en compte du retrait et de l'action différentielle de la température, il faut les prendre même où le béton est fissuré et il faut utiliser les sections homogénéisées avec le coefficient d'équivalence à long terme	
Calcul des contraintes à l'ELS		La largeur de hourdis à prendre comme table de compression de la poutre mixte pour calculer les contraintes était définie comme suit : - la même zone ne pouvait être attribuée à deux poutres différentes ; - la largeur était inférieure au 1/10 de la portée - la largeur dans une section donnée était inférieure au 1/4 de la distance de cette section à l'appui le plus proche ; Les armatures de BA n'étaient considérées comme participantes que si elles étaient ligaturées tous les 12 diamètres	La largeur de hourdis à prendre comme table de compression de la poutre mixte pour calculer les contraintes est définie comme suit : - la même zone ne peut être attribuée à deux poutres différentes - la largeur est inférieure au 1/10 de la portée - la largeur ne peut dépasser les 2/3 de la distance à l'axe de l'appui extrême le plus proche - la largeur ne peut dépasser le 1/40 de la somme des portées encadrant l'appui intermédiaire le plus proche augmenté des 2/3 de la distance de la section considérée à cet appui Le béton est pris en compte pour le calcul du module d'inertie de la section : - s'il est comprimé - s'il est tendu et si $\sigma_{bt} \leq f_{tj}$ - si f_{tj} est dépassée, le béton tendu est négligé Les armatures passives sont prises en compte	

DÉSIGNATION	DÉTAIL	Règles de 1966	Règles de 1981	Observations
			- si elles sont ancrées (règles de BA) ; - si elles sont attachées tous les 15Ø lorsqu'elles sont comprimées	
Vérification des contraintes de l'acier des poutres à l'ELS		Se reporter aux règles de CM de 1960 (N étant la limite élastique des aciers). En compression : $\frac{2}{3}N$ Cependant la contrainte de compression admissible pouvait être portée à $3/4\sigma_e$ pour les membrures supérieures connectées sur du béton durci En traction : $\frac{3}{4}N$ Au cisaillement : $\frac{2}{5}N$	Article 14 des règles de 1981. Contraintes normales : $\sigma \leq \frac{\sigma_e}{1,15}$ Contraintes de cisaillement : $\tau \leq 0,45\sigma_e$ Au niveau du croisement de poutres au niveau de la partie commune des semelles, on vérifie : $\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1\sigma_2 \leq \left(\frac{\sigma_e}{1,15}\right)^2$ (σ_1 et σ_2 sont les contraintes normales dans les semelles)	
Justification du voilement à l'ELS (raidissage)		Se reporter aux règles de CM de 1960	Voir l'article 15 qui reprend et complète les règles du titre V du fascicule 61 de 1978	
Vérifications des parties en béton (dalle de couverture) à l'ELS	Cas de la dalle en BA en flexion locale ou flexion locale + flexion générale	Résistance minimale : $\sigma_n \geq 300 \text{ bars}$ et béton strictement contrôlé ($\beta = 1$) à base de ciment CPA 325 NF. P15 302 Contrainte admissible en compression : $\bar{\sigma}_b = \alpha\beta\gamma\delta\varepsilon\sigma_{28}$ Contrainte admissible en traction : le béton tendu était supposé fissuré Pour les ponts courants d'autoroutes, il était admis de ne pas faire la vérification sous les flexions locale et générale combinées	Se reporter aux règles de calcul du béton armé et du béton précontraint	
	Flexion générale (rôle de la dalle comme membrure de la poutre)	Contrainte admissible en compression : $\bar{\sigma}_b = \alpha\beta\gamma\delta\varepsilon\sigma_{28}$ A vide : pas de traction (sous poids propre + retrait + température) sauf aux appuis extrêmes	La contrainte de compression est limitée à : $0,6 f_{cj}$ La contrainte de traction n'est pas limitée. Si la dalle est précontrainte : la dalle doit être comprimée sous les actions de longue durée	

DÉSIGNATION	DÉTAIL	Règles de 1966	Règles de 1981	Observations
		En charge : la stabilité de la section devait être assurée en supposant le béton tendu, les armatures tendues étaient prises en compte dans l'équilibre Il n'était pas fixé de contrainte limite pour la résistance à la traction du béton sauf pour les ponts courants autoroutiers pour lesquels il était admis $\bar{\sigma}_b = 7,3 \text{ bars}$. Contraintes admissibles de cisaillement et d'adhérence : Se reporter aux articles 19, 21, 23 et 24 des règles de BA de 1964	être tendue à moins de f_{ij} sous la combinaison d'actions la plus défavorable (il est possible de viser la classe III)	
	Vérification des parties en BP (dalle de couverture) Flexion locale ou générale	Résistance minimale imposée : $\sigma_{28} \geq 300 \text{ bars}$ Contrainte admissible en compression : $\bar{\sigma}_b = 0,42 \sigma_{28}$ Aucune traction admise	Voir ci-dessus	
	Vérification des armatures de BA	En flexion générale seule : $\bar{\alpha}_r = \frac{2}{3} \sigma_{en}$ En cas de fissuration préjudiciable..., les conditions de fissuration à appliquer et en particulier la valeur du coefficient « k » étaient fixées par le CPS (marché)	Sections où le béton tendu est supposé fissuré : * les armatures doivent être de type HA ; * la section $A_t = 1\% B_t$ (B_t étant la section de béton tendue) et $2/3 A_t$ sont en fibre supérieure * $\sigma_{at} \leq \min \frac{2}{3} f_e \text{ et } 150 \eta \text{ MPa}$ ($\eta = 1,6$ pour la plupart des aciers HA) Sections où le béton tendu est supposé non fissuré : * la section $A_t = 0,1\% B_t$ * $\frac{N_t}{f_e} \leq 420 \text{ MPa}$ (N_t effort de traction maximal équilibré par le béton)	
Justification des poutres mixtes à l'ELU		Pas de calcul à l'ELU	La justification de la sécurité est à justifier dans toutes les phases de construction et en exploitation	

DÉSIGNATION	DÉTAIL	Règles de 1966	Règles de 1981	Observations
			Seule la valeur globale de la sollicitation est à prendre en compte sans se préoccuper de l'influence du mode et du phasage de construction sur la répartition des efforts entre l'acier et le béton Dans les poutres isostatiques ne pas prendre en compte les efforts internes (fluage, retrait et différentiel thermique) mais, tenir compte des réactions hyperstatiques dans les poutres continues dues au retrait, au fluage, au différentiel de température et aux dénivellations d'appui	
Calcul des sollicitations à l'ELU		Sans objet	Même modèle de calcul qu'à l'ELS	
Résistance ultime d'une poutre mixte sous un moment positif		Sans objet	Il est admis la plastification totale de la section mixte (acier comme béton) avec les contraintes plafonnées suivantes : Acier de l'ossature : $\pm \frac{\sigma_e}{1,15}$ L'axe neutre pouvant se trouver dans la table de couverture ou dans la poutre. Béton au-dessus de l'axe neutre : $\frac{0,85f_{cj}}{1,5}$ Béton au-dessous de l'axe neutre : zéro Les aciers de la dalle sont négligés. Voir l'article 20 pour les dalles précontraintes	
Résistance ultime d'une poutre mixte sous un moment négatif		Sans objet	La partie métallique doit rester dans le domaine élastique. En effet à cause des phénomènes d'instabilité, la section ne peut être plastifiée. Le diagramme des contraintes est linéaire et limité à : $\pm \sigma_e$ Au niveau de la membrure comprimée : $\sigma \leq \sigma_m$ Le béton tendu n'est pas pris en compte ; Les armatures passives sont prises en	

DÉSIGNATION	DÉTAIL	Règles de 1966	Règles de 1981	Observations
			compte tant que leur contrainte n'atteint pas : $\frac{f_e}{1,15}$ Le cas des dalles précontraintes est traité à l'article 21	
Justification des assemblages	Boulons HR	Se reporter aux règles de CM de 1960	Se reporter aux règles de CM de 1978	
	Soudure	Se reporter aux règles de CM de 1960	Les vérifications sont effectuées à l'ELS. Soudures bout à bout : application de l'article 26.2 des règles de CM de 1978 mais, les contraintes limites sont celles de l'article 14 ci-dessus Soudures d'angle : application de l'article 26.3 des règles de CM de 1978 mais avec les contraintes limites suivantes. $\tau_{\perp} \leq 0,50\sigma_e$ $\sigma_{//} \leq 0,45\sigma_e$ $\left(\frac{\tau_{//}}{0,45\sigma_e}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{\perp}}{0,50\sigma_e}\right)^2 \leq 1$	
Justification de la dalle au cisaillement			En partie courante ce sont les effets de l'effort tranchant et près des extrémités s'ajoutent les efforts d'accrochage de la dalle sur la poutre métallique	
Vis-à-vis de l'ELS		Application de la formule de la résistance des matériaux : $G = \frac{TS}{I}$	En partie courante, application de la formule de la résistance des matériaux : $\tau = \frac{VS}{Ih_o}$ h_o est l'épaisseur de la dalle Le béton est supposé non fissuré dans le calcul des moments statiques et d'inertie Aux abouts il faut calculer l'effort développé par le retrait et le différentiel thermique. Le cisaillement qui en résulte est	

DÉSIGNATION	DÉTAIL	Règles de 1966	Règles de 1981	Observations
			supposé uniformément réparti sur une longueur l_a (se reporter à l'article 25.2) Pour une dalle en BA, on doit vérifier : $\tau \leq f_{tj}$ Pour une dalle en BP se reporter à l'article 25.3 Les armatures de la dalle dimensionnées pour la flexion locale peuvent participer à la reprise des glissements $\sigma_{st} \leq \frac{2}{3} \sigma_e$ Pour les armatures de BP se reporter à l'article 25.4	
Vis-à-vis de l'ELU		Sans objet	Il faut calculer l'effort de glissement total entre « deux sections remarquables » distantes de l_{sr} (la section de moment maximal positif de chaque travée et les sections sur appui). Il est égal à la somme des valeurs absolues des efforts de compression N_c et de traction N_t (se reporter à l'article 26) La contrainte de cisaillement du béton doit être justifiée : $\tau_u = \frac{1}{2} \frac{(N_c + N_t)}{h_{ol_{sr}}} \leq 0,13 f_{cj} \text{ ou } 4 \text{ MPa}$ Il en est de même des armatures de BA et/ou de BP avec application de la règle des coutures généralisée	
Calcul des connecteurs		Il était fait références aux essais publiés pour les différents types de connecteurs (goujons, boucles, cornières...) sans donner de règle de calcul	Les règles de 1981 donnent des règles de calcul pour les différents types de connecteurs (arceaux, goujons et cornières). La justification se fait à l'ELS, à l'ELU et à l'état limite de fatigue. Pour les dalles précontraintes des adaptations des règles de	

DÉSIGNATION	DÉTAIL	Règles de 1966	Règles de 1981	Observations
			calcul sont nécessaires	
Dispositions constructives			Se reporter à l'article 28 (espacement, distance au bord de la membrure, la hauteur, le diamètre des goujons...)	
Vis-à-vis de l'ELS		Le glissement à équilibrer par les connecteurs était évalué en tenant compte du béton comprimé et du béton tendu (ce dernier à moins de 15 bars) et des armatures de BA ancrées ou en cours d'ancrage dans la zone considérée Dans les zones d'extrémité des poutres, les efforts de glissement étaient supposés répartis sur une longueur : - au moins égale à la largeur maximale prise d'un côté de la poutre - limitée supérieurement à la plus petite des deux abscisses suivantes : * l'abscisse où les poutres métalliques cessent de pouvoir supporter seules les efforts * l'abscisse à laquelle le béton la compression du béton passe par son premier maximum en flexion générale, réduite du triple de la largeur maximale prise d'un côté de la poutre (en général 1,5 fois la distance entre poutres avant la section où se produit la compression maximale) L'effet dû au retrait et à la variation thermique était calculé en multipliant la section de béton (section maximale participante) par une contrainte de traction de 30 bars. Cet effort devait être comparé à l'effort de glissement dû aux forces extérieures. Il était justifié des armatures et des connecteurs sous ces deux types	Se reporter à l'article 29 chaque connecteur reprend : - vis-à-vis de l'effort tranchant $\frac{1}{n} \frac{VS}{I}$ (n connecteurs par unité de longueur) - vis-à-vis de l'accrochage aux abouts $\frac{1}{n} \frac{F_r}{l_a}$ (l_a est la longueur d'accrochage) La résistance d'un connecteur à l'ELS F_c ne doit pas dépasser : $F_c \leq 0,6R_d$ Pour les goujons, les cornières et les arceaux en sens normal ou en sens inverse. R_d étant la résistance à l'ELU d'un goujon	

DÉSIGNATION	DÉTAIL	Règles de 1966	Règles de 1981	Observations
		d'efforts sans les cumuler ni les retrancher		
Vis-à-vis de la fatigue			Se reporter à l'article 30. Il faut calculer l'effort de cisaillement sous les $\frac{3}{4}$ des charges du système B_c . Variation admissible de charge sur les goujons : $0,3 R_d$	
Vis-à-vis de l'ELU			Se reporter aux articles 31 et 32. L'effort de glissement est celui qui règne entre deux sections remarquables. La résistance d'un goujon vaut : $R_d = \inf(R_1, R_2)$ R_1 correspond à l'écrasement du béton et R_2 à la rupture de l'acier du connecteur. Les valeurs de R_d varient en fonction du type de connecteur (article 32.1)	
Vérification de la non fragilité de la dalle jouant le rôle de membrure de la poutre mixte		Application de l'article 13 des règles de BA de 1964 : - sans tôle générale, prendre la totalité de la dalle et la section des armatures de BA - avec tôle générale, prendre la moitié supérieure de la dalle et la section des armatures de BA contenue dans cette moitié Les arrêts des barres de BA devaient être cousus par les connecteurs	Sans objet	