

MARCHÉS DE L'ÉTAT

MARCHES DE TRAVAUX PUBLICS

FASCICULE N° 61

Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art.

TITRE V

Conception et calcul des ponts
et constructions métalliques en acier.

CAHIER DES PRESCRIPTIONS COMMUNES

(Décret n° 72-667 du 4 juillet 1972.)

(Edition mise à jour au 1^{er} septembre 1972)

Les textes postérieurs à la publication de la présente édition
sont mentionnés sur un feuillet de couleur annexé.

En l'absence de feuillet, cette brochure est à jour au moment
de son achat.

**FASCICULES DISPONIBLES
DU CAHIER DES PRESCRIPTIONS COMMUNES
TRAVAUX DU BATIMENT**

FASCICULE	TITRE DU FASCICULE	RÉFÉRENCES	
		Brochures J. O.	Brochures travaux publics.
1	Dispositions générales et communes aux diverses natures de travaux (décret n° 68-1258 du 26 décembre 1968).	1325	
2	Terrassements généraux (décret n° 65-718 du 7 septembre 1965).		TP 66-19 bis
3	Fournitures de liants hydrauliques (décret n° 64-1380 du 31 décembre 1964, modifié par décret n° 68-1003 du 24 octobre 1968).	Pour mémoire.	Pour mémoire.
4, titre I ^{er}	Aciers pour béton armé (décret n° 67-856 du 11 septembre 1967).	67-169	TP 66-3 quater
4, titre III	Aciers laminés pour constructions métalliques (décret n° 65-798 du 7 septembre 1965).	—	TP 66-19 ter
23	Fournitures de granulats employés à la construction et à l'entretien des chaussées (décret n° 66-595 du 15 juin 1966).		TP 67-4 bis
24	Fournitures de liants hydrocarbonés employés à la construction et à l'entretien des chaussées (décret n° 67-856 du 11 septembre 1967).	67-170	TP 68-2 ter
29	Construction et entretien des chaussées pavées (décret n° 69-924 du 19 septembre 1969).		
31	Bordures et caniveaux en pierre ou en béton (décret n° 69-924 du 19 septembre 1969).		MEL 70-91 bis
32	Construction des trottoirs (décret n° 69-924 du 19 septembre 1969).		
61, titre V	Conception et calcul des ponts et constructions métalliques en acier (décret n° 72-667 du 4 juillet 1972).	1385	

FASCICULE	TITRE DU FASCICULE	RÉFÉRENCES	
		Brochures J. O.	Brochures travaux publics.
61, titre VI	Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé (décret n° 68-340 du 4 avril 1968) modification (décret n° 70-505 du 5 juin 1970).	1315 70-117	MEL 70-93 bis
63	Confection et mise en œuvre des bétons non armés (décret n° 70-28 du 7 janvier 1970).		
	Confection des mortiers (décret n° 70-28 du 7 janvier 1970).	1352	MEL 70-92 bis
64	Travaux de maçonnerie (décret n° 70-28 du 7 janvier 1970).		
65	Exécution des ouvrages et constructions en béton armé (décret n° 69-346 du 21 mars 1969).		MEL 69-15 ter
66	Exécution des ponts et autres ossatures métalliques analogues (décret n° 67-361 du 26 avril 1967).	1297	TP 67-17 ter (1)
68, titre I ^{er}	Exécution des travaux de fondations d'ouvrages (décret n° 66-781 du 30 juillet 1966).	66-154	TP 67-12 bis
68, titre II	Exécution des travaux en souterrain (décret n° 69-346 du 26 mars 1969).	1329	TP 69-15 quater
70	Canalisations d'assainissement et ouvrages annexes (décret n° 71-701 du 4 août 1971).	1375	MEL 71-91 bis
71	Fourniture et pose de canalisations d'eau, accessoires et branchement (décret n° 66-595 du 15 juin 1966).		MEL 67-7 bis
72	Oléoducs gazoducs (décret n° 68-1003 du 24 octobre 1968).	1323	

(1) Le fascicule 67-17 ter contient également le chapitre III approuvé par arrêté ministériel.

SOMMAIRE

	Pages.
Décret n° 72-667 du 4 juillet 1972 rendant obligatoire un fascicule du cahier des prescriptions communes applicables aux marchés de travaux publics passés au nom de l'Etat	1
Recommandation du 28 mars 1972 de la section technique concernant l'utilisation de l'instruction provisoire intitulée « Directives communes relatives au calcul des constructions »	2
Table des matières du titre V du fascicule 61	3

DECRET N° 72-667 DU 4 JUILLET 1972

rendant obligatoire un fascicule du cahier des prescriptions communes applicables aux marchés de travaux publics passés au nom de l'Etat.

Le Premier ministre,

Sur le rapport du ministre de l'économie et des finances,

Vu les articles 12, 22 à 25 et 113 du code des marchés publics approuvé par le décret n° 64-729 du 17 juillet 1964 modifié ;

Vu les décrets n° 64-1380, 65-798, 66-781, 67-371, 67-856, 68-340, 68-1003, 68-1258, 69-934, 70-28 et 71-701 rendant obligatoires vingt fascicules du cahier des prescriptions communes applicables aux marchés de travaux publics passés au nom de l'Etat ;

Vu l'arrêté du 24 août 1961 modifié portant création du groupe permanent d'étude des marchés de travaux publics ;

Vu l'avis de la commission centrale des marchés en date du 12 janvier 1972,

Décète :

Art. 1^{er}. — Est rendu obligatoire à la date du 1^{er} août 1972 le fascicule n° 61, titre V, du cahier des prescriptions communes applicables aux marchés de travaux publics passés au nom de l'Etat (conception et calcul des ponts et constructions métalliques en acier), tel qu'il est annexé au présent décret.

Art. 2. — Le fascicule susvisé doit être utilisé dans les marchés de travaux publics ainsi que dans les marchés de travaux de bâtiment.

Art. 3. — Est interdite, à compter de la date fixée à l'article 1^{er} ci-dessus, l'insertion dans les marchés de toute clause portant référence à un cahier de prescriptions communes relatif aux prestations définies à l'article 1^{er}, particulier à un département ministériel.

Art. 4. — Le ministre de l'économie et des finances est chargé de l'exécution du présent décret, qui sera publié au *Journal officiel* de la République française.

Fait à Paris, le 4 juillet 1972.

JACQUES CHABAN-DELMAS.

Par le Premier ministre :

Le ministre de l'économie et des finances,
VALÉRY GISCARD D'ESTAING.

COMMISSION CENTRALE DES MARCHES

Recommandation de la section technique.

La section technique de la commission centrale des marchés,

Vu les procès-verbaux des séances plénières du groupe permanent d'étude des marchés de travaux publics en date des 30 septembre et 14 octobre 1971,

Après en avoir délibéré ;

Recommande l'utilisation de l'instruction provisoire intitulée « Directives communes relatives au calcul des constructions », qui a fait l'objet de la circulaire n° 71-145 du 13 décembre 1971 de M. le ministre de l'équipement et du logement.

Paris, le 28 mars 1972.

Le président de la section technique
de la commission centrale des marchés,

PIERRE HERVIEU.

TABLE DES MATIERES

NUMÉROS des articles et para- graphes.	LIBELLÉ DES ARTICLES ET PARAGRAPHES	PAGES	
		Commen- taires.	Texte.
	PREAMBULE		
	CHAPITRE I ^{er}		
	<i>Actions. — Combinaisons d'actions et sollicitations de calcul.</i>		
1	Principes et définitions.....	8	9
2.1	Actions de longue durée.....	10	11
2.2	Actions permanentes.....	10	11
2.3	Actions cycliques.....	12	13
2.4	Actions intermittentes.....	12	13
3.1	Actions de courte durée.....	12	13
3.2	Charges d'exploitation.....	12	13
3.3	Charges climatiques.....	14	15
3.4	Charges non permanentes appliquées en cours d'exécution.....	14	15
3.5	Actions dues aux charges cycliques....	14	15
4	Actions accidentelles.....	14	15
5	Actions pouvant provoquer des effets de fatigue.....	14	15
6	Actions diverses.....	16	17
7	Combinaisons d'actions.....	16	17
8	Sollicitations de calcul.....	16	19
9	Combinaisons d'actions de calcul et sol- licitations de calcul vis-à-vis des états limites ultimes.....	18	19
9.1	Combinaisons fondamentales.....	16	19
9.1.1	Etats limites d'équilibre statique.....	16	19

NUMÉROS des articles et para- graphes.	LIBELLÉ DES ARTICLES ET PARAGRAPHES	PAGES	
		Commen- taires.	Texte.
9.1.2	Etats limites ultimes de résistance.....	20	21
9.1.3	Etats limites ultimes de fatigue.....	22	23
9.2	Combinaisons supplémentaires.....	22	23
9.3	Combinaisons accidentelles.....	24	25
10	Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites d'utilisation.....	24	25
	CHAPITRE II		
	<i>Conduite des justifications.</i>		
11	Etats limites ultimes et états limites d'utilisation	26	27
11.1	Etats limites ultimes.....	26	27
11.1.2	Equilibre statique.....	26	27
11.1.3	Résistance	26	27
11.1.4	Stabilité de forme.....	26	27
11.2	Etats limites d'utilisation.....	26	27
12	Evaluation des sollicitations de calcul..	26	27
13	Calcul des contraintes.....	28	29
	CHAPITRE III		
	<i>Corps des pièces.</i>		
14	Conditions de sécurité relatives aux aciers laminés de construction.....	32	33
14.4	Nœuds et assemblages.....	34	35
14.41	Principe de calcul.....	34	35
14.42	Nœuds des poutres triangulées.....	36	37
14.423	Déchirure	36	37
14.424	Efforts locaux de flexion.....	36	37
14.43	Croisement de semelles.....	36	39
15	Conditions de sécurité relatives aux aciers moulés et aux appareils d'ap- puis	38	39

NUMÉROS des articles et para- graphes.	LIBELLÉ DES ARTICLES ET PARAGRAPHES	PAGES	
		Commen- taires.	Texte.
16	Flambement des pièces comprimées....	40	41
17	Flexion composée.....	46	47
18	Voilement des plaques raidissage.....	46	47
19	Déversement en flexion simple.....	52	53
CHAPITRE IV			
20	Déformations	56	57
CHAPITRE V			
<i>Rivets.</i>			
21	Conditions de sécurité relatives aux rivets	58	59
CHAPITRE VI			
<i>Boulons ordinaires.</i>			
22	Conditions de sécurité relatives aux boulons ordinaires.....	62	63
CHAPITRE VII			
<i>Soudures.</i>			
23	Domaine d'application.....	62	63
24	Désignation et notation des contraintes des soudures.....	64	65
24.1	Direction conventionnelle des contraintes	64	65
24.2	Soudures bout à bout.....	64	65
24.3	Soudures d'angles	66	67
25	Calcul des contraintes dans les cordons de soudures	68	69
25.1	Dimensions des cordons de soudure...	68	69
25.2	Contraintes dans les cordons de sou- dure	70	71
26	Conditions de sécurité relatives aux soudures	72	73
26.2	Soudures bout à bout.....	72	73
26.3	Soudures d'angle.....	74	75

NUMÉROS des articles et para- graphes.	LIBELLÉ DES ARTICLES ET PARAGRAPHES	PAGES	
		Commen- taires.	Texte.
CHAPITRE VIII			
<i>Boulons à haute résistance.</i>			
27	Domaine d'application.....	76	77
28	Effort de précontrainte.....	76	77
29	Conditions de sécurité.....	78	79
CHAPITRE IX			
<i>Dispositions particulières.</i>			
30	Dalles orthotropes.....	82	83
31	Qualité des matériaux.....	84	85
32	Pièces spéciales.....	84	85
CHAPITRE X			
<i>Dispositions constructives.</i>			
33	Conservation et entretien.....	84	85
34	Nature des laminés utilisés.....	86	87
35	Construction rivée ou boulonnée.....	86	87
36	Construction soudée.....	88	89
ANNEXE I			
<i>Directives communes relatives au calcul des constructions (1).</i>			
PRÉAMBULE		100
Chapitre 1 ^{er} . — Principes généraux.			
Article 1 ^{er} . — Méthode générale de justification		102	103
Article 2. — Choix des coefficients....		106	107

(1) L'annexe I a un caractère provisoire. Elle ne fait pas partie du cahier des prescriptions communes approuvé par décret. Elle fait seulement l'objet d'une recommandation de la section technique de la commission centrale des marchés. Il n'y est fait référence que dans les commentaires du cahier des prescriptions communes.

NUMÉROS des articles et para- graphes.	LIBELLÉ DES ARTICLES ET PARAGRAPHES	PAGES	
		Commen- taires.	Texte.
	Chapitre II. — <i>Les actions, les combinaisons d'actions et les sollicitations de calcul.</i>		
	Article 3. — Principes et définitions..	108	109
	Article 4. — Les actions.....	112	113
	4.1. Les actions permanentes.....	112	113
	4.2. Les actions cycliques.....	118	119
	4.3. Les actions intermittentes....	120	121
	4.4. Les actions accidentelles.....	122	123
	Article 5. — Les combinaisons d'actions.	122	123
	Article 6. — Equilibre statique.....	126	127
	Article 7. — Sollicitations de calcul...	126	127
	7.1. Forme générale.....	126	127
	7.2. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites ultimes	128	129
	7.3. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites d'utilisation	132	133
	Article 8. — Fondations.....	134	135
	ANNEXE II		
	<i>Stabilité des âmes de poutres de bâtiment</i>	138	139
	ANNEXE III		
	<i>Déversement en flexion simple des poutrelles</i>	140	141
	ANNEXE IV		
	<i>Fils et câbles</i>	144	145
	APPENDICE		
	<i>Notations.</i>		147

Les actions accidentelles proviennent de phénomènes se produisant rarement (séismes, chocs,...).

**** Lorsque les actions sont considérées comme de courte durée, ou comme accidentelles, on vise en principe les valeurs de pointe des actions individuelles susceptibles d'être appliquées à la construction.

Lorsque les actions sont considérées comme de longue durée, on vise la valeur des autres actions susceptibles de se trouver appliquées en même temps que les précédentes.

Les actions permanentes sont toujours considérées comme actions de longue durée.

Les actions cycliques et les actions intermittentes sont considérées, suivant les combinaisons, comme de courte ou de longue durée, avec des valeurs caractéristiques différentes.

Les actions accidentelles ne sont jamais considérées comme de longue durée (voir annexe I [art. 3]).

Article 2.

Actions de longue durée.

* 2.1. Voir annexe I (art. 3.3).

Actions permanentes.

* 2.2. Le poids propre est calculé à partir des volumes prévus dans le projet et des masses volumiques des matériaux.

La masse volumique de l'acier est prise égale à 7,85 tonnes par mètre cube. Celle du béton armé et du béton précontraint est prise égale à 2,5 tonnes par mètre cube sauf circonstances spéciales (bétons légers, proportion anormale d'armatures).

Les valeurs caractéristiques maximales et minimales du poids propre sont évaluées en ajoutant ou en retranchant au poids propre ainsi calculé des fractions forfaitaires estimées en fonction de la construction ou de l'élément de la construction, ainsi que du degré d'approximation du calcul des volumes.

Les valeurs à prendre en compte pour les fractions forfaitaires sont indiquées dans l'annexe I (art. 4.1.1) et Commentaires.

** Les valeurs caractéristiques maximales et minimales des poids des équipements fixes sont évalués conformément aux indications de l'annexe I (art. 4.1.2) et Commentaires, notamment en ce qui concerne les cloisons de distribution dans les bâtiments.

A partir des combinaisons d'actions prises avec leurs valeurs caractéristiques et multipliées par des coefficients γ , on établit des combinaisons d'actions de calcul et des sollicitations de calcul définies dans les articles 8 à 10 ci-après.

Les justifications produites doivent montrer, pour l'ensemble de la construction et pour un certain nombre d'éléments et de sections :
que les combinaisons d'actions de calcul à considérer vis-à-vis des états limites d'équilibre statique ne dépassent pas, dans le sens défavorable, les combinaisons d'actions limites correspondantes ;
que les sollicitations de calcul à considérer vis-à-vis de chacun des autres états limites ne dépassent pas, dans le sens défavorable, les sollicitations limites correspondantes.

Article 2.

Actions de longue durée.

2.1. Les actions considérées comme de longue durée, désignées par le symbole Q_L , comprennent :

- les actions permanentes avec leurs valeurs caractéristiques maximales ou minimales ;
- les actions cycliques et les actions intermittentes, dont les valeurs caractéristiques doivent correspondre à une probabilité non négligeable d'être atteintes ou dépassées de façon concomitante entre elles et simultanée avec l'action (ou les actions) de courte durée (ou accidentelle) figurant dans la combinaison considérée (*).

Actions permanentes.

2.2. Elles comprennent :

- le poids propre des éléments de la construction (*) ;
- le poids des équipements fixes de toute nature (**);
- les poids, les poussées ou les pressions des terres, des solides ou des liquides dont les valeurs sont pratiquement constantes dans le temps ;
- les actions dues à la précontrainte et aux déformations imposées à la construction ;
- les actions dues aux déplacements différentiels des appuis.

Actions cycliques.

- * 2.3. On pourra prendre, dans les cas courants, comme valeurs caractéristiques des actions de longue durée de la température, celles qui correspondent à des déformations linéaires relatives de $+ 2.10^{-4}$ et $- 2.5.10^{-4}$, le coefficient de dilatation de l'acier étant pris égal à $1,1.10^{-5}$.

Des indications supplémentaires sur les effets de la température sont données dans l'annexe I (art. 4.2) et Commentaires.

Actions intermittentes.

- * 2.4. Les actions de longue durée de la neige ainsi que les actions de longue durée dues aux charges sur les planchers sont prises en compte suivant les indications des commentaires des articles 9 et 10 ci-après.

Le vent n'est à considérer parmi les actions de longue durée que dans des cas exceptionnels, son intervention simultanée avec des actions de courte durée étant couverte pendant les phases d'exécution par la combinaison A 2 (art. 9.2 ci-après) et pour les bâtiments en exploitation par la combinaison B 6.

Article 3.

Actions de courte durée.

Charges d'exploitation.

- * 3.2. Les programmes des charges d'exploitation à envisager dans le cas des ponts sont fixés par les titres I^{er} à III du fascicule 61 du C.P.C. Dans le cas des bâtiments, les charges d'exploitation sont fixées par la norme NFP 06 001. Les valeurs nominales indiquées dans ces textes sont à considérer comme valeurs caractéristiques.

Actions cycliques.

2.3. Parmi celles-ci figurent notamment les actions dues aux variations de la température. Leurs valeurs caractéristiques sont fixées en fonction de la durée de référence par les textes réglementaires en vigueur, le C. P. S. ou le devis technique (*).

Actions intermittentes.

2.4. Les valeurs caractéristiques de longue durée de ces actions sont fixées par les textes réglementaires en vigueur, le C. P. S. ou le devis technique (*).

Article 3.

Actions de courte durée.

3.1. Elles comprennent :

- les actions cycliques (dues aux variations de la température, ou aux variations des poids, des poussées ou des pressions des solides ou des liquides dont le niveau est variable) ;
- les actions intermittentes (charges d'exploitation, charges climatiques, charges non permanentes appliquées en cours d'exécution).

Leurs valeurs caractéristiques (maximales ou minimales) doivent correspondre à une faible probabilité d'être atteintes ou dépassées au cours de la période prise pour durée de référence.

Elles sont désignées symboliquement par Q_c .

Charges d'exploitation.

3.2. Les programmes de charges d'exploitation à envisager, y compris leurs majorations éventuelles pour les effets dynamiques et leurs effets annexes, sont fixés pour chaque nature de construction par les titres précédents du fascicule 61 du C. P. C., les normes en vigueur, le C. P. S. ou le devis technique (*).

Charges climatiques.

* 3.3. Les valeurs en cause sont définies par les titres suivants du C. P. C. :

- Titre I^{er} du fascicule 61 pour les ponts rails ;
- Titre II du fascicule 61 pour les ponts routes ;
- Titre III du fascicule 61 pour les ponts canaux,

approuvés par le ministre de l'équipement et du logement ou le ministre des transports.

Titre IV du fascicule 61 — en cours d'élaboration — pour les autres ouvrages du génie civil, les bâtiments et les charpentes.

En attendant la parution du titre IV et à titre provisoire, une instruction du ministre de l'équipement et du logement indiquera les valeurs à prendre en compte en période d'exécution et en période d'exploitation.

Charges non permanentes appliquées en cours d'exécution.

* 3.4. On veillera, en particulier, à prendre en compte les charges concentrées intervenant au moment du montage ou du lancement (appuis provisoires, ou trains de galets par exemple) ou du démontage d'un élément au cours d'une opération d'entretien, et les efforts dans les contreventements provisoires de l'ossature ou des palées provisoires.

Actions dues aux charges cycliques.

* 3.5. On pourra prendre, dans les cas courants, comme valeurs caractéristiques des actions de courte durée, de la température, celles qui correspondent à une déformation linéaire relative de $+ 3.10^{-4}$ et $- 4.10^{-4}$, le coefficient de dilatation de l'acier étant pris égal à $1.1.10^{-5}$.

Des indications supplémentaires sur les effets de courte durée de la température sont données dans l'annexe I (art. 4.2) et Commentaires.

Article 4.

Actions accidentelles.

* Les actions accidentelles proviennent par exemple des séismes, des cyclones tropicaux, des chocs, des explosions, etc.

Les chocs répétés comme il s'en produit lors de l'abaissement des ponts levants ne doivent pas être considérés comme des actions accidentelles mais comme des actions intermittentes.

Article 5.

Actions pouvant provoquer des effets de fatigue.

* On doit considérer dans ce cas des états limites de fatigue mettant en jeu la valeur et la fréquence des charges réelles.

** Ces pièces courtes se rencontrent notamment dans les ponts rails ou dans les ponts roulants soumis à un trafic intense.

Charges climatiques.

3.3. Les valeurs caractéristiques des pressions de vent et des poids de neige à prendre en compte ou les valeurs nominales qui en tiennent lieu sont fixées par les textes réglementaires.

Pour certains ouvrages, le C. P. S. ou le devis technique peut fixer s'il y a lieu, en l'absence de prescriptions réglementaires, des pressions de vent et des poids de neige compatibles avec l'exploitation de la construction.

Charges non permanentes appliquées en cours d'exécution.

3.4. Les actions dues aux équipements de chantier sont estimées à leur valeur probable convenablement majorée ou minorée suivant le sens de l'action envisagée (*).

Actions dues aux charges cycliques.

3.5. Parmi celles-ci, on trouve essentiellement les actions de la température (*).

Article 4.

Actions accidentelles.

Les actions accidentelles à prendre en compte sont énumérées, le cas échéant, par le C. P. S. Leurs valeurs caractéristiques sont fixées forfaitairement soit dans des textes généraux, soit par le C. P. S. ou le devis technique (*).

Article 5.

Actions pouvant provoquer des effets de fatigue.

Si des charges sont susceptibles de provoquer des effets de fatigue dans certains éléments de la construction (*), en particulier dans des pièces courtes (**), soumises à un grand nombre de répétitions de charges voisines de celles prises en compte dans les calculs, il y a lieu de faire des vérifications spéciales. Ces dernières tiennent compte du spectre des charges durant la vie de l'ouvrage.

Article 6.

Actions diverses.

* Cette prescription vise principalement les ouvrages exécutés dans des conditions exceptionnelles : éléments courbes — défaut d'invariabilité dans la direction horizontale ou la direction verticale d'appuis que le calcul théorique suppose fixes.

Dans le calcul d'un pont biais, ou d'un pont portant une voie en courbe on doit tenir compte de la dissymétrie des charges.

Article 7.

Combinaisons d'actions.

* 7.1. Des indications détaillées sur la manière de constituer les combinaisons d'actions sont données dans l'annexe I (Commentaire de l'article 6).

Article 6.

Actions diverses.

Quand les efforts supportés par les éléments d'un ouvrage peuvent être aggravés par une cause différente de celles énoncées précédemment, il convient de discerner cette cause, d'en apprécier le rôle et l'importance, de la faire intervenir dans les calculs (*).

Article 7.

Combinaisons d'actions.

7.1. Les actions à prendre en compte, ainsi que leurs valeurs caractéristiques, sont différentes suivant la combinaison et l'état limite considérés. Comme les combinaisons possibles sont très nombreuses, il est admis de n'étudier que celles qui apparaissent comme les plus dangereuses. Celles qui sont manifestement couvertes par une combinaison plus défavorable n'ont pas à figurer dans les justifications (*).

D'une manière générale, les justifications sont à présenter pour les différentes phases de l'exécution, et pour la période d'exploitation.

Dans certains cas, les justifications sont à présenter pour plusieurs époques de l'exploitation de la construction.

Dans chacune des combinaisons envisagées, on prend en compte comme actions de longue durée celles qui sont compatibles avec l'action (ou les actions) de courte durée (ou accidentelle) qui figure dans cette combinaison.

Ne sont considérées comme compatibles que les actions dont la concomitance est physiquement possible et présente une probabilité non négligeable.

Les actions de longue durée agissant dans le même sens que l'action (ou les actions) de courte durée (ou accidentelle) son prises en compte avec leurs valeurs caractéristiques (de longue durée) maximales.

Les actions de longue durée agissant en sens opposé sont prises en compte avec leurs valeurs caractéristiques minimales.

Dans la même combinaison, les actions cycliques ou intermittentes de même origine ne sont pas considérées en partie comme de longue durée et pour le surplus comme de courte durée : dans les combinaisons successives elles sont prises en compte intégralement soit comme de courte durée, soit comme de longue durée, avec les valeurs caractéristiques correspondantes.

Les actions sont prises soit pour zéro, soit pour leur valeur caractéristique (maximale ou minimale). On ne recherche pas si des valeurs intermédiaires (des actions, ni des coefficients γ) pourraient être éventuellement plus défavorables, sauf dans des cas particuliers.

Pour les actions de courte durée provenant de charges qui peuvent avoir des configurations variées, on recherche pour chaque état limite la configuration la plus défavorable, à condition non seulement qu'elle soit physiquement possible, mais aussi que sa probabilité ne soit pas négligeable.

* 7.2. Chacune des actions cycliques et intermittentes est à considérer séparément comme de courte durée, avec sa valeur caractéristique correspondante, pour donner lieu à une combinaison fondamentale avec les actions de longue durée concomitantes.

** C'est dans les cas où plusieurs actions cycliques ou intermittentes ont une probabilité non négligeable d'intervenir simultanément avec des valeurs proches de leur valeur caractéristique de courte durée et où il ne peut en être tenu compte par la considération de valeur de longue durée, qu'il y a lieu de considérer des combinaisons supplémentaires.

Il s'agit notamment des actions combinées du vent (ou de la neige) et de certaines charges d'exploitation, qui font l'objet des combinaisons supplémentaires énumérées dans l'article 9.2 ci-après.

Article 8.

Sollicitations de calcul.

* Si les sollicitations et les actions élémentaires sont proportionnelles la formule devient :

$$\gamma_{S3} \gamma_{QL1} S(Q_{L1}) + \gamma_{S3} \gamma_{QL2} S(Q_{L2}) + \sum_1 \gamma_{S3} \gamma_{Qei} S(Q_{ei})$$

Cette formule traduit le résultat d'une addition algébrique ou vectorielle.

Les valeurs caractéristiques désignées par Q_{L1} et Q_{L2} sont définies dans l'article 2 du présent titre.

Les valeurs caractéristiques désignées par Q_{ei} sont définies dans l'article 3 du présent titre.

Article 9.

* 9.1.1. Des indications complémentaires sur les états limites d'équilibre statique sont données dans l'annexe I (art. 6 : Commentaires).

7.2. Parmi les combinaisons à considérer, on distingue :

Les combinaisons fondamentales qui comprennent :

- soit des actions de longue durée seules ;
- soit une action de courte durée combinée avec des actions de longue durée (*).

Les combinaisons supplémentaires qui comprennent deux (ou exceptionnellement plus de deux) actions de courte durée combinées avec des actions de longue durée (**).

Les combinaisons accidentelles qui comprennent une action accidentelle combinée avec des actions de longue durée.

Article 8.

Sollicitations de calcul.

En désignant par :

Q_{L1} = les valeurs caractéristiques de l'ensemble des actions de longue durée agissant dans le même sens que les actions de courte durée ou que l'action accidentelle intervenant dans la même combinaison ;

Q_{L2} = les valeurs caractéristiques de l'ensemble des actions de longue durée agissant en sens inverse ;

Q_{ci} = les valeurs caractéristiques des actions de courte durée ou accidentelles ;

$S (\gamma_Q Q)$ = la sollicitation due à une action de calcul $\gamma_Q Q$, les sollicitations de calcul s'écrivent :

$$\gamma_{SS} [S (\gamma_{QL1} Q_{L1}) + S (\gamma_{QL2} Q_{L2}) + \sum_i S (\gamma_{Qci} Q_{ci})]$$

Article 9.

Combinaisons d'actions de calcul et sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites ultimes.

9.1. Combinaisons fondamentales :

9.1.1. Etats limites d'équilibre statique :

Pour les justifications vis-à-vis des états limites d'équilibre statique, on multiplie chacune des actions figurant dans la combinaison considérée par des coefficients γ_Q pour obtenir des combinaisons d'actions de calcul à comparer avec les combinaisons d'actions limites.

Sauf prescription différente, ces coefficients γ_{QL1} , γ_{QL2} , γ_{Qc} , dont les indices ont la signification indiquée dans l'article 8 ci-dessus, sont fixés comme suit :

Lorsque des accidents de personnes sont à craindre en cas de dépassement de l'état limite considéré, les valeurs de γ_{QL1} et γ_{Qc} sont prises égales à celles qui figurent dans l'article 9.1.2 ci-après multipliées par 1,2 ; γ_{QL2} est pris égal à 0,9 ;

* 9.1.2. Dans les combinaisons correspondantes, on prend en compte comme action de courte durée les valeurs caractéristiques (différentes suivant la destination du bâtiment) des charges sur les planchers, notées Q_B , à l'exclusion des charges dues aux cloisons, qui sont à inclure dans les actions de longue durée Q_L (voir art. 2.2 ci-dessus).

On introduit aussi dans Q_L une charge de neige de longue durée égale à la moitié de la valeur caractéristique de courte durée des charges dues à la neige, sous réserve d'indications différentes ou plus précises données sur ce point dans le titre IV du fascicule 61.

** Avec leur valeur caractéristique « de courte durée ».

Pour la température, les commentaires des articles 2.3 et 3.5 ci-dessus donnent des indications sur les valeurs caractéristiques à prendre en compte.

Il est rappelé que pour certaines constructions ou éléments de construction, il y a lieu d'examiner au surplus les effets des variations rapides de la température, ainsi que ceux des gradients thermiques.

*** Pour le calcul des bâtiments, lorsque Q_C représente soit les actions cycliques, soit les charges climatiques :

— lorsque les charges verticales ont un effet défavorable, on introduit dans Q_{L1} (en plus des actions permanentes, y compris le poids des cloisons) la partie de la valeur caractéristique des charges sur les planchers qui doit être considérée comme de longue durée ; cette partie, qui dépend de l'utilisation du bâtiment est prise égale à 0,4 Q_B pour les locaux à usage d'habitation et analogues (écoles, bureaux, etc...), à des valeurs comprises entre 0,4 Q_B et Q_B pour les bâtiments industriels, suivant leurs conditions d'exploitation, et à Q_B pour les bâtiments de stockage dont la charge s'approche fréquemment de sa valeur caractéristique.

De plus, lorsque l'action de courte durée considérée est celle du vent, on introduit dans Q_{L1} une charge de neige de longue durée suivant les indications données dans le Commentaire (*) ci-dessus ;

— lorsque les charges verticales ont un effet favorable, on introduit dans le terme Q_{L2} uniquement les actions permanentes, y compris le poids des cloisons, avec leurs valeurs caractéristiques minimales, à l'exclusion des charges sur les planchers et des charges de neige.

**** Il s'agit des convois militaires et des convois exceptionnels définis dans le titre II du fascicule 61, des convois spéciaux sur les ponts rails ou d'autres charges d'exploitation de caractère particulier définies dans des textes généraux ou dans le C. P. S.

Dans le cas contraire, γ_{QL1} , γ_{QL2} et γ_{Qc} ont les mêmes valeurs que celles qui figurent dans l'article 9.1.2; toutefois, une réduction du coefficient γ_{Qc} peut être admise lorsque le dépassement de l'état limite considéré ne risque d'entraîner que des conséquences minimales pour la construction elle-même (*).

9.1.2. Etats limites ultimes de résistance (autre qu'à la fatigue) :

Les sollicitations de calcul à considérer sont les suivantes :

$$1,2 [S (1,1 Q_{L1}) + (0,9 Q_{L2}) + S (\gamma_{Qc} Q_c)]$$

avec :

$\gamma_{Qc} = 1,4$ lorsque Q_c représente les charges appliquées en cours d'exécution;

$\gamma_{Qc} = 1,33$ lorsque Q_c représente les charges non exceptionnelles sur les ponts-routes;

$\gamma_{Qc} = 1,25$ lorsque Q_c représente :

— soit les charges sur les planchers des bâtiments (*);

— soit les charges sur les ponts-rails;

— soit les actions de la température (**);

— soit les autres actions cycliques (**);

— soit les charges climatiques (neige ou vent) (***)

$\gamma_{Qc} = 1,1$ lorsque Q_c représente les charges d'exploitation de caractère particulier (****).

γ_{Qc} est fixé par le C. P. S., ou le devis technique pour les autres actions de courte durée, notamment pour les charges d'exploitation des constructions autres que les bâtiments et les ponts.

Dans le cas fréquent où les sollicitations sont proportionnelles aux actions, et où les actions de longue durée interviennent toutes dans le même sens (soit défavorable, soit favorable) et en appelant les sollicitations dues :

— aux charges de longue durée :

S_{L1} si elles sont défavorables ;

S_{L2} si elles sont favorables.

— aux charges en cours d'exécution..... S_E

— au vent en cours d'exécution..... S_{V1}

— aux charges sur les planchers des bâtiments..... S_B

— aux charges routières..... S_R

— aux charges ferroviaires..... S_F

— à la température..... S_T

— au vent en service..... S_{V2}

— à la neige..... S_N

— au vent compatible avec les charges d'exploitation.. S_{V3}

— aux convois militaires ou aux convois exceptionnels. S_M

La formule générale s'écrit :

En cours d'exécution :

$$A \quad 1 \quad 1,32 S_{L1} + 1,68 S_E \quad \text{ou} \quad 1,08 S_{L2} + 1,68 S_E$$

En service :

B 1	{	$1,32 S_{L1} + 1,5 S_B$	$1,08 S_{L2} + 1,5 S_B$
		$1,32 S_{L1} + 1,6 S_R$	$1,08 S_{L2} + 1,6 S_R$
B 2	{	$1,32 S_{L1} + 1,5 S_F$	$1,08 S_{L2} + 1,5 S_F$
		$1,32 S_{L1} + 1,5 S_T$	$1,08 S_{L2} + 1,5 S_T$
B 3		$1,32 S_{L1} + 1,5 S_{V2}$	$1,08 S_{L2} + 1,5 S_{V2}$
B 4		$1,32 S_{L1} + 1,5 S_N$	$1,08 S_{L2} + 1,5 S_N$
B 5		$1,32 S_{L1} + 1,32 S_M$	$1,08 S_{L2} + 1,32 S_M$

Dans les combinaisons d'action B 1 avec S_B , B 2 et B 3, il est rappelé que la sollicitation S_L doit tenir compte de l'action de longue durée de la neige dans les conditions précisées dans les paragraphes ci-dessus.

* 9.2. Dans les combinaisons correspondantes, on introduit dans Q_{L1} en plus des actions permanentes, y compris le poids des cloisons, une charge de neige de longue durée estimée à la moitié de la valeur caractéristique de courte durée des charges dues à la neige, sous réserve d'indications différentes ou plus précises données sur ce point dans le titre IV du fascicule 61.

Le coefficient γ_{QC1} dépend de la probabilité de simultanéité des charges sur les planchers avec les charges dues au vent, donc de l'utilisation du bâtiment. Il peut être réduit à 1 dans les locaux à usage d'habitation et analogues, sauf circonstances particulières, et doit atteindre 1,25 dans les constructions utilisées en permanence pour le stockage. Il est compris entre 1 et 1,25 pour les bâtiments industriels, suivant leurs conditions d'exploitation.

** Cette combinaison suppose la comptabilité de l'action de la neige et de la charge d'exploitation.

Le coefficient γ_{Qc1} dépend de l'utilisation du bâtiment : il peut être pris égal à 1.1 pour les locaux à usage d'habitation et analogues, sauf circonstances particulières, et doit atteindre 1.25 dans les constructions utilisées en permanence pour le stockage. Il est compris entre 1.1 et 1.25 pour les bâtiments industriels, suivant leurs conditions d'exploitation.

Le coefficient γ_{Qc2} dépend des conditions climatiques de la région et de l'exposition du bâtiment. Sous réserve d'indications différentes ou plus précises données dans le titre IV du fascicule 61, il est pris égal à 1 dans les circonstances les plus favorables, et doit atteindre 1.2 lorsque le bâtiment risque d'être soumis pendant de longues périodes à l'action de la neige.

On a donc pour des actions proportionnelles aux sollicitations et lorsque les actions de longue durée agissent toutes dans le même sens que les actions de courte durée :

En cours d'exécution :

$$A \ 2 \quad 1,32 S_L + 1,56 S_E + 1,5 S_{V1}$$

En service :

$$B \ 6 \quad 1,32 S_L + 1,2 \text{ à } 1,5 S_B + 1,2 S_{V2}$$

$$B \ 7 \quad 1,32 S_L + 1,32 \text{ à } 1,5 S_B + 1,2 \text{ à } 1,44 S_N$$

$$B \ 8 \quad 1,32 S_L + 1,32 S_F + 1,32 S_{V3}$$

Dans la formule B 6, on introduit dans S_L une charge de neige de longue durée, égale à la moitié de la valeur caractéristique de courte durée des charges dues à la neige, sous réserves d'indications différentes ou plus précises données sur ce point dans le titre IV du fascicule 61.

** valeurs normales non
majorées des règles NV 65/67*

9.1.3. Etats limites ultimes de fatigue :

On adopte en principe les mêmes coefficients γ_Q que vis-à-vis des états limites ultimes de résistance.

9.2. Combinaisons supplémentaires :

Les sollicitations de calcul à considérer sont les suivantes :

$$1,2 [S (1,1 Q_{L1}) + S (0,9 Q_{L2}) + S (\gamma_{Qc1} Q_{c1}) + S (\gamma_{Qc2} Q_{c2})]$$

Article 10.

* Des indications sur les états limites d'utilisation sont données dans l'annexe I (art. 7.3) et Commentaires, ainsi que dans l'article 11.2 ci-après.

avec, suivant les combinaisons :

- | | | |
|-----|---|---|
| I | { | $\gamma_{Qc1} = 1,3$ lorsque Q_{c1} représente les charges appliquées en cours d'exécution ;
$\gamma_{Qc2} = 1,25$ lorsque Q_{c2} représente les actions du vent en cours d'exécution ; |
| II | { | $\gamma_{Qc1} = 1$ à $1,25$ lorsque Q_{c1} représente les charges sur les planchers des bâtiments (*) ;
$\gamma_{Qc2} = 1$ lorsque Q_{c2} représente les charges au vent ; |
| III | { | $\gamma_{Qc1} = 1,1$ à $1,25$ lorsque Q_{c1} représente les charges sur les planchers des bâtiments (**);
$\gamma_{Qc2} = 1$ à $1,2$ lorsque Q_{c2} représente les charges dues à la neige (**); |
| IV | { | $\gamma_{Qc1} = 1,1$ lorsque Q_{c1} représente les charges sur les ponts-rails ;
$\gamma_{Qc2} = 1,1$ lorsque Q_{c2} représente les actions du vent compatibles avec l'application de ces charges. |

Dans ces combinaisons, les valeurs caractéristiques des actions Q_c sont respectivement les mêmes que celles qui sont prises en compte dans les combinaisons fondamentales, à l'exclusion des actions du vent Q_{c2} dans la combinaison IV qui est spécifique.

9.3. Combinaisons accidentelles :

Les sollicitations de calcul à considérer sont de la forme :

$$1,2 [S (1,1 Q_{L1}) + S (0,9 Q_{L2}) + S (Q_{Ac})]$$

$S (Q_{Ac})$ désignant la sollicitation due à une action accidentelle Q_{Ac} .

Article 10.

Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites d'utilisation ()*.

Les états limites d'utilisation ainsi que les combinaisons d'actions correspondantes sont définis dans le C. P. S. ou le devis technique.

10.1. Combinaisons permanentes :

Les sollicitations à considérer sont de la forme :

$$S (Q_{L1}) + S (Q_{L2}) + S (\gamma_{Qc} Q_c)$$

On prend $\gamma_{Qc} = 1$ sauf pour les charges routières non exceptionnelles définies par le titre II du fascicule 61, pour lesquelles on prend : $\gamma_{Qc} = 1,2$.

10.2. Combinaisons supplémentaires :

Les sollicitations de calcul à considérer sont de la forme :

$$S (Q_{L1}) + S (Q_{L2}) + S (Q_{c1}) + S (Q_{c2})$$

CHAPITRE II

CONDUITE DES JUSTIFICATIONS

Article 11.

Etats limites ultimes et états limites d'utilisation.

* 11.1. L'attention est attirée sur certains montages ou démontages partiels rendus nécessaires pour l'entretien de l'ouvrage ou pour le remplacement exceptionnel d'une machine volumineuse située à l'intérieur de la construction.

Dans la manœuvre des éléments mobiles de charpente, on étudiera en particulier les phases où les charges d'exploitation ne s'appliquent pas (cas des ponts mobiles).

* 11.1.4. Stabilité de forme. — Les justifications correspondantes, en l'état actuel de nos connaissances, sont basées sur la considération des charges ou des contraintes critiques.

* 11.2. Le cas où des déformations excessives peuvent rendre une ossature impropre à certaines conditions d'utilisation est illustré par celui des grues, des poutres de ponts roulants ou des planchers de bâtiments.

Article 12.

Evaluation des sollicitations de calcul.

CHAPITRE II

CONDUITE DES JUSTIFICATIONS

Article 11.

Etats limites ultimes et états limites d'utilisation.

11.1. Etats limites ultimes. — Trois sortes de justifications sont exigées pour un ouvrage métallique quant aux états ultimes : la première a trait à l'équilibre statique de l'ensemble, la seconde à la résistance propre de ses pièces constitutives et leurs assemblages, la troisième à la stabilité de forme des éléments susceptibles de flamber, de se déverser ou de se voiler (*).

11.1.2. Equilibre statique. — Un état limite ultime concernant l'équilibre de tout ou partie d'une ossature doit être pris en considération dès que les actions agissant sur la construction peuvent provoquer un déplacement anormal de l'ossature par translation ou rotation, même en dehors du service normal.

11.1.3. Résistance :

11.1.31. On calcule les sollicitations développées dans les différents éléments de l'ossature résultant des combinaisons d'actions définies dans l'article 9 du précédent titre. On en déduit les contraintes aux points sollicités de ces éléments et l'on justifie que ces contraintes satisfont, dans les cas les plus défavorables, aux conditions de sécurité énoncées à l'article 14.

11.3.32. Les états limites de fatigue sont caractérisés par un état élastique dans lequel la contrainte maximale dépend du nombre total d'alternances, des valeurs maximales et minimales des contraintes.

11.1.4. Stabilité de forme. — Toutes les parties de l'ouvrage doivent faire l'objet de justifications concernant le flambement, le déversement ou le voilement (*).

11.2. Etats limites d'utilisation. — Un état limite d'utilisation doit être envisagé notamment dans les cas où il convient de limiter les déformations de l'ossature pour assurer la tenue des revêtements ou pour tenir compte des conditions d'exploitation de la construction.

Article 12.

Evaluation des sollicitations de calcul.

12.1. On calcule pour chaque pièce (ou section) de l'ossature métallique les sollicitations de calcul définies dans les articles précédents.

* 12.2. Pour l'évaluation des efforts secondaires, pour l'étude d'une section, provoqués par une excentricité e de l'attache d'une force F s'exerçant dans une pièce, le moment maximal de flexion est donné par la formule suivante :

$$M = \frac{F \cdot e}{2}$$

Dans le cas d'attaches symétriques, avec âmes simples ou doubles ou d'attaches pour lesquelles on aurait prévu des organes spéciaux de raidissage des âmes, on peut considérer que M est négligeable.

On ne tiendra pas compte du moment fléchissant M dans le cas d'une barre constituée par une seule cornière, si la stabilité de celle-ci au flambement a été vérifiée pour le plan d'inertie minimale.

** La majoration d'un dixième indiquée n'est pas fixée impérativement. Quand des mesures spéciales sont adoptées pour atténuer les efforts secondaires par exemple en réduisant la largeur en élévation des pièces de triangulation, on peut utiliser une majoration moindre, en la justifiant. En revanche, il peut être nécessaire d'adopter une majoration plus grande dans certains cas.

*** 12.3. Les pièces d'un tablier de pont ou les solives de plancher sont presque toujours assemblées à leurs extrémités d'une manière rigide avec d'autres pièces et il en résulte des moments d'encastrement non négligeables.

En ce qui concerne les longerons ou solives intermédiaires on peut dans les circonstances ordinaires appliquer les règles ci-après sans recourir à des calculs complexes. On évalue le moment fléchissant maximal qui se produirait dans la pièce si elle était simplement appuyée à ses extrémités et on admet que le moment d'encastrement atteint au moins 20 p. 100 et au plus 50 p. 100 de ce moment maximal. Ce mode de calcul est valable pour une travée courante. Dans le cas d'une travée de rive on admet que le moment d'encastrement au droit de l'appui de continuité atteint au moins 40 p. 100 et au plus 60 p. 100 de ce moment maximal.

A chacune de ces hypothèses extrêmes correspondent des évaluations différentes pour les moments fléchissants réels et on retient les plus forts résultats. C'est la première hypothèse qui intervient pour les sections de la région médiane de la pièce ; c'est la seconde qui intervient pour les régions des extrémités et en particulier pour les attaches.

Cette méthode simplifiée n'est pas applicable aux pièces de pont ou aux poutres principales reliant les poteaux.

Article 13.

Calcul des contraintes.

* 13.11. La section brute s'entend sans déduction des trous ménagés pour la pose des rivets ou des boulons.

La position du centre de gravité d'une section fléchie est déterminée en considérant la section brute. Pour le calcul de

12.2. S'il s'agit de barres de triangulation d'une poutre principale, on calcule en outre les suppléments d'efforts qui pourraient résulter pour elles de dispositions imparfaites, consenties pour des raisons quelconques, telles, notamment, que le défaut de symétrie des barres par rapport au plan moyen de la poutre et l'excentricité des efforts qui en résulte (*).

Quant aux suppléments d'efforts dus à la rigidité des attaches de ces barres sur les membrures ou au défaut de convergence des axes des pièces dans le plan moyen des poutres, il est loisible, dans le cas des ossatures de ponts, à défaut de calcul direct et si l'on ne s'est pas écarté des dispositions ordinaires de la pratique, d'en tenir compte en frappant les efforts principaux d'une majoration d'un dixième (**).

12.3. En ce qui concerne les pièces d'un tablier de pont métallique ou de solives d'un plancher dont la continuité est assurée, on doit tenir compte des encastremements partiels qui sont susceptibles de se produire à leurs extrémités (***) .

Article 13.

Calcul des contraintes.

13.1. Dans le cas d'efforts s'exerçant dans le plan des assemblages, on applique les prescriptions suivantes :

13.11. Dans les pièces assemblées par des rivets ou des boulons :

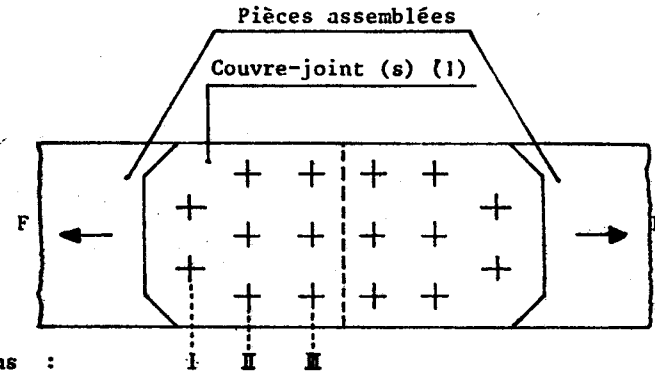
- les contraintes normales de compression et les contraintes de cisaillement sont calculées en section brute (*);

la contrainte de traction maximale, on utilise conventionnellement un moment d'inertie égal au moment d'inertie de la section brute diminuée du moment d'inertie des trous ou entailles situés dans les parties tendues qu'il y aurait lieu de déduire pour le calcul de la section nette.

Il est loisible de calculer les contraintes de flexion dans les semelles de poutres fléchies au centre de gravité de l'ensemble des semelles.

13.12. Exemples de calcul en section nette.

ASSEMBLAGE TENDU



SECTIONS		I	II	III
Pièces assemblées.	F_A	$\frac{6 F}{8} = 0,75 F$	$\frac{3 F}{8} = 0,375 F$	0
	F_B	$\frac{2 F}{8}$	$\frac{3 F}{8}$	$\frac{3 F}{8}$
	$0,6 F_B$	0,15 F	0,225 F	0,225 F
	$F_A + 0,6 F_B$	0,9 F	0,6 F	0,225 F
Couvre-joint(s) (1).	F_A	0	$\frac{2 F}{8} = 0,25 F$	$\frac{5 F}{8} = 0,625 F$
	F_B	$\frac{2 F}{8}$	$\frac{3 F}{8}$	$\frac{3 F}{8}$
	$0,6 F_B$	0,150 F	0,225 F	0,225 F
	$F_A + 0,6 F_B$	0,15 F	0,475 F	0,85 F

(1) L'effort indiqué est l'effort total à répartir entre les deux couvre-joints, s'il y en a deux.

— les contraintes normales de traction sont calculées en section nette. Celle-ci est obtenue en envisageant les différentes sections droites, obliques ou brisées, passant par les axes des trous ménagés pour la pose des boulons ordinaires ou des rivets. La section nette correspond à la somme des surfaces de métal traversées par ces sections.

13.12. Dans les pièces assemblées par des boulons à haute résistance :

— les contraintes normales de compression sont calculées en section brute sous l'effort $F_A + F_B$;

— les contraintes normales de traction et les contraintes de cisaillements sont calculées :

En section brute sous l'effort $F_A + F_B$;

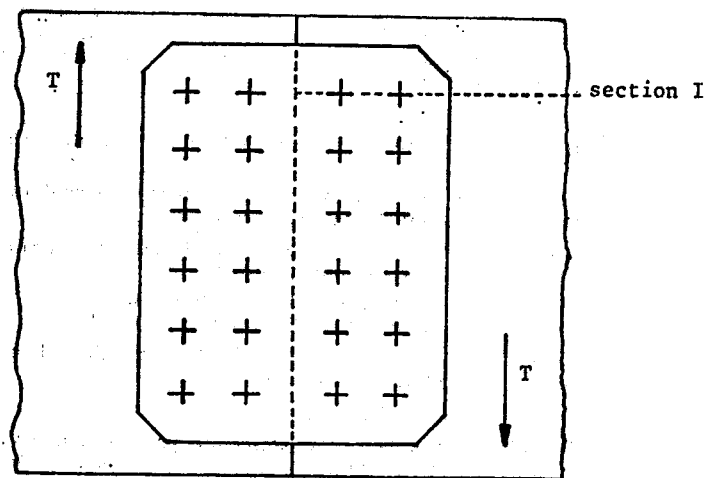
En section nette sous l'effort $F_A + 0,60 F_B$;

— la plus défavorable des deux valeurs ainsi déterminées est prise en considération.

Dans ces formules :

F_A est la partie de l'effort transmise par les boulons à haute résistance situés avant la section considérée ;
 F_B est la partie de l'effort transmise par les boulons à haute résistance situés au droit de la section considérée.

Assemblage cisailé.



Section la plus sollicitée : section I :

$$F \times 0,6 \times \frac{2T}{12} = \frac{T}{10}$$

force à prendre en compte par une section de largeur égale à un demi couvre-joint.

CHAPITRE III

CORPS DES PIÈCES

Article 14.

Conditions de sécurité relatives aux aciers laminés de construction.

* 14.1. La limite élastique σ_e à prendre en compte est définie par l'une des valeurs suivantes pour la qualité et l'épaisseur de l'acier utilisé au point où s'applique la justification :

— la valeur fixée par le cahier des prescriptions communes, ou les décisions d'agrément pour les ponts routes et ponts rails ;

— la valeur garantie suivant la norme pour les aciers de construction A 35501 ou par le producteur pour les aciers de marque ou la valeur justifiée expérimentalement sur la base d'une étude statistique et égale à la moyenne moins deux

- 13.2. Dans le cas d'efforts s'exerçant normalement au plan de l'assemblage, il convient d'utiliser les sections nettes.
- 13.3. Pour les pièces assemblées par soudure toutes les contraintes sont calculées en section brute.

CHAPITRE III

CORPS DES PIÈCES

Article 14.

Conditions de sécurité relatives aux aciers laminés de construction.

14.1. Les contraintes calculées comme il est dit à l'article 13 doivent satisfaire aux inégalités suivantes :

Contrainte normale :

$$\sigma \leq \sigma_e$$

Contrainte tangente :

$$\tau \leq 0,6 \sigma_e$$

σ_e désigne la limite d'élasticité en traction de l'acier (*).

fois l'écart quadratique moyen, pour les bâtiments et charpentes. Dans tous les cas, l'allongement à rupture des aciers doit être supérieur ou égal à 20 p. 100.

Les prescriptions de l'article 31 seront appliquées.

** 14.2. Les états contrainte complexe sont ceux qui ne se réduisent pas en un point, à une contrainte normale ou à une contrainte tangentielle seule.

La condition du paragraphe 2 ne dispense pas de vérifier que les inégalités du paragraphe 1 soient satisfaites.

Cette condition s'écrit encore :

$$\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - \sigma_x\sigma_y - \sigma_y\sigma_z - \sigma_z\sigma_x + 3\tau_x^2 + 3\tau_y^2 + 3\tau_z^2 \leq (\sigma_e)^2$$

$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_x, \tau_y, \tau_z$ étant les composantes du tenseur des contraintes suivant les axes d'un trièdre triorthogonal quelconque.

Dans un cas de flexion simple, l'inégalité devient :

$$\sigma^2 + 3\tau^2 \leq (\sigma_e)^2$$

Ce cas est celui des poutres fléchies à âmes pleines et des poutres caissons, au voisinage des jonctions des âmes et des membrures. On peut tenir compte de la mise en plasticité des différentes fibres de la poutre.



14.4. Nœuds et assemblages.

* 14.41. Principe de calcul :

Les coupures à considérer sont de deux sortes :

— d'une part, elles servent à s'assurer que les parties de construction (goussets ou parties d'âme de membrure) intéressées par l'attache des barres peuvent transmettre les efforts des pièces attachées, c'est le cas de la vérification des goussets des poutres triangulées, à l'effort tranchant ou à l'effort normal ;

— d'autre part, elles servent à s'assurer que ces parties de construction résistent aux efforts de chaque attache des pièces assemblées, la vérification à la déchirure est un exemple.

14.2. En outre dans tout état de contrainte complexe bi ou tridimensionnel l'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$(\sigma_I - \sigma_{II})^2 + (\sigma_{II} - \sigma_{III})^2 + (\sigma_{III} - \sigma_I)^2 \leq 2 (\sigma_e)^2.$$

$\sigma_I, \sigma_{II}, \sigma_{III}$ représentent les valeurs algébriques des contraintes principales (**).

14.3. Dans le cas d'une structure soumise à un phénomène de fatigue, les contraintes maximales inférieures aux limites énumérées en 14.1 dépendront :

- de la nature de l'acier ;
- du nombre de cycles appliqué à l'ossature ;
- de l'amplitude des variations de sollicitations ;
- du spectre de charges.

14.4. Nœuds et assemblages.

14.41. Principe de calcul.

On justifiera les sections de coupure les plus sollicitées (*).

Les conditions de sécurité à vérifier sont les suivantes :

— dans le cas où la coupure est telle que les contraintes puissent être raisonnablement calculées par l'application des méthodes de la résistance des matériaux (**) on vérifie les conditions définies en 14.1 et 14.2 ;

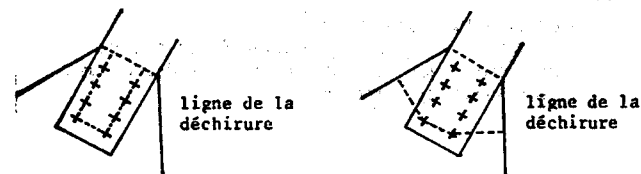
— dans le cas où la coupure est telle que les contraintes ne peuvent y être calculées par les

** On réduit les efforts au centre de gravité de la section de coupure et on calcule les contraintes dues à l'effort normal, au moment fléchissant et à l'effort tranchant.

14.42. Nœuds des poutres triangulées :

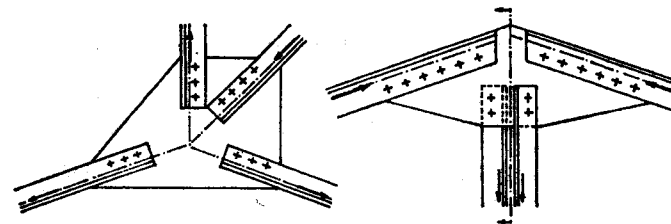
* 14.421. Il s'agit de goussets faisant une saillie faible sur la membrure.

* 14.423. Déchirure. — Cette notion concerne l'intégrité des goussets d'attache, dans la transmission des efforts.



* 14.424. Efforts locaux de flexion.

Cette prescription vise les assemblages représentés ci-dessous.



Elle concerne également les ponts à poutres triangulées sans montant.

méthodes de la résistance des matériaux, on considère les valeurs moyennes des contraintes et on vérifie :

- dans le cas d'une sollicitation seule, la condition correspondant au paragraphe 14.1 ;
- quand il y a un état de contrainte complexe, la condition :

$$(\sigma_I - \sigma_{II})^2 + (\sigma_{II} - \sigma_{III})^2 + (\sigma_{III} - \sigma_I)^2 \leq 2 (\sigma_e)^2.$$

14.42. Nœuds des poutres triangulées :

14.421. Dans les parties d'âme de membrure ou dans les petits goussets, intéressés par l'attache des barres, on considère que l'on se trouve dans le cas où la coupure est telle que les contraintes peuvent être calculées par les méthodes de la résistance des matériaux (*).

Si σ et τ désignent les valeurs en un point de la coupure des contraintes normale et tangentielle l'inégalité à vérifier prend alors la forme :

$$\sigma^2 + 3 \tau^2 \leq (\sigma_e)^2.$$

14.422 Dans le cas d'un gousset situé dans le plan d'une âme de membrure et en saillie importante sur elle, on admet que la partie du gousset située dans la hauteur de l'âme équilibre l'effort normal et la partie en saillie le cisaillement et on justifie indépendamment ces deux parties en vérifiant, que les valeurs moyennes de leurs contraintes satisfont aux inégalités du paragraphe 14.1.

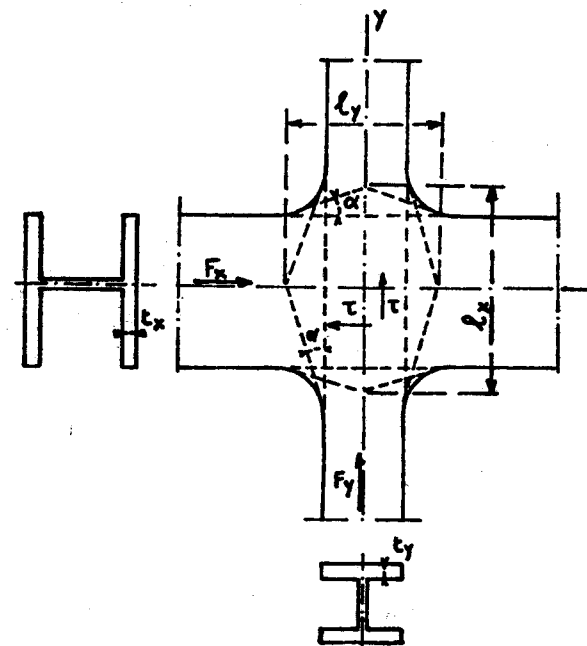
14.423. Déchirure :

La vérification de la déchirure se fait soit en considérant une coupure tracée suivant le contour des attaches (rivets, boulons à haute résistance ou soudures) des barres, soit en considérant une coupure dont la partie centrale, normale à l'axe de la barre, se prolonge latéralement par deux retours biais, qui vont rejoindre les bords libres du gousset, ou de l'âme de membrure, sur lequel la barre est attachée (*).

14.424. Efforts locaux de flexion :

Il y a lieu de justifier la résistance des goussets aux efforts locaux de flexion (*).

* 14.43. Croisement de semelles. — Lorsque le croisement est muni de goussets latéraux convenablement dimensionnés, il est possible de tenir compte de l'épanouissement des contraintes dans ces goussets à l'intérieur de lignes inclinées à $\text{tg } \alpha = 0,3$ dans la direction de l'axe de la semelle :



$$\sigma_x = \frac{F_x}{l_x t_x} \quad \sigma_y = \frac{F_y}{l_y t_y}$$

t_x et t_y désignent les épaisseurs des semelles ;
 F_x et F_y désignent les efforts de compression ou de traction s'exerçant dans les semelles ;

La contrainte τ résulte de la réaction commune au croisement des âmes des poutres.

14.43. Croisement de semelles :

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

$$\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3 \tau^2 \leq (\sigma_e)^2$$

est satisfaite dans la partie commune des semelles, σ_x, σ_y étant les valeurs algébriques des contraintes normales dans les directions x et y respectivement; τ étant la contrainte moyenne de cisaillement (*).

Article 15.

Conditions de sécurité relatives aux aciers moulés et aux appareils d'appuis.

15.1. Les contraintes doivent satisfaire aux inégalités suivantes :

Contrainte normale due à un effort de traction ou de compression : $\sigma \leq 0,9 \sigma_e$;

Contrainte normale due à un effort de flexion : $\sigma \leq \sigma_e$;

Contrainte tangente : $\tau \leq 0,53 \sigma_e$.

σ_e désigne la limite d'élasticité de l'acier moulé.

* 15.2. Les contraintes de calcul développées dans les sections de contact sont supposées être évaluées par application de la théorie d'élasticité développée par Hertz.

Article 16.

Flambement des pièces comprimées.

* 16.21. Dans le cas le plus courant des pièces d'inertie et de section constante possédant un centre de symétrie :

en désignant par :

l la longueur de la pièce ;

I le moment d'inertie de la section, relatif au plan de flambement considéré ;

Ω l'aire de cette section ;

i le rayon de giration de cette section dans le plan de flambement considéré ;

$$\lambda \text{ l'élanement de la pièce } \lambda = \frac{l}{i}$$

E le module d'élasticité longitudinal du métal, la charge critique d'Euler est donnée par la formule :

$$F^* = \frac{m \pi^2 E I}{l^2} = \frac{m \pi^2 E \Omega}{\lambda^2}$$

dans laquelle m est un coefficient numérique dépendant du mode de fixation de la pièce à ses deux extrémités. $m = 1$ correspond à la pièce articulée à chacune de ses extrémités, la valeur correspondante de F^* est souvent considérée comme étant la valeur fondamentale. Le coefficient m à appliquer à la valeur fondamentale peut résulter de mesures préalablement effectuées à cet effet.

Dans le cas des poteaux de bâtiment, à défaut de calculs plus précis on peut adopter pour l , la hauteur d'étage c'est-à-dire la distance entre plans supérieurs des planchers consécutifs auxquels ils sont solidarisés ou entre le centre d'attache de la ferme et le dessus de la semelle d'appui.

Suppression
1978

15.2. Les contraintes, développées dans les zones de contact des pièces roulant mutuellement l'une sur l'autre doivent satisfaire aux inégalités suivantes :

Acier moulé : $\sigma \leq 5,3 \sigma_e$;

Acier laminé : $\sigma \leq 4 \sigma_e$.

Dans les appareils à plus de deux rouleaux ces valeurs limites des contraintes sont réduites de 20 p. 100 (*).

Article 16.

Flambement des pièces comprimées.

16.1. Toute pièce soumise à un effort de compression fait l'objet d'une justification complémentaire dans les conditions précisées ci-après :

16.2.

16.21. Pour une pièce dont la section forme un ensemble d'un seul tenant, composé ou non, on évalue la charge critique d'Euler F^* dans chacun des plans où la stabilité est la moins assurée.

Pour une pièce composée de deux ou plusieurs profils solidarisés par des lattis triangulés ou des barrettes transversales, on tient compte aussi exactement que possible de la réduction de la charge critique réelle qu'apporte cette constitution, par rapport à la charge critique calculée, comme si ces profils formaient un ensemble d'un seul tenant (*).

Le coefficient m peut être évalué pour des poteaux de bâtiment de la façon suivante :

On appelle, coefficient d'encastrement K des poteaux en un nœud, le rapport de la somme des rigidités

(rapport $\frac{I}{l}$, I inertie des poteaux, l longueur des

poteaux) des poutres ou traverses, aboutissant au nœud et situées dans le plan de flambement du poteau à la somme des rigidités de toutes les barres aboutissant au nœud (y compris le poteau étudié). On ne tient compte que des poutres ou traverses solidarisées avec le poteau par un assemblage sans jeu, dont la hauteur totale, mesurée entre axes des boulons, rivets ou cordons de soudure extrêmes, est au moins égale à trois fois le rayon de giration intervenant dans le calcul du poteau. En cas d'assemblages par boulons ordinaires avec jeu normal, on ne tient pas compte d'une poutre n'existant que d'un seul côté du poteau. S'il existe de part et d'autre du poteau des poutres dont les assemblages satisfont à la condition définie ci-dessus, on ne tient compte que de celle ayant la rigidité la plus faible. Pour une articulation on a $K = 0$ et pour un encastrement parfait $K = I$.

Pour des bâtiments à nœuds fixes, et pour un poteau AB on a :

$$m = \left[\frac{3 - (K_A + K_B) + 0,28 K_A K_B}{3 - 1,6 (K_A + K_B) + 0,84 K_A K_B} \right]^2$$

Pour des bâtiments à nœuds déplaçables et pour un poteau AB on a :

$$m = \frac{K_A + K_B + 5,5 K_A K_B}{1,6 + 2,4 (K_A + K_B) + 1,1 K_A K_B}$$

K_A et K_B désignant les coefficients d'encastrement aux extrémités A et B du poteau.

* 16.22. Dans les cas courants on peut admettre pour m les valeurs suivantes :

Pour une membrure le plan de flambement étant le plan de la poutre $m = 1$. Pour des fermes de grande hauteur on adopte des valeurs de m supérieures à 1 mais on doit réduire les valeurs de m adoptées pour les diagonales :

Pour une membrure le plan de flambement étant hors du plan de la poutre $m = 1$.

16.22. Dans les poutres triangulées, les longueurs des barres comprimées sont évaluées entre nœuds théoriques.

Le coefficient m dont il convient de frapper les charges critiques calculées dans l'hypothèse de l'articulation des barres à leurs extrémités est évalué en tenant compte des encastremements offerts à chaque barre par les autres barres assemblées à leurs extrémités (*).

Pour une barre diagonale le plan de flambement étant le plan de la poutre :

$m = 3$ quand il existe un montant aboutissant à l'assemblage sur la membrure comprimée ;

$m = 2,5$ dans le cas contraire :

— si elle est assemblée à une membrure et une diagonale tendue $m = 2$;

— si elle est assemblée à deux barres diagonales tendues $m = 1$.

Pour une barre diagonale le plan de flambement étant hors du plan de la poutre $m = 1$.

Dans l'étude de la première barre diagonale d'une poutre à treillis on prendra $m = 1$ dans tous les cas.

Dans le cas de pièces assemblées par un seul rivet à leurs extrémités on prend dans tous les cas $m = 1$.

* 16.3. Cette prescription vise en particulier les profils composés ouverts en U ou en H dont les ailes libres ne sont pas solidarisiées par des lattis ou des barrettes ou ne le sont pas suffisamment, et les profils pour lesquels les centres de gravité et de torsion ne coïncident pas.

* 16.4. Dans l'expression de T_F^* on prend pour σ_m la plus forte contrainte moyenne que la pièce est susceptible de supporter compte tenu de sa position.

Pour les profils composés le moment d'inertie est calculé comme si ces profils formaient un ensemble d'un seul tenant.

16.23. Si σ_m désigne la contrainte de compression de la pièce considérée on vérifie que : $\sigma_m < \bar{\sigma}_m$

$$\text{avec : } \bar{\sigma}_m = \sigma_e \left(1 - 0,375 \frac{\sigma_e}{\sigma^*}\right) \quad \text{si } \sigma^* \geq 0,75 \sigma_e$$

$$\bar{\sigma}_m = 0,66 \sigma^* \quad \text{si } \sigma^* < 0,75 \sigma_e$$

σ^* étant la contrainte critique obtenue en divisant la charge critique par l'aire de la section de la pièce considérée.

Pour les pièces très courtes telles que $\lambda < 20$ on peut se contenter de vérifier : $\sigma_m \leq \sigma_e$

16.3. On s'assure que les pièces comprimées présentent une sécurité suffisante vis à vis du flambement par torsion ou effort tranchant si cela ne résulte pas des justifications fournies en vertu de ce qui précède (*).

16.4. Les éléments de liaison (lattis triangulés ou barettes transversales) des pièces composées sont vérifiées sous l'effort tranchant de flambement en prenant pour valeur de ce dernier : (*).

$$T_F^* = \frac{\pi}{l} \sqrt{m} \frac{I}{v_0} (\sigma_e - \bar{\sigma}_m) \frac{\sigma m}{\bar{\sigma}_m}$$

l étant la longueur de la pièce ;

m étant un coefficient numérique dépendant du mode de fixation ;

I étant le moment d'inertie de la pièce ;

v_0 étant la distance entre les centres de gravité de la section et d'une membrure du profil.

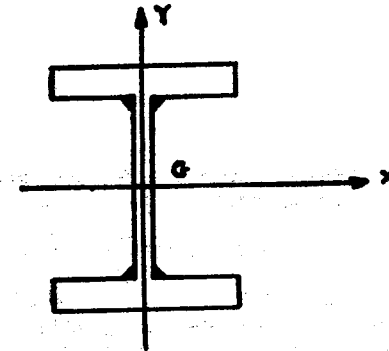
Article 17.

Flexion composée.

* 17.1. La formule se raccorde aux deux cas limites de compression simple et de flexion simple.

La valeur de $\bar{\sigma}_t$ est prise égale à la limite élastique définie au paragraphe 1 de l'article 14.

La valeur $\bar{\sigma}_m$ est celle qui est indiquée au paragraphe 23 de l'article 16.



* 17.2. Le cas se rencontre lorsque dans des pièces dissymétriques les contraintes de traction se trouvent du côté le plus faible, c'est-à-dire le plus éloigné du centre de gravité.

Article 18.

Voilement des plaques. — Raidissage.

* 18.1. Les éléments plans ici visés concernent notamment les âmes de poutres à âme pleine et les parois de caissons.

** Il n'existe pas pour le moment de théories parfaitement satisfaisantes. Celles qui se réfèrent aux contraintes critiques, sans prise en compte des effets de membranes, placent en sécurité mais doivent être considérées comme perfectibles.

Les théories, basées sur des mécanismes de tensions membranaires n'ont été vérifiées expérimentalement que pour des poutres fléchies soumises à des chargements statiques. L'annexe 2 du présent règlement basée sur ces théories, ne s'applique qu'aux poutres de bâtiments soumises à des chargements statiques.

Article 17.

Flexion composée.

17.1. Pour les pièces soumises à la flexion composée on vérifie :

$$\frac{\sigma_m}{\bar{\sigma}_m} + \frac{\sigma_f}{\bar{\sigma}_f} \leq 1,$$

σ_m étant la contrainte de compression due à l'effort normal ;
 σ_f étant la contrainte de compression due au moment fléchissant dans la section considérée ;
 $\bar{\sigma}_f$ étant la limite de la contrainte de flexion.

Pour les pièces soumises à une flexion composée déviée on vérifie :

$$\frac{\sigma_m}{\bar{\sigma}_m} + \frac{\sigma_{fx}}{\bar{\sigma}_f} + \frac{\sigma_{fy}}{\bar{\sigma}_f} \leq 1,$$

σ_m étant la contrainte de compression due à l'effort normal ;
 σ_{fx} étant la contrainte de compression due à la flexion suivant l'axe principal d'inertie G_x ;
 σ_{fy} étant la contrainte de compression due à la flexion suivant l'axe principal d'inertie G_y (*).

17.2. Dans le cas exceptionnel où la contrainte maximale de traction due au moment fléchissant σ_{ft} prend des valeurs importantes on vérifie en outre que (*) :

$$\frac{\sigma_{ft}}{1 - \frac{\sigma_m}{\sigma^*}} - \sigma_m \leq \sigma_e$$

Article 18.

Voilement des plaques. — Raidissage.

18.1. Les éléments plans assimilables à des plaques minces, constitués de profils composés doivent présenter une sécurité suffisante vis-à-vis du voilement (*).

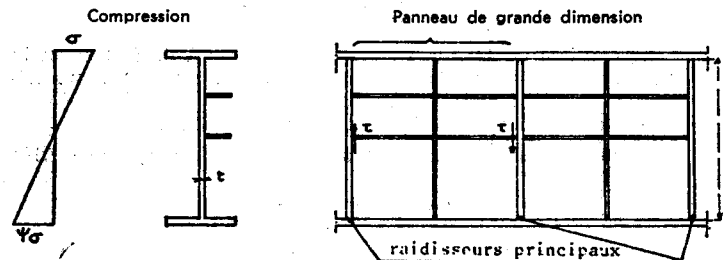
Les justifications reposent en principe sur la considération des contraintes critiques de voilement, correspondant au mode de sollicitation (**).

A défaut de théorie plus élaborée les règles du paragraphe 3 peuvent être utilisées.

Dans le cas des poutres de bâtiments il sera loisible d'appliquer les prescriptions de l'annexe 2.

Les épaisseurs minimales des plaques minces peuvent être déterminées par d'autres considérations que celle de leur stabilité sur l'action des sollicitations de calcul définies à l'article 8. Elles peuvent dépendre des déformations dues au soudage des raidisseurs, des conditions de manutention sur chantier et des prescriptions de l'article 33.1.

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



Les raidisseurs principaux sont définis par une inertie relative γ et leur section relative δ :

$$\gamma = \frac{EJ}{bD} \quad (\text{ou bien } J = 0,092 bt^3 \gamma)$$

$$\delta = \frac{\Omega}{bt}$$

E désigne le module d'élasticité de l'acier ;

$$E \text{ en } \text{E}^2$$

$D = \frac{12(1-\mu^2)}{t}$ μ désigne le coefficient de Poisson de l'acier ;
 $12(1-\mu^2)$ t désigne l'épaisseur de la plaque.

Les raidisseurs principaux peuvent être déterminés par les conditions ci-après :

NATURE DE L'ACIER constituant le raidisseur principal.	NATURE DE L'ACIER constituant l'âme.	γ MINIMUM	δ MINIMUM
$\sigma_e = 235 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_e = 235 \text{ N/mm}^2$	$0,2 \left(\frac{b}{50 t} \right)^3$	$0,54 \cdot 10^{-3} \frac{b}{t}$
$\sigma_e = 235 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_e = 350 \text{ N/mm}^2$	$0,33 \left(\frac{b}{50 t} \right)^3$	$0,8 \cdot 10^{-3} \frac{b}{t}$
$\sigma_e = 350 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_e = 350 \text{ N/mm}^2$	$0,33 \left(\frac{b}{50 t} \right)^3$	$0,66 \cdot 10^{-3} \frac{b}{t}$

1 N/mm² = 1 mégapascal.

18.2. Les plaques étudiées, limitées sur deux bords opposés par des semelles ou des tôles de caisson, sont constituées de panneaux de grande dimension séparés par des raidisseurs principaux constitués de telle manière qu'ils puissent être supposés rigides (*).

Dans le cas où le panneau de grande dimension est soumis à une contrainte de cisaillement τ faible, on peut appliquer à γ et à δ un coefficient réducteur égal à $0,75 \frac{\tau}{\tau^*}$, τ^* désignant la contrainte critique du panneau de grande dimension.

* 18.3. Les contraintes critiques σ^* et τ^* sont relatives au panneau muni de ses raidisseurs.

Elles dépendent :

- de la disposition des raidisseurs ;
- de la variation des contraintes normales définie par ϕ ;
- de la section relative δ et de l'inertie relative γ de chaque raidisseur.

Ces contraintes critiques peuvent être déterminées en utilisant notamment les abaques de MM. Kloppel et Scheer.

Ce cas se présente notamment quand les raidisseurs deviennent « rigides » et constituent des lignes nodales de déformations. On le rencontre pour des poutres de hauteur moyenne (c'est-à-dire jusqu'à 4 mètres environ). On pourra dans ce cas vérifier les panneaux élémentaires sans justifier la stabilité du panneau de grande dimension. L'inertie du raidisseur « rigide » est au moins égale à l'inertie optimale γ^* .

** La valeur σ_1^* est obtenue en étudiant la stabilité élastique d'un panneau de grande longueur articulé sur les bords. La valeur σ_2^* tient compte des contraintes résiduelles introduites par les soudures.

L'hypothèse de l'articulation du panneau de grande dimension sur ses bords est pessimiste et dans certains cas (caisson notamment) on pourra tenir compte éventuellement d'un encastrement partiel des panneaux sur leurs bords.

18.3. La stabilité du panneau de grande dimension, supposé, articulé sur ses bords, est justifiée. Les contraintes de compression σ et de cisaillement τ dues aux sollicitations définies à l'article 8, et évaluées à mi-distance entre les raidisseurs principaux doivent satisfaire à l'inégalité suivante :

avec :

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma^*}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau^*}\right)^2 \leq 1,8$$

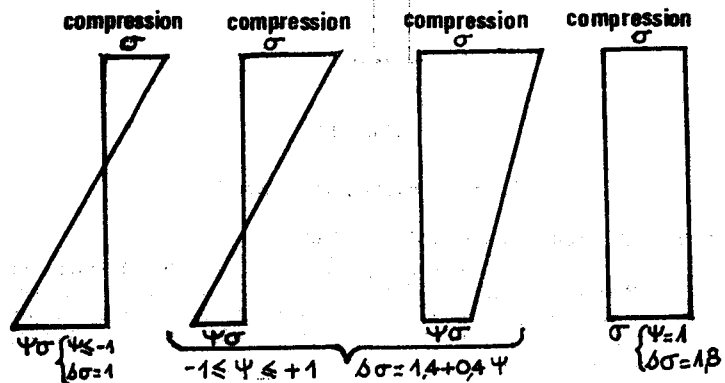
$$s_\sigma = 1,8 \quad \text{si } \phi = 1$$

$$s_\sigma = 1,4 + 0,4 \phi \quad \text{si } -1 \leq \phi < 1$$

$$s_\sigma = 1 \quad \text{si } \phi < -1$$

σ^* et τ^* désignent les contraintes critiques du panneau de grandes dimensions (*):

Le paramètre ϕ est défini sur les figures ci-dessous :



Le panneau de grande dimension peut comporter des raidisseurs caractérisés par leur inertie γ et leur section ζ relatives. Ces raidisseurs élémentaires découpent le panneau en panneaux élémentaires dont on vérifie la stabilité en utilisant les formules ci-dessus.

(σ^* et τ^* étant les contraintes critiques du panneau élémentaire.)

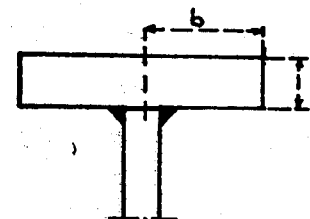
Dans le cas de panneaux soumis à une compression pure et comportant des soudures transversales perpendiculaires à la direction de l'effort, on prend comme contrainte critique σ^* pour le panneau élémentaire la plus faible des deux valeurs :

$$\sigma^*_1 = 7,6 \left(100 \frac{t}{b}\right)^2$$

$$\sigma^*_2 = 33 \sigma_e \left(\frac{t}{b}\right) (**)$$

Dans les phases de construction, le coefficient $s_\sigma = 1,8$ ne doit pas être réduit.

- * 18.4. En particulier les vérifications des panneaux en cours de montage peuvent être prépondérantes, le sens des efforts pouvant se modifier.
- * 18.5. Il en est ainsi au droit des appuis ou au point de report des charges par une poutre sur une autre poutre. Pour cette justification les inerties des raidisseurs sont déterminées sans prise en compte de l'âme de la poutre et en adoptant l'hypothèse que le montant est articulé aux deux extrémités.
- * 18.6. Cette règle s'applique en particulier aux semelles des poutres comprimées.



Article 19.

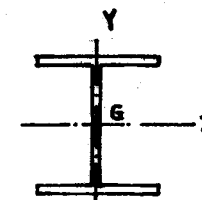
Déversement en flexion simple.

* 19.1. Déversement des poutres isolées :

Il s'agit de poutres symétriques de faible hauteur et d'épaisseur d'âme relativement forte. Ce cas est notamment celui des poutrelles laminées courantes. On trouvera en annexe 4 des formules simplifiées de vérification concernant ces poutrelles.

Soient :

- l la portée de la pièce fléchie ;
- b la hauteur de la pièce ;
- I_y son inertie transversale par rapport à un axe G Y située dans le plan de flexion ;
- K le moment d'inertie de torsion de la pièce.



E et G les modules d'élasticité longitudinale et transversale.

On pose :
$$a^2 = \frac{4 GK}{E I_y} \left(\frac{l}{b}\right)^2$$

Le moment critique de déversement est donné par la formule :

$$M^* = \frac{m_1 m_2}{l} \sqrt{E I_y G K}$$

18.4. Les conditions de stabilité stipulées au présent article sont indépendantes des limitations imposées à l'article 14 qui doivent être respectées en tout point (*).

18.5. Au droit des charges concentrées, les montants qui jouent le rôle de raidisseurs doivent être vérifiés au flambement sous l'effet des charges appliquées (*).

18.6. Dans le cas d'une plaque ayant un bord libre non raidie et uniformément comprimée, la stabilité est assurée si :

$$\frac{b}{t} \leq 18,5 \sqrt{\frac{235}{\sigma_e}}$$

t étant l'épaisseur de la plaque ;

b étant la largeur de la plaque ;

σ_e étant la limite élastique de l'acier constituant la plaque exprimé en N/mm² (*).

Article 19.

Déversement en flexion simple.

19.1. Déversement des poutres isolées :

Il est justifié que la contrainte due à la flexion présente une sécurité suffisante par rapport à la contrainte critique de déversement, calculée à partir du moment critique de déversement.

Si σ_r^* est la contrainte critique de déversement, on admet que la sécurité est obtenue si la contrainte σ_r due à la flexion satisfait à :

$$\sigma_r \leq f(\sigma_r^*)$$

avec : $f(\sigma_r^*) = \sigma_e \left(1 - 0,375 \frac{\sigma_e}{\sigma_r^*}\right)$ si $\sigma_r^* \geq 0,75 \sigma_e$

$f(\sigma_r^*) = 0,66 \sigma_r^*$ si $\sigma_r^* \leq 0,75 \sigma_e$

σ_r est évaluée en tenant compte des sollicitations de calcul définies à l'article 8 (*).

Dans le cas de poutre de bâtiments il sera loisible d'appliquer les prescriptions de l'annexe 3.

Suppression

Le coefficient m_1 dépend :

- des conditions d'appuis de la poutre aux extrémités ;
- de la disposition des charges.

Le coefficient m_2 est fonction du paramètre a.

Dans le cas d'une poutre sur appuis simples à la torsion et à la flexion, les valeurs de m_1 sont les suivantes :

- pour deux couples égaux et de signes différents s'exerçant aux extrémités $m_1 = 3,14$;
- pour un couple seul s'exerçant à une extrémité $m_1 = 5,56$;

- Pour une charge concentrée s'exerçant au centre de gravité de la poutre :
 - au niveau du centre de gravité $m_1 = 4,23$;
 - sur l'aile supérieure de la poutre :

$$m_1 = 4,23 \left[\sqrt{1 + \frac{3,24}{a^2}} - \frac{1,8}{a} \right]$$

- sur l'aile inférieure de la poutre :

$$m_1 = 4,23 \left[\sqrt{1 + \frac{a^2}{3,24}} + \frac{1,8}{a} \right]$$

- pour une charge uniformément répartie s'exerçant :
 - au centre de gravité de la poutre $m_1 = 3,54$;
 - sur l'aile supérieure de la poutre :

$$m_1 = 3,54 \left[\sqrt{1 + \frac{2,1}{a^2}} - \frac{1,45}{a} \right]$$

- sur l'aile inférieure de la poutre :

$$m_1 = 3,54 \left[\sqrt{1 + \frac{2,1}{a^2}} + \frac{1,45}{a} \right]$$

Le coefficient m_2 vaut = $\sqrt{1 + \frac{\pi^2}{a^2}}$

Dans le cas d'une console les valeurs de m_1 et m_2 sont les suivantes pour une charge concentrée s'exerçant à l'extrémité libre au niveau du centre de gravité.

$$m_1 = 4,35 \quad m_2 = \frac{1}{\left(1 - \frac{1}{a}\right)^2}$$

* 19.2. Déversement des poutres dont une membrure est maintenue par un contreventement très rigide.

19.2. Déversement des poutres dont une membrure est maintenue par un contreventement très rigide (*).

* 19.22. Poutres à âme pleine.

On considère comme points fixes, soit un nœud inférieur de la poutre avec une entretoise triangulée, soit un nœud d'un contreventement des semelles s'il en existe un. Ce dernier doit pouvoir résister à un effort tranchant, définie à l'article 10.4.

CHAPITRE IV

Article 20.

Déformations.

19.21. Poutres triangulées.

Il est justifié que les poutres fléchies dont les membrures comprimées ne sont maintenues transversalement que par la raideur de leurs propres montants ou diagonales présentent une sécurité suffisante vis-à-vis de leur déversement par flambement transversal d'ensemble de leurs membrures comprimées.

Dans le cas où l'on détermine une contrainte critique σ_c^* de flambement transversal de la membrure comprimée en supposant pour simplifier le calcul que la section de la membrure est constante et égale à sa valeur maximale et que la contrainte moyenne de compression σ_m dans la membrure est constante et égale à sa valeur maximale, la sécurité est assurée si l'on a :

$$\sigma_m \leq f (1.1 \sigma_c^*)$$

σ_c^* étant la contrainte critique calculée comme indiqué ci-dessus ;

f étant la fonction définie à l'article 19.1.

19.22. Poutres à âme pleine (*).

Il est justifié que les poutres fléchies à âme pleine présentent une sécurité suffisante vis-à-vis du flambement transversal de leurs membrures comprimées (*).

Dans le cas où l'on calcule la contrainte critique de flambement σ_c^* de la semelle dans son plan, en prenant comme longueur de semelle la distance entre deux points d'appuis fixes et en prenant une valeur de m égale à $\frac{1}{2}$, la sécurité est assurée si l'on a :

$$\sigma_c \leq 1.2 f (\sigma_c^*)$$

f ayant la même définition qu'au paragraphe 19.1.

modifiée 1978

$$\sigma_c \leq f (1.2 \sigma_c^*)$$

CHAPITRE IV

Article 20.

Déformations.

20.1. Les déformations des éléments d'une ossature doivent être suffisamment faibles pour que :

L'exploitation de l'ouvrage ne se trouve entravée à aucun point de vue ;

Les éléments supportés ne soient pas endommagés du fait des déformations horizontales ou verticales ;

La répartition des efforts dans les différents éléments de l'ouvrage ne soit pas modifiée par les déformations, si les calculs ont été faits d'après le schéma de l'ouvrage non déformé. Dans le cas où la répartition des efforts dépend des déformations de l'ouvrage, les déformations seront évaluées en fonction des combinaisons d'actions définies à l'article 7 ;

Les efforts dits secondaires restent négligeables.

* 20.2. Dans le cas des poutres à treillis, à une seule travée sur appuis simples, on peut tenir compte de l'influence de l'effort tranchant en adoptant un module d'élasticité réduit égal à 160.000 N/mm².

* 20.3. Dans le cas de très grandes portées, les limitations de flèches concernant les planchers doivent être plus sévères.

CHAPITRE V

RIVETS

Article 21.

Conditions de sécurité relatives aux rivets.

* 21.1. S'il n'y a pas de renversement d'efforts ou s'il n'y a pas d'efforts dynamiques on prend $|\sigma|_{\max} = 0$ ou $|\tau|_{\max} = 0$.

20.2. Les calculs de déformation sont effectués sur la base des sollicitations de calcul définies à l'article 10 et en tenant compte de la section brute des pièces.

Dans le cas des pièces triangulées et des poutres échelles, on tiendra compte de l'influence de l'effort tranchant (*).

20.3. Dans le cas des bâtiments, on prendra les limites suivantes de la flèche, en désignant par l la portée de la pièce :

20.31. Eléments supportant des murs ou cloisons ou des poteaux :
Pour les linteaux, poutres et éléments fléchis de planchers sous murs en maçonnerie ou cloisons et pour les poutres recevant des poteaux supportant eux-mêmes des planchers ou toitures, la flèche due aux charges et

surcharges ne doit pas excéder $\frac{l}{500}$.

20.32. Planchers courants :

Sauf destination particulière, la flèche due à la totalité des surcharges ne devra pas dépasser $\frac{l}{300}$, sans que la flèche due aux seules surcharges rapidement variables dépasse $\frac{l}{500}$.

Pour les locaux courants à usage de logements ou de bureaux, il suffit de vérifier que la flèche sous la totalité des surcharges ne dépasse pas $\frac{l}{300}$.

20.33. Eléments de couverture :

Pour les éléments fléchis de couverture, la flèche due aux charges et surcharges ne doit pas excéder $\frac{l}{200}$.

Suppression 1978

CHAPITRE V

RIVETS

Article 21.

Conditions de sécurité relatives aux rivets.

21.1. Dans le cas d'une ossature soumise à des efforts dynamiques et en particulier dans celui des ponts métalliques, si des renversements du sens des sollicitations peuvent se produire, à chaque contrainte $|\sigma|_{\max}$ ou $|\tau|_{\max}$ maximale considérée en valeur absolue on associe la contrainte de sens contraire de même indice dont la valeur absolue maximale est désignée par $|\sigma|$ ou $|\tau|_{\max}$ (*).

21.2.

* 21.3. Les conditions de sécurité sont les mêmes pour un effort de cisaillement ou un effort d'arrachement.

Dans le cas des ponts métalliques on utilise des rivets A37, dans le cas de pièces assemblées en acier A42 et des rivets A42R dans le cas de pièces assemblées en acier A52.

Dans le cas des charpentes pour l'assemblage des aciers de limite élastique $\sigma_e = 235 \text{ N/mm}^2$ la charge de rupture des rivets est comprise entre 320 et 470 N/mm^2 .

La valeur $k = 0,8$ doit être augmentée dans des assemblages soumis à des phénomènes de fatigue.

21.2. La section Q du rivet posé prend les valeurs suivantes suivant l'épaisseur totale t des pièces assemblées :

$$Q = \frac{\pi d^2}{4} \quad \text{Si } t < 4d$$

$$Q = \frac{\pi d^2}{4} - 1,5 (t - 4d) \quad \text{Si } 4d < t < 5d$$

$$Q = \frac{\pi d^2}{4} - 1,5 d \quad \text{Si } 5d < t$$

d désignant le diamètre du trou, supérieur d'un millimètre au diamètre nominal du rivet ; il est évalué en millimètres.

21.3. Les conditions de sécurité sont les suivantes :

— contrainte dans le corps du rivet :

$$1 \left(1 + k \frac{|\tau|_{\max}}{|\tau|_{\max}} \right) < 0,8 \sigma_e$$

$$\sigma \left(1 + k \frac{|\sigma|_{\max}}{|\sigma|_{\max}} \right) < 0,8 \sigma_e$$

$k = 0,25$ dans le cas d'un assemblage de pièces telles que :
 $\sigma_e = 235 \text{ N/mm}^2$

$k = 0,8$ dans le cas d'un assemblage de pièces telles que :
 $\sigma_e = 355 \text{ N/mm}^2$

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

— pression diamétrale :

$\sigma \left(1 + k \frac{|\sigma|_{\max}}{|\sigma|_{\max}} \right) < 1,8 \sigma_e$ dans le cas des ponts métalliques et des pièces dont on veut limiter les déformations ;

$\sigma \left(1 + k \frac{|\sigma|_{\max}}{|\sigma|_{\max}} \right) < 3,5 \sigma_e$ dans le cas des assemblages courants ;

$k = 0,3$ dans le cas d'un assemblage de pièces telles que :
 $\sigma_e = 235 \text{ N/mm}^2$

$k = 0,9$ dans le cas d'un assemblage de pièces telles que :
 $\sigma_e = 355 \text{ N/mm}^2$

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

CHAPITRE VI

BOULONS ORDINAIRES

Article 22.

Conditions de sécurité relatives aux boulons ordinaires.

* 22.2. Les limitations de contraintes sont moins sévères que pour le matériau de base en raison du mode de calcul des contraintes et de la faculté d'adaptation plastique des assemblages.

CHAPITRE VII

SOUDURES

Article 23.

Domaine d'application.

* 23.1. D'autres procédés de soudage peuvent être retenus sous réserves de justifications expérimentales.

** Le soudage avec électrodes couchées peut être considéré comme une variante de l'un ou de l'autre des deux premiers procédés.

CHAPITRE VI

BOULONS ORDINAIRES

Article 22.

Conditions de sécurité relatives aux boulons ordinaires.

22.1. La section du boulon ordinaire est prise égale :

- soit à la section Ω du corps de vis ;
- soit à la section résistante Ω_r de la partie filetée suivant la nature des sollicitations prises en compte.

22.2. Les conditions de sécurité sont les suivantes :

Dans le cas d'un effort de traction :

$$\sigma < 0,8 \sigma_e$$

σ est évaluée à partir de la section résistante Ω_r ;

Dans le cas d'un effort de cisaillement :

$$\tau < 0,6 \sigma_e$$

τ est évaluée à partir de la section du corps de vis ou de la section résistante de la partie filetée suivant que le plan de cisaillement se trouve dans le corps de vis ou dans la partie filetée de la vis.

Dans le cas d'un effort provoquant une contrainte normale σ_N et une contrainte de cisaillement τ dans le corps du boulon :

$$\sigma_N < 0,8 \sigma_e \text{ et } \sigma_N^2 + 3 \tau^2 < \sigma_e^2$$

Dans le cas d'une sollicitation due à un effort incliné par rapport à l'axe de la vis, les contraintes σ_N et τ sont évaluées à partir des sections du corps de vis ou de la partie filetée selon l'emplacement du plan de cisaillement (*).

CHAPITRE VII

SOUURES

Article 23.

Domaine d'application.

23.1. La sécurité d'une construction soudée dépend non seulement de la conception des projets mais aussi des modes d'exécution et de la qualité des matériaux.

Les prescriptions du présent chapitre s'appliquent essentiellement aux ponts et ossatures de techniques analogues. Elles peuvent être étendues à d'autres types d'ossatures sous réserves d'adaptation.

Les constructions tubulaires ne peuvent rentrer dans cette catégorie de charpentes que sous réserve d'aménagements particuliers (*).

Article 24.

Désignation et notation des contraintes des soudures.

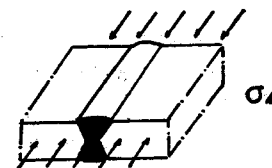
* 24.1.

24.11. et 24.12. La direction d'un cordon de soudure est conventionnellement celle des intersections des faces, libres ou en contact avec le métal de base qui le limitent.

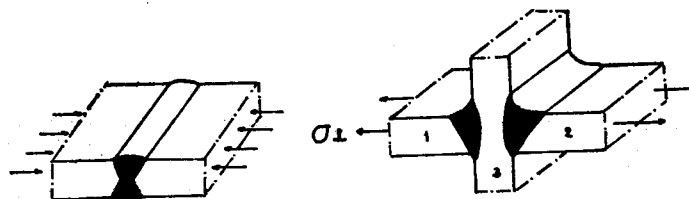
** On trouvera la notation correspondante imprimée aux paragraphes suivants :

24.2.

* 24.21. Figure.



* 24.22. La différence d'épaisseur des éléments plats réunis, le bombement du cordon peuvent perturber localement le champ de contraintes.



Quand la contrainte normale σ_1 est une contrainte de traction, il y a lieu de s'assurer à l'exécution par des moyens appropriés que l'élément n° 3 par l'intermédiaire duquel se fait l'assemblage des éléments plats n° 1 et n° 2 ne présente pas de défaut de dédoubleure ou de feuilletage.

On n'envisage dans ce chapitre que les soudures obtenues par les procédés suivants de soudage par fusion à l'arc électrique :

- Soudage avec électrodes enrobées ;
- Soudage sous flux électroconducteur ;
- Soudage en atmosphère protectrice avec ou sans usage de flux (**).

Article 24.

Désignation et notation des contraintes des soudures.

24.1. Direction conventionnelle des contraintes (*) :

24.11. La contrainte engendrée dans un cordon de soudure par un effort parallèle à sa direction est par convention appelée parallèle (*).

Cette appellation est notée de deux traits parallèles inclinés disposés immédiatement à droite de la lettre notant les contraintes (**).

24.12. La contrainte engendrée dans un cordon de soudure par un effort normal à sa direction est par convention appelée perpendiculaire.

Cette appellation est notée de deux traits disposés en T renversé immédiatement à droite de la lettre notant la contrainte (**).

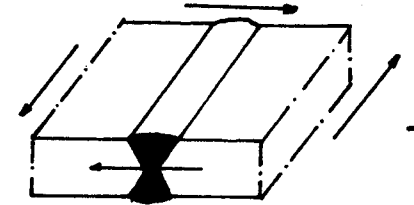
24.2. Soudures bout à bout :

24.21. Une soudure bout à bout est dite soumise en un point à une contrainte parallèle notée $\sigma_{//}$ si le champ de contraintes agissant sur le cordon et dans le voisinage du point considéré sur les éléments réunis par lui est un champ de traction ou de compression simple parallèle au cordon (*).

24.22. Une soudure bout à bout est dite soumise en un point, à une contrainte normale perpendiculaire notée σ_{\perp} si le champ de contraintes agissant sur les éléments plats réunis par le cordon est, au droit du point considéré et à quelque distance du cordon, un champ de traction ou de compression simple parallèle aux éléments plats et normal aux cordons.

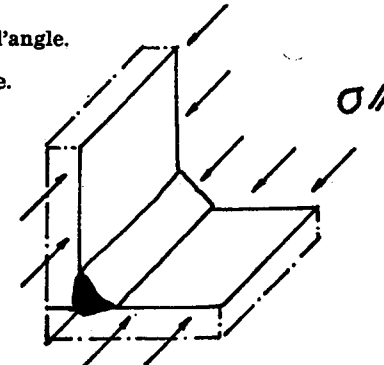
L'assemblage de deux éléments plats situés dans le prolongement l'un de l'autre par l'intermédiaire d'un troisième plat perpendiculaire aux premiers peut être considéré comme un groupe de soudures bout à bout soumises à des contraintes normales perpendiculaires σ_{\perp} , si le champ de contraintes dans chacun des deux premiers éléments plats est, à quelque distance des cordons, un champ de traction ou de compression simple parallèle à ces éléments plats et normal aux cordons.

* 24.23. La contrainte de cisaillement pourrait être notée indifféremment $\tau_{//}$ ou τ_{\perp}

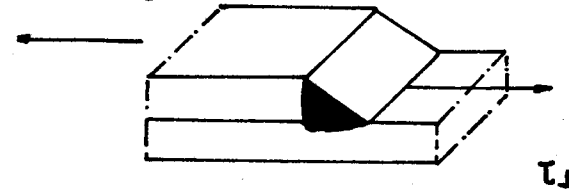


* 24.3. Soudures d'angle.

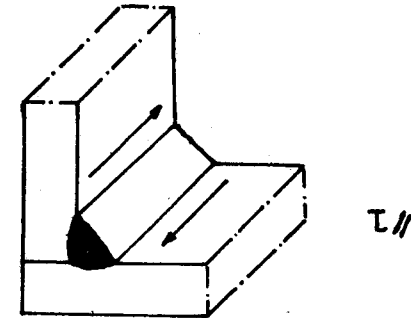
* 24.31. Figure.



* 24.32. Figure.



* 24.33.



24.23. Une soudure bout à bout est dite soumise en un point à une contrainte de cisaillement notée τ si le champ de contraintes agissant sur les éléments plats réunis par le cordon est, au droit du point considéré et à quelque distance du cordon, un champ de cisaillement simple (*).

24.3. Soudures d'angle (*):

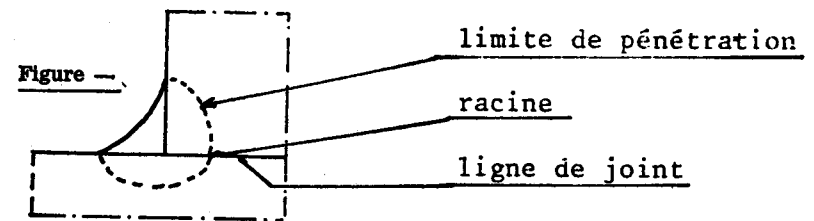
24.31. Une soudure d'angle qui réunit deux surfaces faisant entre elles un angle dièdre est dite soumise à une contrainte normale parallèle notée $\sigma_{//}$ si le champ de contraintes agissant sur le cordon et dans son voisinage sur les éléments réunis par lui est un champ de traction ou de compression simple parallèle au cordon (*).

Article 25.

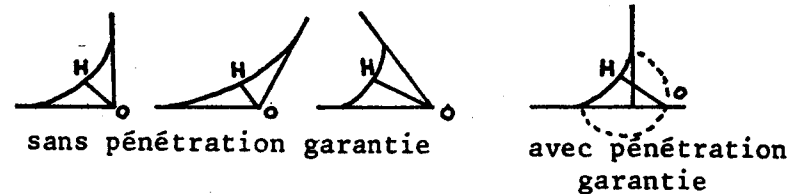
Calcul des contraintes dans les cordons de soudure.

* 25.13.

25.131. 1. — Ces faces peuvent être celles de chanfreins.



25.132. 2. — Figure $a = oH$.



24.32. Une soudure d'angle est dite soumise en un point à une contrainte de cisaillement perpendiculaire notée τ_{\perp} , si les résultantes des efforts agissant sur les deux faces du cordon en contact avec le métal de base sont, pour un élément de petite longueur de cordon comprenant le point considéré, deux forces normales au cordon, parallèles entre elles, d'égale intensité et de sens opposés (*).

24.33. Une soudure d'angle est dite soumise en un point à une contrainte de cisaillement parallèle notée $\tau_{//}$, si les résultantes des efforts agissant sur les deux faces du cordon en contact avec le métal sont, pour un élément de petite longueur du cordon encadrant le point considéré, deux forces parallèles au cordon, d'égale intensité et de sens opposés (*).

Article 25.

Calcul des contraintes dans les cordons de soudure.

25.1. Dimensions des cordons de soudure :

25.11. Pour le calcul de ses contraintes, un cordon de soudure est caractérisé par son épaisseur théorique σ et éventuellement par sa longueur théorique l .

25.12. L'épaisseur théorique d'une soudure bout à bout est prise égale à l'épaisseur du plus mince des deux éléments plats assemblés.

25.13. Epaisseurs théoriques des cordons d'angle :

25.131. I. — La racine d'une soudure d'angle est, par convention dans le cas d'un soudage par un procédé sans pénétration garantie, le sommet de l'angle dièdre formé par des pièces destinées à être assemblées.

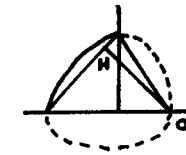
Dans le cas de soudage par un procédé à pénétration garantie, cette racine est le point de la ligne de joint que la pénétration atteint en toute certitude (*).

25.132. 2. — Lorsqu'un cordon est plat ou en congé, c'est-à-dire lorsque sa face libre est plane ou concave, l'épaisseur théorique du cordon est la longueur de la perpendiculaire abaissée, dans une section droite, de racine au contour de la face libre (*).

25.133. 3. — Figure $a = oH$.



sans pénétration garantie



avec pénétration garantie

* 25.14. Les conditions d'exécution éliminant les cratères d'extrémité sont normalement prévues pour les soudures transversales bout à bout semelles de poutres.

25.133. 3. — Lorsqu'un cordon est bombé, c'est-à-dire lorsque sa face libre est convexe, l'épaisseur théorique du cordon est la longueur de la perpendiculaire abaissée dans une section droite de la racine à la corde du contour de la surface libre (*).

25.14. La longueur théorique d'un cordon est prise égale à sa longueur réelle diminuée de deux fois son épaisseur théorique.

Si les conditions d'exécution sont telles que les cratères d'extrémité éventuels soient éliminés, la longueur théorique peut être prise égale à la longueur réelle (*).

25.2. Contraintes dans les cordons de soudure :

25.21. Soudures bout à bout :

25.211. I. — La contrainte normale σ_n a la même valeur dans le cordon de soudure et dans le métal de base.

25.212. 2. — La contrainte normale perpendiculaire σ_\perp d'une soudure sollicitée dans les conditions indiquées à l'article 24.22 sera prise égale à la résultante par unité de longueur de cordon des contraintes s'exerçant sur un plan normal aux éléments plats assemblée, parallèle au cordon et le coupant, divisée par l'épaisseur théorique du cordon. C'est aussi la contrainte normale moyenne qui s'exerce dans l'élément plat, le plus mince à peu de distance du cordon sur un plan parallèle au précédent.

25.213. 3. — La contrainte de cisaillement τ d'une soudure sollicitée dans les conditions indiquées à l'article 24.23 est prise égale à la résultante par unité de longueur de cordon des contraintes s'exerçant sur un plan normal aux éléments plats assemblés, parallèle au cordon et le coupant, divisée par l'épaisseur théorique du cordon. C'est aussi la contrainte de cisaillement moyenne qui s'exerce dans l'élément plat le plus mince à peu de distance du cordon.

25.22. Soudures d'angle :

25.221. La contrainte normale parallèle σ_n est la contrainte qui s'exerce dans les conditions indiquées à l'article 24.31 sur un plan normal à la direction de la soudure, tant dans le cordon que dans le métal de base.

Article 26.

Conditions de sécurité relatives aux soudures.

* 26.1. Cette prescription implique qu'un autre mode d'assemblage doit être utilisé si les conditions d'exécution des soudures sur chantier ne sont pas remplies.

Compte tenu des sujétions entraînées par cette prescription on s'efforcera de réduire les longueurs de soudure à exécuter sur chantier.

Toute disposition doit être prise pour que les soudures soient exécutées dans les meilleures conditions. Les soudures sont exécutées à l'abri des intempéries. Les dispositions pour s'en protéger doivent faire l'objet d'un examen particulier.

* 26.2. Soudures bout à bout.

26.21. Il en résulte que les conditions de sécurité en cause sont satisfaites dans le métal de base et dans la soudure.

* 26.22. Les prescriptions de ce paragraphe sont applicables en particulier aux ponts métalliques. Les coefficients de majoration visés peuvent ne pas être suffisants dans les cas visés à l'article 8.

25.222. La contrainte de cisaillement perpendiculaire τ_{\perp} , ou parallèle τ_{\parallel} , d'une soudure sollicitée dans les conditions indiquées aux articles 24.32 ou 24.33 est prise égale à l'effort transmis par unité de longueur de cordon divisé par l'épaisseur théorique du cordon.

25.3. Les différentes composantes de toute sollicitation affectant un cordon de soudure donnent lieu à l'évaluation de contraintes définies à l'article 24 (*).

Article 26.

Conditions de sécurité relatives aux soudures.

26.1. Les soudures sur chantier sont considérées comme équivalentes aux soudures en atelier (*).

26.2. Soudures bout à bout (*):

26.21. Des justifications particulières ne sont pas nécessaires si les contraintes ne sont pas susceptibles de changer de sens en service ou si l'ossature n'est pas soumise à des effets dynamiques (*).

26.22. Dans le cas d'assemblages en acier A 52 S, soumis à des efforts dynamiques, si une ou des contraintes normales ou tangentes est susceptible de changer de sens en service, il leur est substitué une ou des contraintes majorées.

Ces dernières doivent satisfaire aux conditions de sécurité énoncées à l'article 14 pour le métal de base:

Soient $|\sigma|_{\max}$ ou $|\tau|_{\max}$ la valeur absolue la plus défavorable d'une contrainte et $|\sigma|_{\min}$ ou $|\tau|_{\min}$ la valeur absolue de la valeur extrême de signe contraire de la même contrainte. Le coefficient de majoration de la contrainte, c'est-à-dire le nombre par lequel il convient de la multiplier pour obtenir la contrainte majorée est égal à:

$$1 + 0,5 \frac{|\sigma|_{\max}}{|\sigma|_{\min}} \quad \text{ou} \quad 1 + 0,5 \frac{|\tau|_{\max}}{|\tau|_{\min}}$$

Dans le cas d'un paquet de semelles, les contraintes normales ou tangentielles ne sont pas remplacées par des contraintes majorées pourvu que d'une semelle à l'autre les soudures soient suffisamment décalées.

* 26.3. Soudures d'angle.

* 26.31. Les essais effectués à ce jour n'ont pas permis de mettre en évidence l'influence de la contrainte σ_{\parallel} sur la résistance d'une soudure d'angle.

* 26.33. Les cordons d'assemblage des âmes plus souples que les assemblages de membrures sont de ce fait, au moins partiellement, soustraits aux effets du moment fléchissant éventuel dans la poutre. De plus une déformation plastique limitée de ces cordons d'âme, dans le sens perpendiculaire, ne change guère leur résistance dans le sens parallèle. On ne les justifie donc que sous l'effet de l'effort tranchant.

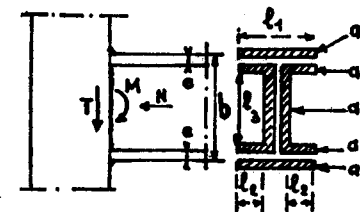
Les assemblages des membrures doivent naturellement équilibrer la totalité du moment fléchissant.

Dans le cas de l'attache d'une poutre sur un poteau on vérifie sauf justifications particulières

$$\frac{N}{\Sigma l a} + \frac{M}{b (l_1 a_1 + 2 l_2 a_2)} \leq 0,66 \sigma_e$$

et

$$\left(\frac{N}{\Sigma l a} \right)^2 + 1,2 \left(\frac{T}{2 l_3 a_3} \right)^2 \leq 0,435 \sigma_e^2$$



M, N, T étant les sollicitations s'exerçant sur la poutre à son encastrement sur le poteau et $\Sigma l a$ désignant la somme des sections théoriques des cordons.

* 26.34. Les coefficients de majoration peuvent ne pas être suffisants dans les cas visés à l'article 5. Les prescriptions de ce paragraphe sont applicables en particulier aux ponts métalliques.

Les majorations ne sont pas applicables aux cordons d'angle des paquets de semelles.

26.3. Soudures d'angle (*) :

26.31. La contrainte normale parallèle $\sigma_{//}$ éventuelle n'est pas prise en compte dans les justifications relatives à une soudure d'angle (*).

26.32. Les contraintes définies à l'article 24 doivent être au plus égales aux limites suivantes :

$$\begin{aligned} \tau_{\perp} &: 0,66 \sigma_e \\ \tau_{//} &: 0,60 \sigma_e \end{aligned}$$

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

26.33. Si un cordon de soudure est soumis à un effort donnant lieu à des contraintes $\tau_{//}$, τ_{\perp} , ces dernières doivent satisfaire à l'inégalité :

$$\tau_{\perp}^2 + 1,2 \tau_{//}^2 < 0,435 \sigma_e^2$$

on ne prend pas en compte la contrainte τ_{\perp} des cordons d'assemblage de l'âme d'une poutre fléchie sur une pièce normale à cette âme, dans le cas où les cordons seraient exécutés par un procédé de soudage sans pénétration, l'âme n'étant pas chanfreinée et où les assemblages des membrures ne comporteraient pas exclusivement des soudures soumises à une sollicitation de cisaillement perpendiculaire (*).

26.34. Dans le cas d'assemblages en acier A 52 S, soumis à des efforts dynamiques, si une ou des contraintes normale ou tangentielle est susceptible de changer de sens en service, il leur est substitué une ou des contraintes majorées.

Ces dernières doivent satisfaire aux conditions définies à l'article 26.33.

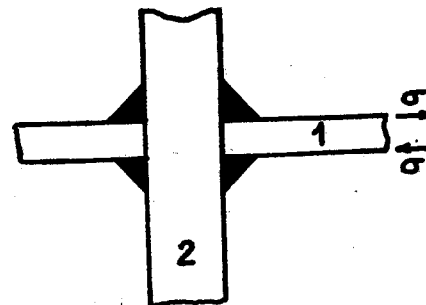
Le coefficient de majoration a pour valeur :

$$1 + 0,5 \frac{|\tau_{\perp}|_{\max}}{|\tau_{\perp}|_{\max}} \text{ ou } 1 + 0,5 \frac{|\tau_{//}|_{\max}}{|\tau_{//}|_{\max}}$$

les symboles $|\tau_{\perp}|_{\max}$, $|\tau_{//}|_{\max}$, $|\tau_{\perp}|_{\max}$ et $|\tau_{//}|_{\max}$ ayant la même définition qu'au paragraphe 26.32 (*).

* 26.35. Le coefficient de majoration $1 + 0,5 \frac{|\sigma|_{\max}}{|\sigma|_{\max}}$ ou

$1 + 0,5 \frac{|\tau|_{\max}}{|\tau|_{\max}}$ est applicable aux contraintes de traction ou de compression ou de cisaillement s'exerçant dans la pièce (1) mais non dans la pièce (2).



Une des conséquences de cette prescription est qu'il n'y a pas intérêt à recourir à des cordons d'épaisseur disproportionnée avec celle des pièces assemblées.

CHAPITRE VIII

BOULONS A HAUTE RÉSISTANCE

Article 27.

Domaine d'application.

Article 28.

Effort de précontrainte.

La section résistante Ω est définie par :

$$\Omega = \frac{\pi}{4} \left(\frac{d_2 + d_3}{2} \right)^2$$

Diamètre nominal d (mm).	16	18	20	22	24	27
Ω (mm ²)	157	192	245	303	353	459

Dans le cas de boulons serrés initialement à la limite élastique σ_e de la vis, on peut admettre que la contrainte dans celle-ci, toutes pertes effectuées, σ_n est égale à :

$$\sigma_n = 0,8 \sigma_e$$

26.35. En cas de changement du sens des contraintes dans le métal de base de la pièce dont on transmet les efforts au voisinage immédiat d'une soudure d'angle, les contraintes de ce métal sont multipliées par les coefficients de majoration définis au 26.22 et ces contraintes majorées doivent satisfaire aux conditions de sécurité de l'article 14 (*).

CHAPITRE VIII

BOULONS A HAUTE RÉSISTANCE

Article 27.

Domaine d'application.

27. Le présent chapitre traite des dispositions particulières relatives à la conception et au calcul des pièces dont les assemblages mettent en œuvre des boulons à haute résistance exerçant sur les pièces assemblées un effort de serrage dit effort de précontrainte.

Article 28.

Effort de précontrainte.

28. L'effort de précontrainte N_V d'un boulon est égal au produit de la section résistante de la vis par la contrainte qui existe dans celle-ci, toutes pertes effectuées.

La section résistante Q est l'aire d'une circonférence de diamètre égal à la moyenne du diamètre sur flanc d_2 et du diamètre du noyau de la vis d_3 dont les valeurs sont données par la norme NFE 03014 « Filetages métriques à filets triangulaires. Filetages pour boulonnerie - Tableau d'ensemble. »

Article 29.

Conditions de sécurité.

* 29.1. La vérification de la pression diamétrale est en fait une vérification complémentaire de sécurité, la pression diamétrale n'entrant en jeu qu'après un glissement éventuel.

* 29.11. Vérification de la sécurité au glissement.

* 29.112. Si Q est la section résistante de la vis du boulon considéré et σ_a la limite d'élasticité de celle-ci, on a dans le cas d'un boulon serré initialement à une contrainte égale à σ_a

$f_r = 0,8 \varphi \sigma_a Q$ dans le cas des ponts et ossatures soumises à des efforts dynamiques.

$f_r = 0,88 \varphi \sigma_a Q$ dans le cas des ossatures soumises à des efforts statiques.

D'autres valeurs de φ peuvent être admises, sur le vu de justifications expérimentales. En particulier certaines préparations permettent d'augmenter les valeurs minimales de φ .

Article 29.

Conditions de sécurité.

29. On considère successivement les types d'assemblages suivants :

- les assemblages soumis à des efforts perpendiculaires à la force de précontrainte des boulons et donc parallèles aux plans de contact des pièces assemblées ;
- les assemblages soumis en outre à des efforts parallèles à la force de précontrainte des boulons ;
- les assemblages soumis à un effort perpendiculaire à la force de précontrainte et à un moment de flexion dont l'axe est perpendiculaire à la force de précontrainte.

Pour chaque assemblage on vérifie :

- les conditions de sécurité relatives aux boulons ;
- les conditions de sécurité relatives aux corps des pièces conformément aux prescriptions des articles 13 et 14.

29.1. Assemblages soumis à des efforts perpendiculaires à la force de précontrainte des boulons. Conditions de sécurité relative aux boulons.

On procède à :

- une vérification de la sécurité au glissement ;
- une vérification de la pression diamétrale (*).

29.11. Vérification de la sécurité au glissement (*).

29.111. Principe du calcul (*):

L'effort de glissement maximal auquel est soumis l'assemblage doit être inférieur à l'effort résistant de celui-ci (*).

29.112. Calcul de l'effort résistant :

L'effort résistant au glissement de l'assemblage F_r est pris égal à la somme des efforts résistants au glissement des boulons de celui-ci.

L'effort résistant au glissement d'un boulon f_r est pris égal par plan de frottement à

$f_r = \varphi N_v$ dans le cas des ponts et ossatures soumises à des efforts dynamiques ;

$f_r = 1,1 \varphi N_v$ dans le cas des ossatures soumises à des efforts statiques.

φ désigne le coefficient de frottement des surfaces en contact.

Le coefficient φ dépend du traitement des surfaces et quelle que soit la nature des aciers assemblés les valeurs minimales de φ sont les suivantes

$\varphi = 0,30$ dans le cas de brossage à la brosse métallique.

$\varphi = 0,45$ dans le cas de traitement par projection d'abrasifs (*).

29.113. Vérification à effectuer.

L'inégalité suivante est à vérifier (*):

$$F < F_r = \sum f_r$$

* 29.12. Vérification de la pression diamétrale.

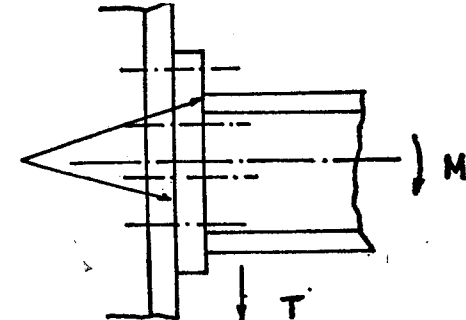
S'il n'y a pas de renversements d'efforts, dans le cas d'un pont ou d'une ossature soumise à des efforts dynamiques $|\sigma|_{\max} = 0$.

* Les valeurs du coefficient k restent valables pour des aciers dont la limite élastique est voisine des chiffres indiqués.

* 29.3. L'intervention du moment fléchissant ne modifie pas l'effort résistant des boulons :

Le cas envisagé est celui des assemblages poutres poteaux :

éléments à justifier à l'égard de la flexion locale.



on vérifie la flexion locale des éléments de platine. Cette condition conduit en général à des sections relativement rigides.

29.12. Vérification de la pression diamétrale.

La pression diamétrale doit être vérifiée.
La pression diamétrale admissible est égale à quatre fois la limite d'élasticité de la pièce à assembler, dans le cas d'une ossature soumise à des efforts statiques.

Dans le cas d'un pont ou d'une ossature soumise à des efforts dynamiques la pression diamétrale admissible est égale à :

$$\frac{4 \sigma_e}{1 + k \frac{|\sigma|_{\max}}{|\sigma|_{\max}}}$$

σ_e désigne la limite d'élasticité de la pièce à assembler.

$k = 0,3$ si $\sigma_e = 235 \text{ N/mm}^2$ (*)

$k = 0,9$ si $\sigma_e = 355 \text{ N/mm}^2$ (*)

$\frac{|\sigma|_{\max}}{|\sigma|_{\max}}$ désignant le rapport des pressions diamétrales extrêmes dans le cas d'une inversion des efforts (*).

29.2. Assemblages soumis à des efforts parallèles à la force de précontrainte des boulons. Conditions de sécurité relative aux boulons.

29.21. L'effort de traction maximal N' auquel est soumis un boulon est limité à l'effort de précontrainte N_v de celui-ci :

$$N' < N_v$$

29.22. Lorsque l'assemblage est également sollicité par un effort perpendiculaire à la force de précontrainte, l'effort résistant d'un boulon est pris égal par plan de frottement à :

$f_r = \varphi (N_v - N')$ dans le cas d'un pont ou d'une ossature soumise à des efforts dynamiques ;

$f_r = 1,1 \varphi (N_v - N')$ dans le cas d'une ossature soumise à des efforts statiques.

29.3. Assemblage soumis à un effort perpendiculaire à la force de précontrainte et à un moment fléchissant dont l'axe est perpendiculaire à la force de précontrainte (*).

29.31. Le moment de flexion doit être déterminé de façon que l'effort de traction résultant dans chaque boulon soit inférieur ou égal à N_v :

— l'effort résistant d'un boulon et par plan de frottement est celui qui est défini à l'article 29.112.

29.32. Dans le cas d'un effort de traction N' simultané :

— le moment de flexion est déterminé de façon que l'effort de traction résultant dans chaque boulon soit inférieur à $N_v - N'$.

L'effort résistant d'un boulon par plan de frottement est celui qui est défini à l'article 29.22.

CHAPITRE IX

DISPOSITIONS PARTICULIÈRES

Article 30.

Dalles orthotropes.

30. La dalle orthotrope est une tôle raidie dans un sens par des nervures. Elle présente une inertie de flexion, plus grande dans la direction des nervures que dans la direction perpendiculaire.

Elle joue le rôle de membrure supérieure des poutres principales, de membrure des pièces de pont et de surface de roulement.

La tôle de roulement a une épaisseur minimale de 12 mm. L'épaisseur minimale peut être abaissée de 2 mm dans les ouvrages à caractère temporaire ou dans les ouvrages secondaires peu circulés.

Les nervures fermées sont espacées de 60 cm environ entre axes. Les nervures ouvertes sont espacées de 30 cm environ entre axes.

Les contraintes de flexion générale peuvent être dues à l'application des systèmes de surcharges A ou B définis par le titre II du fascicule 61.

L'utilisation d'une méthode de calcul élaborée doit recevoir l'accord préalable du maître d'œuvre.

A défaut de calculs très élaborés, la méthode simplifiée suivante peut être appliquée pour les dalles orthotropes à nervures fermées.

Les contraintes dues à la flexion locale de la tôle de roulement ne sont pas prises en considération.

Les contraintes σ_1 dues à la flexion locale des nervures supposées sur appuis rigides et soumises à une file de roue de type B, sont évaluées avec une largeur participante de tôle correspondant à l'entraxe des nervures. Elles doivent satisfaire aux prescriptions de l'article 14.

Les contraintes σ_2 dues à la flexion générale des poutres principales doivent satisfaire aux prescriptions de l'article 14.

La contrainte résultante $\sigma_1 + \sigma_2$ à la base de la nervure ou dans la tôle doit rester inférieure à $1,33 \sigma_e$.

Les pièces de pont sont justifiées comme appuis élastiques des nervures. La largeur participante b_o de tôle à affecter aux pièces de pont étant égale à :

$$\frac{b_o}{b} = 1,2 - 0,9 \frac{b}{l} \text{ avec } \frac{b_o}{b} \geq 0,3$$

b étant l'entraxe des pièces de pont ;

l étant l'écartement entre axes des poutres principales.

Il est rappelé que l'épaisseur minimale de la tôle de roulement est en outre nécessaire pour la bonne tenue du revêtement.

CHAPITRE IX

DISPOSITIONS PARTICULIÈRES

Article 30.

Dalles orthotropes.

30. Les justifications concernant les dalles orthotropes sont les suivantes :

30.1. Les contraintes dues à la flexion locale de la tôle de roulement sous l'action du système de charges B doivent satisfaire à l'article 14.

30.2. Les contraintes dues à la flexion générale des poutres principales doivent satisfaire à l'article 14 ;

Les contraintes dues à la flexion locale des nervures sous l'action du système de charges B doivent satisfaire à l'article 14 ;

Par convention le cumul en un point de ces contraintes doit rester inférieur à $1,33 \sigma_e$ et le cumul en un point des contraintes de cisaillement doit rester inférieur à $0,77 \sigma_e$.

Article 31.

Qualité des matériaux.

* 31. Il en est ainsi pour la mise en œuvre d'aciers à haute limite d'élasticité, d'aciers forgés, d'aciers moulés à grande résistance.

Les justifications à fournir concernent la définition de la limite d'élasticité, de la limite de rupture, de l'allongement de rupture, éventuellement la limite de fatigue, la résistance à la corrosion. Ces justifications résulteront d'essais.

Article 32.

Pièces spéciales.

* 32. L'attention est attirée sur le fait que les justifications énoncées dans les articles précédents ne sont pas applicables à ces pièces.

CHAPITRE X

DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

Article 33.

Conservation et entretien.

* 33. La surface intérieure des pièces extrêmement fermées, où le renouvellement d'air est impossible, constitue un exemple de surface protégée.

Article 31.

Qualité des matériaux.

Les aciers sont ceux définis par les prescriptions du titre III du fascicule IV du C. P. C.

Dans le cas d'emploi d'aciers différents, les conditions d'emploi de ces aciers et les conditions de sécurité à admettre sont à préciser dans le C. P. S.

Les conditions de sécurité concernant les fils et câbles pour constructions haubannées sont définies à l'annexe 5.

Article 32.

Pièces spéciales.

En dehors des éléments de charpentes visés dans les articles précédents les ossatures comportent souvent des pièces spéciales : articulations, galets, rotules, sabots, balanciers, ancrages, organes de mécanisme, etc.

Les dimensions à attribuer à ces pièces en fonction des efforts exercés sont déterminées selon les règles de l'art.

Dans le cas d'un fonctionnement entraînant une usure par frottement ou friction, on en tient compte dans la détermination des épaisseurs. Des clauses spéciales peuvent être prévues en ce qui touche la dureté du métal des surfaces frottantes et le dressage de ces surfaces (*).

CHAPITRE X

DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

Article 33.

Conservation et entretien.

33.1. Dans les ponts, portes d'écluse, et d'une façon générale dans tous les ouvrages particulièrement exposés à la corrosion. L'épaisseur des tôles et plats participant à la résistance de la structure est égale à 8 mm au moins pour toutes les pièces dont aucune face n'est efficacement protégée pour une durée de vie comparable à celle de l'ouvrage et à 6 mm pour toutes les pièces dont une face est protégée. Exceptionnellement dans le cas des profilés l'épaisseur des parties constitutives sera au moins égale à 4 mm.

33.2. Les éléments métalliques doivent être accessibles pour la visite, le nettoyage, la mise en peinture et la réparation.

Les espaces vides étroits entre faces des pièces en regard sont à éviter.

Les poches et dépressions sont à éviter autant que possible. Celles qui ne pourraient être évitées seront pourvues de trous pour l'écoulement des eaux.

33.3. Les lignes de contact éventuel du métal, du béton et de l'air sont disposées de manière que la corrosion du métal suivant ces lignes n'ait pas de conséquences graves pour la sécurité.

Article 34.

Nature des lames utilisées.

Article 35.

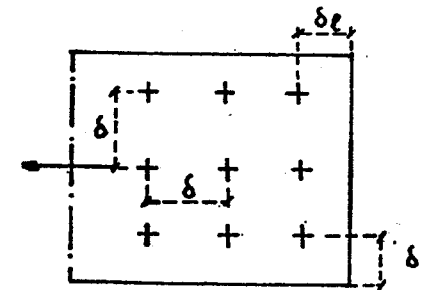
Construction rivée ou boulonnée.

* 35.1. Cette prescription peut conduire éventuellement à écarter l'emploi des profils UPN et IPN dans le cas où des rivets sont posés sur les ailes.

Dans le cas de boulons, cette prescription peut conduire à l'emploi de cales biaises. Mais cet emploi doit rester exceptionnel.

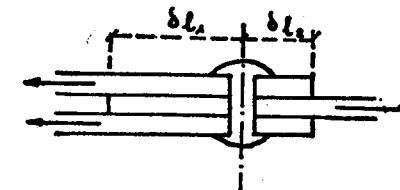
* 35.2. Règles de pinces et distances entre axes des boulons ou rivets. Ces prescriptions ne sont que le constat des errements habituels et s'appliquent aux charpentes couramment employées.

* 35.21.



Croquis précisant les pinces et des distances entre axes des trous.

* 35.22. Pinces. — Dans le cas de goussets, pincés entre deux pièces assemblées, on peut choisir δl_1 compris entre $2d$ et $4d$ δl_2 restant compris entre $2d$ et $2,5d$.



Article 34.

Nature des laminés utilisés.

Les âmes des poutres à âme pleine, poutres principales ou pièces de pont entretoises et longerons ainsi que leurs couvre-joints, tous les goussets et en général tous les éléments plats dans lesquels des tractions notables peuvent s'exercer qui ne sont pas parallèles au sens de laminage sont exécutés en tôle à l'exclusion de large-plats.

Article 35.

Construction rivée ou boulonnée.

35.1. Les axes des trous pour rivets ou boulons, et des corps de rivets ou de vis doivent être normaux aux faces des pièces sur lesquelles prennent appui leurs têtes (*).

35.2. Règles de pinces et distances entre axes de boulons ou de rivet.

Ces prescriptions concernent des assemblages comportant des rivets ou des boulons formant des mailles rectangulaires (*):

35.21. Distance δ entre axes des rivets ou boulons :

La distance δ entre axes de deux rivets ou boulons voisins doit être comprise entre 3 d et 7 d pour des pièces soumises à la corrosion. Dans le cas particulier des ponts métalliques il est recommandé de prendre une distance δ comprise entre 3 d et 5 d, d désigne le diamètre du trou.

La distance δ entre axes de deux rivets ou boulons voisins doit être comprise entre 3 d et 10 d pour des pièces non soumises à la corrosion.

Dans le cas de files intérieures, la distance δ ne doit pas dépasser douze fois l'épaisseur de la pièce la plus mince (*).

35.22. Pincés :

— La pince longitudinale δ_2 doit être comprise entre 2 d et 2.5 d ;

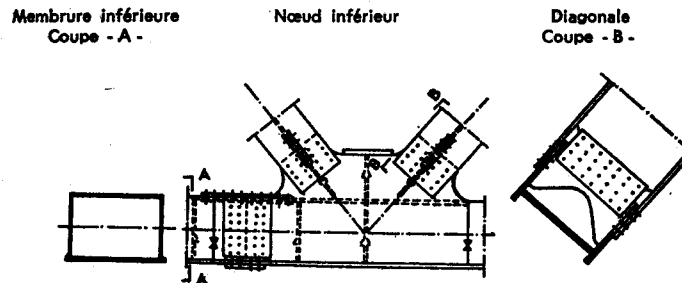
— La pince transversale δ_1 doit être comprise entre 1.5 d et 2.5 d.

* 35.3. Epaisseurs des pièces à assembler.

* 35.32. Cette prescription ne s'applique pas au cas des boulons à haute résistance ni au cas des pièces assemblées par boulons ordinaires sans interposition de fourrures entre les pièces. On se reportera en particulier aux prescriptions de l'article 21.2.

* 35.4. Constitution des assemblages. — Par exemple dans le cas d'une poutre en double té, la continuité des membrures peut être assurée par soudage, alors que celle de l'âme est assurée par un assemblage par boulons à haute résistance. Dans ce cas on veillera à l'ordre chronologique des opérations.

35.5. Cette prescription vise à réduire les efforts secondaires.



Exemple de tracé d'assemblage dans le cas d'un pont Warren.

Article 36.

Construction soudée.

* 36.1.

En cours de fabrication, cette longueur minimum peut être insuffisante compte tenu des efforts apportés par les pièces pendant les manutentions.

35.3. Epaisseurs des pièces assemblées (*):

35.31. Pièces élémentaires :

Les pièces assemblées étant classées par ordre d'épaisseurs décroissantes en appelant t_2 l'épaisseur évaluée en millimètres de la deuxième, on doit vérifier

$$d \geq t_2 + 2 \text{ si l'on a } t_2 < 20 \text{ mm}$$

$$d \geq 22 \text{ si l'on a } t_2 \geq 20 \text{ mm}$$

d étant exprimé en millimètres.

35.32. Epaisseur totale des pièces assemblées :

Dans le cas d'emploi de boulons ordinaires avec interposition de fourrures entre les pièces ou de rivets l'épaisseur totale des pièces assemblées doit rester inférieure à quatre fois le diamètre du trou (*).

35.4. Constitution des assemblages :

Dans un même assemblage l'emploi simultané de boulons ordinaires et de soudures est interdit.

Dans un même assemblage l'emploi simultané de soudures avec des boulons à haute résistance ou des rivets est interdit pour les ouvrages d'art et autres charpentes importantes.

Pour les autres constructions cette interdiction ne pourra être levée que sous réserve de justifications expérimentales.

Dans un même assemblage l'emploi simultané de rivets avec des boulons à haute résistance est interdit dans les ouvrages neufs.

Dans l'assemblage d'une pièce constituée de différents éléments, il est loisible d'utiliser ensemble la soudure et les boulons à haute résistance, à condition que la continuité de chacun de ces éléments soit assurée par un seul mode d'assemblage (*).

35.5. Tracé des pièces :

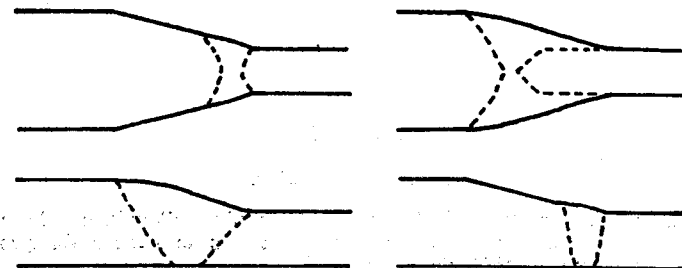
La plus grande attention doit être apportée au tracé des assemblages notamment dans le cas de pièces soumises à des efforts dynamiques, on n'admettra que des changements progressifs de section (*).

Article 36.

Construction soudée.

36.1. L'épaisseur minimale théorique des cordons d'angle est déterminée par le calcul, compte tenu des exigences du programme détaillé de soudage.

* 36.32.



Dans le cas de ponts métalliques ou d'ossatures soumises à des efforts dynamiques, il est interdit d'employer des cordons d'angle dont l'épaisseur théorique soit inférieure à 4 mm pour la construction en acier A 42 S et à 5 mm pour la construction en acier A 52 S, sauf dans le cas de tôles d'épaisseur voisine des épaisseurs minimales définies à l'article 33.

La longueur théorique minimale de tout cordon de soudure doit être au moins égale à :

- 60 mm pour l'acier A 42 S.
- 100 mm pour l'acier A 52 S (*).

36.2. Les soudures dont la difficulté d'exécution pourrait compromettre la qualité sont interdites.

Dans les calculs de résistance les trous réservés pour les boulons de montage sont déduits de la section.

36.3. La plus grande attention est à apporter pour épurer le tracé des pièces dans les parties susceptibles d'être tendues en n'y admettant que des changements progressifs de section et en éliminant les dispositions qui pourraient former entaille et les accumulations de soudure.

On sera particulièrement exigeant dans ce sens lorsque les efforts peuvent varier dans de larges limites et quand l'ossature est en acier à haute limite d'élasticité.

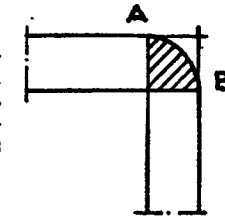
36.31. Les soudures bout à bout de deux éléments de même épaisseur soumises à une sollicitation de traction perpendiculaire auront leur surépaisseur arasée si la variation de contrainte due aux combinaisons d'actions correspondant aux états limites d'utilisation peut atteindre trois quarts de la limite élastique dans une construction en acier tel que $\sigma_e = 235 \text{ N/mm}^2$ et la moitié de la limite élastique dans une construction en acier tel que $\sigma_e = 355 \text{ N/mm}^2$.

Les stries de meulage ou d'usinage seront orientées dans la direction de l'effort de traction dominant.

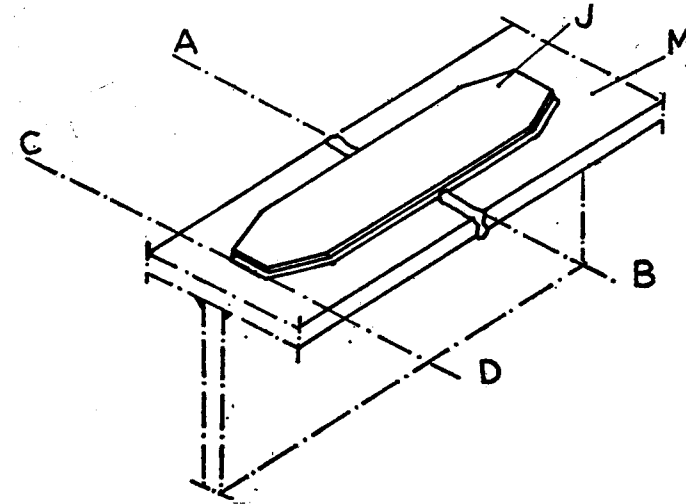
L'orientation de ces stries sera la même dans une soudure qui serait arasée pour des raisons constructives, par exemple pour être recouverte par une autre pièce.

36.32. Si une soudure bout à bout unit deux éléments plats d'épaisseurs différentes et subit une sollicitation de traction perpendiculaire, telle que la contrainte σ_1 correspondante soit au moins égale à la moitié de la limite élastique, le changement d'épaisseur au droit de la soudure doit s'effectuer progressivement sans angle dièdre rentrant, la pente moyenne des surfaces de raccordement sur les faces assemblées étant au plus égale à un quart. Ce résultat est obtenu en donnant une force convenable au dépôt de métal fondu et en délardant si nécessaire la pièce la plus épaisse (*).

* 36.33. Exception peut être faite pour le cordon d'angle extérieur représenté en coupe transversale à la figure. Il suffit qu'en A et en B la surface extérieure de l'assemblage ne présente pas d'angles rentrants.

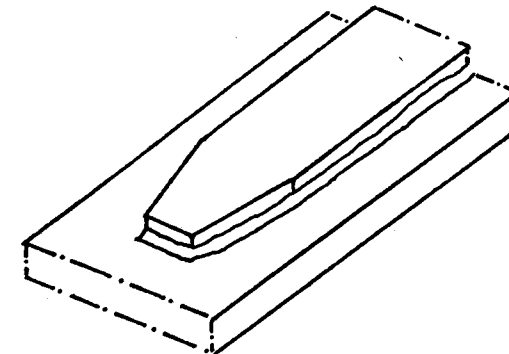


* 36.34. La figure ci-dessous illustre la disposition à ne pas employer.



Une telle disposition réduit la résistance de la membrure à la fatigue par rapport à l'emploi de la simple soudure A B.

* 36.35. On évitera de réduire la largeur de la semelle additionnelle pour la terminer sans l'amincir, en épéron polygonal (voir figure).



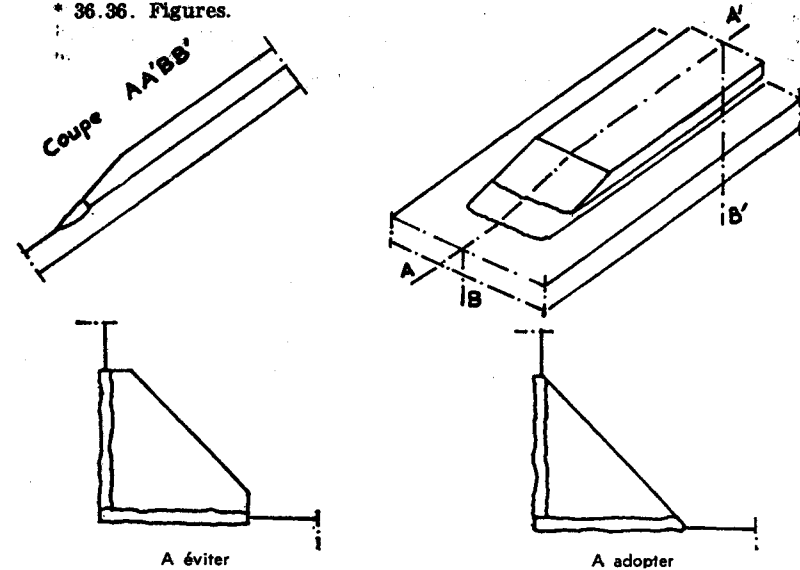
36.33. Pour les soudures d'angle les cordons bombés ne sont admis que s'ils sont faiblement bombés et que si la variation sous une combinaison d'actions correspondant à un état limite d'utilisation de l'une quelconque des contraintes de cisaillement ne dépasse pas la moitié de la limite définie à l'article 26.32. Dans tous les autres cas les cordons seront plats ou concaves (*).

36.34. On ne doit pas employer de couvre-joints pour pallier l'insuffisance réglementaire de résistance d'une soudure bout à bout sollicitée perpendiculairement par un effort susceptible de changer de sens dans une construction en acier à haute limite d'élasticité (*).

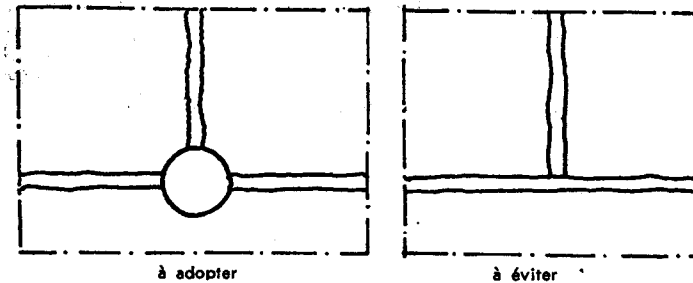
36.35. L'extrémité d'une semelle additionnelle d'une membrure tendue est raccordée progressivement à cette membrure si la variation de la contrainte sous l'action d'une combinaison d'actions correspondant à un état limite d'utilisation dans cette membrure est supérieure aux deux tiers de la limite élastique pour un acier tel que $\sigma_e = 235 \text{ N/mm}^2$ et la moitié de cette limite pour un acier tel que $\sigma_e = 355 \text{ N/mm}^2$ (*).

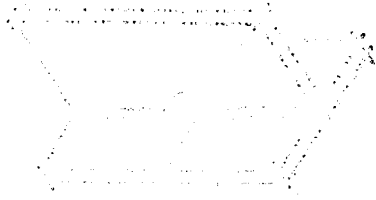
On pourra amincir au contraire cette semelle par un chanfrein à pente douce. La surface du cordon de front sera alors disposée dans le prolongement de celle du chanfrein, la section du cordon recevant une forme allongée. Dans ce cas on arrondit les angles de la semelle de manière à permettre le raccordement des cordons latéraux et du cordon de front sans discontinuité de soudure.

* 36.36. Figures.

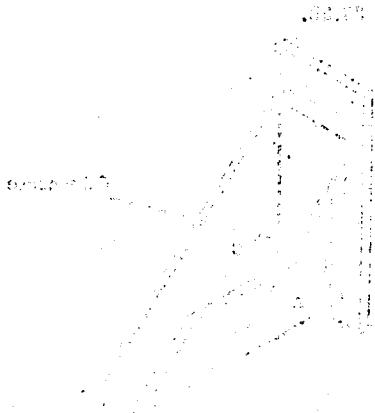
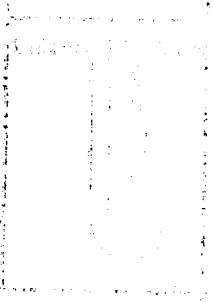


* 36.37. De telles circonstances peuvent se rencontrer dans l'âme d'une poutre fléchie, à la jonction de l'âme et de la semelle tendue d'une poutre fléchie.

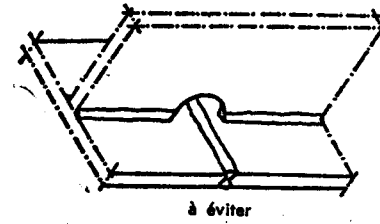




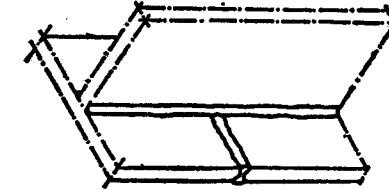
36.36. On évitera d'abattre les angles des goussets tendus (*).



36.37. Dans le cas d'un croisement de cordons de soudures, sollicité à la traction ou au cisaillement, on évitera de remplacer le point de croisement par un trou (*).

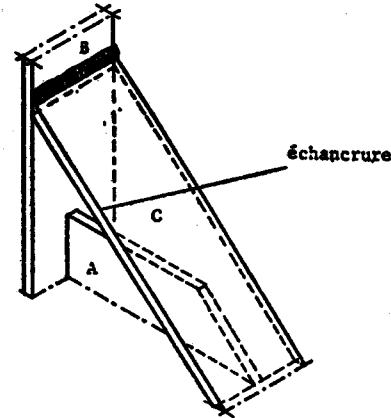


à éviter

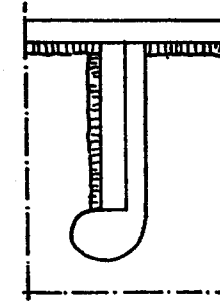


à adopter

36.38.



échancrure



échancrure

— de telles circonstances peuvent se rencontrer dans le cas de la jonction d'un voile oblique A-C sur une semelle B (voir figure) ou d'un raidisseur traversant une pièce de pont.

* 36.4. Le cas se présente quand plusieurs plats sont superposés, par exemple pour former les semelles d'une membrure. Indépendamment des considérations d'ordre mécanique, la prescription a pour but de soustraire des surfaces inaccessibles à l'entretien à l'action de l'air et de l'humidité qui pourraient pénétrer entre elles si les vides entre pièces, même très minces, n'étaient fermés par soudure.

ANNEXE I

DIRECTIVES COMMUNES RELATIVES AU CALCUL DES CONSTRUCTIONS

Néant.

36.38. Dans le cas d'un croisement de soudures on adoptera un trou ou une échancrure s'ils sont peu ou pas sollicités (*).

36.39. On évitera l'emploi de cordon discontinu.

36.40. Lorsque le bord d'une pièce présente une ligne de contact avec la surface d'une autre, ou lorsque les bords de deux pièces sont en contact, les deux pièces doivent être assemblées le long de la ligne de contact par des cordons de soudure continus dans le cas d'os-satures soumises à l'action des intempéries (*).

ANNEXE I

DIRECTIVES COMMUNES RELATIVES AU CALCUL DES CONSTRUCTIONS. (1)

- Préambule.
- Chapitre I^{er}. — Principes généraux.
- Chapitre II. — Les actions, les combinaisons d'actions et les sollicitations de calcul.

(1) L'annexe I a un caractère provisoire. Elle ne fait pas partie du cahier des prescriptions communes approuvé par décret. Elle fait seulement l'objet d'une recommandation de la section technique de la commission centrale des marchés. Il n'y est fait référence que dans les commentaires du cahier des prescriptions communes.

PREAMBULE

1° Le présent document a uniquement pour but de fixer un certain nombre de points qui se retrouvent dans les différents titres du fascicule n° 61 du C.P.C., en ce qui concerne les bases de la sécurité des constructions :

- principes de sécurité ;
- définitions ;
- valeurs de certains coefficients.

Ce document n'est directement applicable qu'aux constructions correspondant aux textes réglementaires précités. Il apparaît cependant que les définitions et les principes posés peuvent être avantageusement conservés pour beaucoup d'autres constructions, mais alors il appartient aux autorités qui en sont responsables d'en apprécier et en tout cas de fixer les valeurs des coefficients.

De même les ingénieurs qui ayant à étudier certaines constructions soumises à des actions incomplètement définies par des textes généraux, s'inspireront du présent texte, devront reconsidérer les valeurs des coefficients, en fonction notamment de l'ampleur des aléas attachés aux actions qu'ils ont à prendre en compte.

En raison de son objet limité, ce document ne constitue pas par lui seul une doctrine officielle et complète de la sécurité des constructions. En particulier, des coefficients importants tels que ceux relatifs aux matériaux sont fixés ou restent à fixer par les différents titres du fascicule n° 61 du C.P.C.

2° Le présent document s'inspire des théories de la sécurité (dites parfois semi-probabilistes) qui ont au cours des dernières années été admises comme base de travail dans les colloques internationaux et par les pays qui ont entrepris la rédaction de nouveaux règlements de calcul.

La portée de ces théories est liée aux limites actuelles de nos connaissances. Elles ne sont pas rigoureuses et ne permettent pas d'appréhender les probabilités de ruine des constructions. Des recherches sont encore nécessaires sur de nombreux points particuliers, en matière de définition statistique des actions par exemple, et c'est pourquoi certaines définitions n'ont pas pu être formulées de façon complète ni rigoureuse sous l'angle du calcul des probabilités.

Les théories en cause ne permettent encore que des approximations assez larges, mais sur le plan pratique et par rapport aux anciennes méthodes dites des contraintes admissibles, elles aboutissent à une amélioration importante de l'homogénéité de la sécurité des constructions et du bon emploi de la matière.

L'impossibilité actuelle de formuler avec rigueur un certain nombre de définitions est la raison pour laquelle la substitution, à la réalité, d'un schéma de base des calculs ne peut être faite sous une forme entièrement didactique et déductive. En particulier les classements des actions reposent sur des schématisations inévitables, qui font appel dans une certaine mesure à leurs lois de combinaison.

Comme il n'était pas possible, sans tomber dans des définitions d'une complexité inextricable, de définir simultanément les actions, leurs classements et leurs combinaisons, on est nécessairement amené lors d'une première lecture à se poser des questions auxquelles on trouvera plus loin des réponses plus ou moins complètes. C'est pourquoi il apparaît nécessaire à qui aborde pour la première fois le présent document d'en faire deux lectures successives.

3° Ce document n'innove pas de façon importante en ce qui concerne les marges de sécurité qui ont déjà fait l'objet de décisions ou d'options dans les divers textes en vigueur ou en projet.

Sur ce point, le but visé est essentiellement d'uniformiser, pour les textes se référant aux états limites, la manière d'évaluer les actions et de les introduire dans un nombre restreint de combinaisons. La nécessité de simplifier et d'harmoniser les méthodes a conduit à faire abstraction d'un certain nombre de considérations théoriques. Dans des cas particuliers et sur justification spéciale, il reste bien entendu possible d'indiquer dans le C. P. S. les adaptations qui apparaîtraient nécessaires.

4° Il convient, à cette occasion, d'appeler l'attention de tous les utilisateurs directs et indirects de ce document sur l'amenuisement des marges de sécurité depuis une vingtaine d'années, qu'ont rendu possible les progrès dans les qualités des matériaux, l'analyse des structures et les méthodes de calcul. Cette exploitation plus poussée des possibilités de la matière exige parallèlement un effort accru :

- en matière de calcul, en renonçant à certaines simplifications excessives ;
- en matière d'exécution, dans le sens d'une meilleure régularité des fabrications, d'une amélioration de la mise en œuvre et notamment d'une stricte observance des tolérances de dimension.

5° Les règles générales indiquées dans le présent document supposent que les projets et les chantiers sont dirigés par des ingénieurs qualifiés.

Les ingénieurs responsables du projet auront à s'assurer notamment, lorsque les dispositions de la construction, ou les actions auxquelles elle sera soumise, sont inhabituelles, que ces règles générales s'appliquent convenablement.

CHAPITRE I^{er}

Principes généraux.

Article 1^{er}.

1.1.1. * On peut employer le mot « action » pour désigner l'origine des actions ainsi définies. Par exemple, on peut dire que le vent est une action, qu'un déplacement d'appui est une action. Mais on introduit dans les calculs (sauf cas particuliers) des forces et des couples et non des vitesses ou des longueurs.

Les réactions d'appui sont à classer parmi les actions. Par exemple, la réaction d'appui sur une pile, due à une charge sur une poutre, est une action à l'égard de la poutre et à l'égard de la pile. Il lui correspond des efforts tranchants, des efforts normaux, des moments de flexion qui sont des sollicitations.

** Les actions de même origine peuvent donc avoir plusieurs « valeurs caractéristiques » suivant la durée de référence considérée, la probabilité de dépassement acceptée et le sens de ce dépassement (dépassement du côté des valeurs maximales ou du côté des valeurs minimales).

Les actions cycliques et les actions intermittentes ont des valeurs caractéristiques de courte durée et des valeurs caractéristiques de longue durée (voir articles 3 et suivants).

*** C'est pour se conformer aux Recommandations Internationales qu'on a maintenu ici les notations γ_{S1} et γ_{S2} . S'appliquant à des actions, ces coefficients devraient être affectés d'indices Q et non d'indices S.

Dans la suite du texte, ces coefficients ne sont pas utilisés directement. On passe par l'intermédiaire de notions et de classements précisés dans le chapitre II, permettant une analyse plus fine.

**** Le terme « combinaison d'actions » désigne en général l'ensemble constitué par les actions à considérer simultanément. Il peut aussi désigner le résultat de leur addition vectorielle.

1.1.2. * Les sollicitations sont les composantes d'un torseur défini en résistance des matériaux, qu'on peut appeler torseur des sollicitations (1). Ce sont des contraintes généralisées, fonctionnelles des contraintes.

(1) Ce torseur se réduit en tout point O à un système de deux vecteurs (résultante générale et moment résultant par rapport à O) équivalent au système des vecteurs représentant les forces et les couples appliqués à une partie de la structure.

CHAPITRE I^{er}

Principes généraux.

Article 1^{er}.

MÉTHODE GÉNÉRALE DE JUSTIFICATION

Pour justifier la sécurité et la durabilité des constructions, on emploie une méthode d'états-limites dont le principe est de comparer un certain nombre de « sollicitations de calcul » (ou de « combinaisons d'actions de calcul ») avec les « sollicitations limites » (ou les « combinaisons d'actions limites ») correspondantes pour un certain nombre d'états-limites ».

1.1. Définitions.

1.1.1. Actions et combinaisons d'actions.

Les « actions » sont les forces et les couples dus aux charges (charges permanentes, charges d'exploitation, charges climatiques, etc.) et aux déformations (effets thermohygroscopiques, déplacements d'appuis, etc.) imposées à une construction. *

La « valeur caractéristique d'une action », ou « action caractéristique », est celle qui présente une probabilité acceptée *a priori* d'être atteinte ou dépassée du côté des valeurs les plus défavorables au cours d'une durée définie, dite durée de référence. **

Les valeurs caractéristiques de chacune des actions Q sont multipliées par un coefficient $\gamma_Q = \gamma_{S1} \times \gamma_{S2}$. ***

Les produits $\gamma_Q Q$ sont dits « actions de calcul ».

γ_{S1} tient compte principalement du dépassement possible, dans le sens défavorable, de l'action caractéristique Q .

γ_{S2} tient compte principalement de la probabilité réduite de simultanéité de deux ou plusieurs actions caractéristiques.

Les « combinaisons d'actions » **** à considérer sont établies suivant les indications du présent texte et définies par le C. P. C. Le C. P. S. peut en prescrire d'autres.

1.1.2. Sollicitations.

Les « sollicitations » sont les efforts (effort normal, effort tranchant) et les moments (moment de flexion, moment de torsion) calculés à partir des actions par des méthodes appropriées. *

Chacune des sollicitations correspondant à une combinaison d'actions de calcul $\gamma_Q Q$ est multipliée par un coefficient γ_{S3} , qui tient compte principalement des incertitudes sur les sollicitations et sur les contraintes, provenant de la simplification des schémas et des hypothèses de calcul, des imperfections d'exécution, des modifications éventuelles des sections dans le temps.

Les méthodes de la résistance des matériaux, lorsqu'elles sont applicables compte tenu de la forme de la pièce, sont toujours admises lorsque le modèle rhéologique employé pour l'ensemble de la pièce est élastique (le modèle employé pour le calcul des sections pouvant être plastique) ou lorsqu'il répond à des conditions précisées dans des textes réglementaires; si un autre modèle rhéologique est envisagé pour l'ensemble de la pièce, il doit être soumis à l'accord du maître d'œuvre.

Lorsque la forme de la pièce ne répond pas aux hypothèses de la résistance des matériaux, il est admis en général de recourir à des simplifications permettant d'utiliser les méthodes de calcul habituelles. Pour certaines pièces, il y a lieu de faire appel à des méthodes de calcul plus élaborées ou de se référer aux résultats d'études photoélastiques, ou d'essais sur modèles, etc.; les principes du présent document peuvent dans ce cas être pris comme base des justifications, mais il convient de les appliquer avec les adaptations nécessaires.

1.1.3. * Cette définition est précisée dans le commentaire de l'article 7.3 ci-après.

** Dans les équilibres statiques, ce sont les combinaisons d'actions qui interviennent, et non les « sollicitations » au sens conventionnel donné à ce mot.

*** On distingue les « sollicitations limites ultimes », notées \bar{S}_{ul} , et les « sollicitations limites d'utilisation », notées \bar{S}_{ut} . On les compare respectivement avec les sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites ultimes, ou pour simplifier, « sollicitations de calcul ultimes », notées S_{ul} et avec les sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites d'utilisation, ou pour simplifier, « sollicitations de calcul d'utilisation », notées S_{ut} .

**** Les états limites ultimes ne correspondent pas nécessairement à des ruptures. Ils peuvent aussi correspondre à de grandes déformations irréversibles entraînant la mise hors service de la construction ou d'un de ses éléments.

***** Les états limites de fatigue, dans lesquels interviennent à la fois la valeur et la répétition des sollicitations, sont des états limites spéciaux appelant des justifications spécifiques (voir article 7.2.13 ci-après).

Les sollicitations $S = \gamma_{ss} \times$ (sollicitation due à une combinaison d'actions de calcul $\gamma_Q Q$) sont dites « sollicitations de calcul ».

Les contraintes correspondant aux sollicitations de calcul sont dites « contraintes de calcul ».

1.1.3. *Etats-limites.*

Un « état-limite » est celui dans lequel une condition requise d'une construction, ou d'un de ses éléments, est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

On distingue :

- les « états-limites ultimes » qui correspondent à la limite :
 - soit de l'équilibre statique,
 - soit de la résistance,
 - soit de la stabilité de forme,

de la construction ou d'un de ses éléments ;

- et les « états-limites d'utilisation » qui sont définis en tenant compte des conditions d'exploitation ou de durabilité de la construction ou d'un de ses éléments. *

Les combinaisons d'actions et les sollicitations qui entraîneraient l'apparition d'un état-limite sont dites respectivement « combinaisons d'actions limites » ** et « sollicitations limites ». ***

Lorsque la « résistance » d'un matériau intervient dans la définition d'un état-limite, on définit suivant les cas cette résistance comme sa résistance à la compression, ou à la traction, ou sa limite d'élasticité **** ou, éventuellement, un autre de ses caractères. *****

La « valeur caractéristique de la résistance », ou résistance caractéristique, étant celle qui présente une probabilité escomptée a priori d'être atteinte ou dépassée, on introduit dans les calculs une « résistance de calcul », obtenue en divisant la résistance caractéristique par un coefficient γ_m .

1.2. * Le présent texte ne vise que les justifications par le calcul. Il ne s'applique pas aux justifications par référence directe aux essais, admises dans les circonstances et dans les conditions indiquées dans des textes particuliers.

** Plus généralement, dans l'espace vectoriel des torseurs des sollicitations, la condition de non-dépassement de l'état limite envisagé permet de définir un domaine d'existence auquel doit appartenir le torseur des sollicitations de calcul considéré.

Article 2.

* Ces coefficients ne couvrent pas les fautes de conception, de calcul ou d'exécution.

** Il s'agit par exemple des structures ou éléments de structures dans lesquels une rupture partielle ou totale peut se produire sans avertissement préalable, dans lesquels une redistribution des efforts n'est pas possible, ou dans lesquels la rupture d'un seul élément peut entraîner la rupture de l'ensemble de la structure. Il convient aussi de prendre en considération les dangers d'accidents de personnes et la gravité des conséquences économiques d'une éventuelle rupture.

Dans la plupart des cas, il est déjà tenu compte de façon suffisante de ces préoccupations dans les valeurs indiquées pour les coefficients γ_s et γ_m ; des valeurs différentes ne sont à envisager que dans des circonstances particulières.

Les coefficients γ_m tiennent compte de la réduction possible de la résistance du matériau par rapport à sa résistance caractéristique, ainsi que d'éventuels défauts localisés et de la définition de l'état-limite considéré.

Les états-limites à considérer (ainsi que les valeurs des coefficients γ_m qui leur correspondent) sont définis par le C.P.C. Le C.P.S. peut en prescrire d'autres.

1.2. Les justifications* consistent à montrer, pour l'ensemble de la construction et pour un certain nombre d'éléments et de sections :

- que les combinaisons d'actions de calcul à considérer vis-à-vis des états-limites d'équilibre statique ne dépassent pas, dans le sens défavorable, les combinaisons d'actions limites correspondantes ;
- que les sollicitations de calcul à considérer vis-à-vis de chacun des autres états-limites ne dépassent pas, dans le sens défavorable, les sollicitations limites correspondantes.**

Article 2.

CHOIX DES COEFFICIENTS γ

Les coefficients γ_{s1} , γ_{s2} , γ_{s3} , ou leurs produits $\gamma_Q = \gamma_{s1} \times \gamma_{s2}$, $\gamma_S = \gamma_Q \times \gamma_{s3}$, sont fixés par le C.P.C. et le cas échéant par le C.P.S. en fonction de la nature de la construction ou de l'élément de la construction, de l'action et de la combinaison d'actions ainsi que de l'état-limite considéré, compte tenu des indications de l'article 7 ci-après.

En plus des incertitudes énumérées ci-dessus, les coefficients γ_s , comme les coefficients γ_m cités dans l'article 1.1.3, visent à couvrir les autres incertitudes, notamment celles qui proviennent des effets des actions et des combinaisons d'actions qui n'ont pas été prises en considération, ainsi que du comportement des éléments et des sections non étudiés.*

Le C.P.C., et le cas échéant le C.P.S., fixent s'il y a lieu des valeurs particulières de ces coefficients pour tenir compte des risques propres à la construction dans son ensemble, ou à certains de ses éléments, et de la gravité des conséquences que pourrait entraîner le dépassement d'un état-limite.**

CHAPITRE II

Les actions. — Les combinaisons d'actions et les sollicitations de calcul.

Article 3.

3.1. * Cette méthode tend à substituer à une réalité extrêmement complexe, des schémas utilisables pour le calcul. Les classements successifs définis dans le présent article s'expliquent par les articles suivants. Ils permettent, dans les cas courants, d'aboutir à un nombre limité de combinaisons simples et, dans les autres cas, de donner aux projeteurs une ligne directrice pour envelopper la réalité d'aussi près que possible.

3.2. * Du fait de la méthode utilisée pour la constitution des combinaisons, les imprécisions que peut présenter ce premier classement sont sans conséquence pratique. En particulier les variations que peuvent présenter les actions permanentes et la considération séparée des périodes d'exécution et d'exploitation des constructions, quoique ne correspondant pas exactement à l'appellation de « permanentes », ne leur enlèvent pas le caractère exclusif d'actions de longue durée.

** Par exemple, la charge d'eau d'un pont-canal, très rarement mis à sec, est à considérer comme action permanente.

*** Par exemple, les actions dues aux variations de température sont des actions cycliques définies dans l'article 3.3.

**** Les actions intermittentes ne sont appliquées que pendant une fraction plus ou moins grande de la durée de référence, comme c'est le cas pour les charges d'exploitation. Les actions permanentes et les actions cycliques sont au contraire constamment appliquées. Cette distinction intervient dans la détermination des combinaisons d'actions à considérer, ainsi que dans la prévision des déformations différées.

***** La durée d'application de ces actions est pratiquement nulle par rapport à la durée de référence.

CHAPITRE II

Les actions. — Les combinaisons d'actions et les sollicitations de calcul.

Article 3.

PRINCIPES ET DÉFINITIONS

3.1. *Méthode suivie.**

Pour définir les combinaisons d'actions à considérer, on procède d'abord à l'inventaire et à l'analyse des différentes actions auxquelles sera soumise la construction. Pour cette étude individuelle des actions, on utilise un classement basé sur les caractères généraux de leur distribution dans le temps, défini dans l'article 3.2 et précisé dans l'article 4.

On étudie ensuite les probabilités d'application simultanée de plusieurs actions. La nature et les valeurs de ces actions dépendent alors les unes des autres. Ceci conduit à définir dans une même combinaison :

- d'une part, des actions considérées comme « de courte durée » ou comme « accidentelles » : on vise alors en principe les valeurs de pointe des actions individuelles susceptibles d'être appliquées à la construction ;
- d'autre part, des actions considérées comme « de longue durée » : on vise alors les valeurs des autres actions susceptibles de se trouver appliquées en même temps que les précédentes.

Ces définitions sont précisées dans l'article 3.3 et dans les articles suivants.

Les combinaisons sont elles-mêmes classées en trois catégories définies dans l'article 3.4, suivant les actions de courte durée ou accidentelles qui y figurent.

Enfin, le choix des combinaisons à retenir pour les justifications fait l'objet des articles 5, 6 et 7.

3.2. Pour classer individuellement les actions*, on distingue :

- les actions permanentes qui comprennent les actions continues ou pratiquement continues** dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps ;
- les actions cycliques qui comprennent les actions continues ou pratiquement continues, dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps ;***
- les actions intermittentes, dont l'application est discontinue mais fréquente ;****
- les actions accidentelles provenant de phénomènes se produisant rarement (séismes, chocs...).*****

3.3. * La correspondance entre cette distinction en 3 catégories et le classement précédent est la suivante :

- les actions permanentes sont toujours considérées comme actions de longue durée ;
- les actions cycliques et les actions intermittentes sont considérées, suivant les combinaisons, comme de courte ou de longue durée, avec des valeurs caractéristiques différentes (par exemple, actions de la température) ;
- les actions accidentelles ont la même définition que dans le classement précédent et ne sont jamais considérées comme actions de longue durée.

** Par exemple, les actions de courte durée dues à la température ont des valeurs caractéristiques maximales et minimales.

*** En l'absence de renseignements statistiques suffisants sur les distributions dans le temps et dans l'espace des diverses actions, il serait illusoire de définir de façon précise et générale ces valeurs caractéristiques, qui visent à couvrir les valeurs les plus dangereuses de chacune d'elles.

Certains travaux internationaux mettent en avant pour ces valeurs caractéristiques, et à condition de disposer de tels renseignements, une probabilité de dépassement de 5 % pendant la durée d'exploitation de la construction.

En tout état de cause, les résultats obtenus en prenant un tel taux comme point de départ, doivent être rapprochés des valeurs « nominales » courantes, et appréciés eu égard à l'ensemble des disciplines de calcul et d'exécution observées en application du C. P. C. et du C. P. S.

La durée d'exploitation peut être une durée de référence convenable pour les états-limites ultimes lorsqu'il s'agit de constructions dont la ruine ne provoquerait pas d'accidents de personnes. Dans le cas contraire (par exemple immeubles d'habitation, bâtiments provisoires assurant un service public...) il convient de se baser sur d'autres critères.

Pour les justifications visant la période d'exécution, la durée de référence est évaluée en fonction de la durée prévue pour les différentes phases.

Vis-à-vis des états-limites d'utilisation, la durée de référence peut dépendre de la nature de l'état-limite (un exemple en est donné en commentaire de l'article 7.3.1 ci-après).

Pour les constructions et les actions habituelles et dans les cas courants, les valeurs caractéristiques des actions de courte durée ressortent de textes réglementaires (voir article 4 ci-après).

**** En effet, leurs lois de probabilité ne sont pas connues, même approximativement (voir article 4.4 ci-après).

***** Lorsqu'une action est considérée comme de courte durée, sa valeur caractéristique dépend de la probabilité d'atteinte ou de dépassement d'une certaine valeur de cette action quelle que soit sa durée d'application (même si cette application est quasi instantanée). Lorsqu'une action est considérée comme de longue durée, sa valeur caractéristique dépend de la probabilité d'atteinte ou de dépassement en permanence d'une certaine valeur pendant une certaine durée au moins d'application : il s'agit alors d'évaluer la valeur de cette action qui peut se trouver atteinte ou dépassée en même temps que la valeur caractéristique de l'action (ou des actions) de courte durée (ou accidentelle) entrant dans la combinaison considérée.

3.3. A l'intérieur d'une combinaison *, on distingue :

— les actions de courte durée dont les valeurs caractéristiques (maximales ou minimales**) doivent correspondre à une faible probabilité d'être atteintes ou dépassées au cours de la période prise pour durée de référence;***

— les actions accidentelles dont les valeurs caractéristiques sont fixées forfaitairement;****

— les actions de longue durée dont les valeurs caractéristiques doivent correspondre à une probabilité non négligeable d'être atteintes ou dépassées de façon concomitante entre elles et simultanée avec l'action (ou les actions) de courte durée (ou accidentelle) figurant dans la combinaison considérée. Pour les actions cycliques, et lorsqu'il y a lieu pour les actions intermittentes, ces valeurs doivent donc correspondre à une faible probabilité d'être atteintes ou dépassées pendant une durée d'application au total assez longue par rapport à la durée de référence choisie pour l'action (ou les actions) de courte durée entrant dans la même combinaison.*****

Dans certains cas exceptionnels, des actions intermittentes d'application extrêmement courte, mais très fréquentes, pourraient avoir une probabilité de simultanéité non négligeable avec d'autres actions de courte durée à période de variation beaucoup plus lente. On peut soit les faire entrer dans des combinaisons supplémentaires, soit les assimiler à des actions de longue durée. Dans ce dernier cas, leur évaluation est forfaitaire.

Comme les actions caractéristiques de longue durée dépendent le plus souvent des combinaisons où elles sont utilisées, elles ne sont généralement pas fixées par les textes réglementaires, mais par le présent document ou par le C.P.S.; à défaut elles sont arrêtées ou acceptées par le maître d'œuvre.

3.4. * Les combinaisons comprenant des actions de longue durée seules sont à étudier notamment dans les constructions en béton précontraint.

** Chacune des actions cycliques et intermittentes est à considérer séparément comme de courte durée, avec sa valeur caractéristique correspondante, pour donner lieu à une combinaison fondamentale avec les actions de longue durée concomitantes.

*** On admet que les combinaisons fondamentales, de la manière dont elles sont définies et précisées dans le présent texte, couvrent la plupart des combinaisons possibles pour les constructions courantes.

C'est seulement dans les cas où plusieurs actions cycliques ou intermittentes ont une probabilité non négligeable d'intervenir simultanément avec des valeurs proches de leur valeur caractéristique « de courte durée », et où il ne peut en être tenu compte par la considération de valeurs de longue durée, qu'il y a lieu de considérer des combinaisons supplémentaires.

Les coefficients γ_Q sont alors fixés en y introduisant un coefficient de réduction γ_{S2} .

Il s'agit notamment des actions combinées du vent (ou de la neige) et de certaines charges d'exploitation, qui font l'objet des combinaisons supplémentaires énumérées dans l'article 7.2.2 ci-après.

Le C.P.S. peut prescrire d'autres combinaisons supplémentaires (article 1.1.1) en s'inspirant de ces principes, compte tenu des caractères particuliers des actions appliquées à la construction.

Article 4.

4.1.1. * Par exemple, on prend deux valeurs lorsque la masse volumique varie sensiblement avec la teneur en eau du matériau.

3.4. Parmi les combinaisons à considérer, on distingue :

- les combinaisons fondamentales qui comprennent :
 - soit des actions de longue durée seules ; *
 - soit une action de courte durée combinée avec des actions de longue durée ; **
- les combinaisons supplémentaires, qui comprennent deux (ou exceptionnellement plus de deux) actions de courte durée combinées avec des actions de longue durée ; ***
- les combinaisons accidentelles, qui comprennent une action accidentelle combinée avec des actions de longue durée.

Article 4.

LES ACTIONS

4.1. Les actions permanentes comprennent :

4.1.1. Le poids propre des éléments de la construction.

La masse volumique de l'acier est prise égale à 7,85 tonnes par m³.

Celle du béton armé et du béton précontraint est prise égale à 2,5 tonnes par m³, sauf circonstances spéciales (bétons légers, proportion anormale d'armatures, etc.).

Pour la masse volumique des autres matériaux, on prend forfaitairement soit une seule valeur probable, soit deux valeurs probables (maximale et minimale) si la masse volumique est mal connue à l'avance ou si elle est variable dans le temps.*

** Notamment lorsque des modifications ultérieures importantes (surélévation, élargissement, etc.) sont envisagées.

*** Aux stades des avant-projets, on majore (ou on minore) les avant-métrés suivant les errements habituels pour tenir compte des modifications qui résulteront d'études plus poussées.

Les fractions forfaitaires à prendre en compte pour le calcul des valeurs caractéristiques s'appliquent aux poids résultant des dessins et calculs d'exécution et visent à couvrir les différences entre ceux-ci et les poids réels des éléments de la construction.

Dans les cas courants, à moins de justification de valeurs différentes, elles sont prises égales à + 6 % et à - 4 %, ces valeurs étant censées couvrir :

- pour les pièces en acier, les différences dans les épaisseurs ainsi que les erreurs faites sur les poids des assemblages, des fourrures accessoires et des attaches pour montage lorsque ceux-ci ont été sommairement évalués ; ces fractions ne comprennent pas les poids des raidisseurs, couvre-joints, pièces de renfort et fourrures prévus dans le projet, ni les poids des rivets ou boulons des constructions entièrement rivées ou boulonnées, qui sont à inclure dans le calcul du poids propre ;
- pour les pièces en béton armé ou précontraint, les différences dans les dimensions ainsi que les variations des masses volumiques.

Ces fractions sont à augmenter lorsque les volumes n'ont pas été évalués avec précision dans le projet (par exemple, si on a pris une valeur moyenne pour le poids par mètre sur toute la longueur d'une poutre de hauteur variable).

Elles peuvent être diminuées, mais sans être réduites à moins de + 3 % et - 2 % :

- pour les pièces en acier, lorsqu'on a tenu compte avec précision, dans le calcul du poids propre, du poids des boulons, rivets, fourrures et attaches pour montage ;
- pour les pièces en béton, lorsqu'une préfabrication précise comportant notamment réglage soigné des faces non coffrées est suivie d'une mise en œuvre telle que tout renformis soit superflu (les variations possibles d'épaisseur sont alors réduites) ;
- pour les pièces en béton préfabriquées en grande série dans des conditions d'exécution et de contrôle permettant une bonne connaissance statistique de leur poids.

Dans les cas particuliers, soit de pièces massives, soit de pièces minces (moins de 15 cm) en béton, ces fractions forfaitaires sont à évaluer directement à partir des erreurs absolues à envisager sur les dimensions (par exemple on pourra se baser sur une erreur possible de ± 10 cm sur la longueur et sur la largeur d'un massif de fondation, de ± 1 cm sur l'épaisseur d'un voile mince en béton), en y ajoutant des fractions forfaitaires de + 3 % et - 2 % pour tenir compte des variations des masses volumiques.

4.1.2. * Il y a lieu dans chaque projet d'évaluer les poids des équipements fixes et leurs variations en tenant compte de leur nature et des conditions d'exploitation de la construction.

a) Par exemple, dans le cas d'un pont-route, il s'agit essentiellement de tenir compte des variations réelles prévisibles d'épaisseur des revêtements par suite des nécessités de raccordement

Sauf cas particuliers,** les valeurs caractéristiques maximales et minimales du poids propre sont évaluées en ajoutant et en retranchant aux poids calculés à partir de ces masses volumiques et des volumes prévus dans le projet des fractions forfaitaires estimées en fonction de la construction ou de l'élément de la construction, ainsi que du degré d'approximation du calcul des volumes.***

4.1.2. Le poids des équipements fixes de toute nature.

Les valeurs caractéristiques maximales et minimales des actions correspondantes sont évaluées comme ci-dessus, en tenant compte des éventualités de leur augmentation ou de leur diminution dans le temps.*

aux niveaux effectifs des chaussées aux abords, des irrégularités et variations dans le temps des extrados des tabliers, des reprofilages et rechargements ultérieurs, de l'addition de canalisations, etc. causes de variation dont les valeurs des charges routières réglementaires ne tiennent pas compte.

En ce qui concerne les poids des chapes d'étanchéité et revêtements, lorsque leur évaluation est faite en fonction des épaisseurs qu'il est prévu de réaliser en une ou plusieurs phases, les fractions forfaitaires peuvent être fixées à $\pm 20\%$ à partir des épaisseurs extrêmes prévues si celles-ci comportent un rechargement ultérieur, à $+ 40\%$ et $- 20\%$ si elles n'en comportent pas.

En ce qui concerne les canalisations, lorsqu'un plan de pose complet à long terme est établi, les fractions forfaitaires peuvent être fixées à $\pm 20\%$ à partir des poids globaux extrêmes prévus. Lorsque le plan de pose est seulement à court terme, ou n'existe pas, on évalue dans chaque cas les poids des canalisations à prévoir à long terme : leur valeur caractéristique minimale peut être nulle, leur valeur caractéristique maximale dépend de la place disponible dans l'ouvrage et de la probabilité d'y installer ultérieurement des canalisations non prévues.

En ce qui concerne les autres équipements, les fractions à prendre en compte sont plus ou moins fortes suivant les variantes autorisées par rapport au projet et suivant les éventualités de transformations ultérieures.

b) Dans le cas des bâtiments, il s'agit essentiellement d'évaluer les poids, et leurs variations, de tout ce qui n'est pris en compte ni dans les poids propres, ni dans les charges d'exploitation, notamment des cloisons de distribution non porteuses (les cloisons porteuses, les revêtements de sol, les remplissages, etc. sont pris en compte dans les poids propres. Le mobilier est pris en compte dans les charges d'exploitation sur les planchers).

En ce qui concerne les cloisons de distribution, la valeur caractéristique maximale de leur poids est évaluée à partir du projet initial en y ajoutant une fraction forfaitaire plus ou moins forte suivant l'utilisation prévisible du bâtiment. La valeur caractéristique minimale est évaluée dans chaque cas d'espèce en tenant compte de la probabilité de déchargement de l'élément considéré comme suite à la suppression de tout ou partie de ces cloisons : par exemple, pour le calcul d'une poutre porteuse, il faut supposer que toutes les cloisons de distribution qu'elle supporte peuvent être supprimées (donc que la valeur caractéristique minimale de leur poids est nulle). Inversement pour le calcul d'un poteau portant plusieurs étages d'un immeuble d'habitation, on peut admettre que dans le cas le plus défavorable, il subsistera une fraction assez forte du poids prévu pour ces cloisons.

Ces principes sont applicables à l'évaluation des charges caractéristiques dues aux machines dans les bâtiments industriels, lorsqu'elles sont considérées comme équipements fixes et non comme charges d'exploitation.

4.1.3. * Par exemple, dans un pont-canal, les petites variations du niveau de l'eau de part et d'autre du niveau moyen, sont à prendre en compte dans les actions permanentes.

Lorsque ces actions sont variables, elles sont à classer suivant les cas parmi les actions cycliques ou parmi les actions intermittentes.

4.1.3. Les poids, les poussées ou les pressions des terres, des solides ou des liquides dont les valeurs sont pratiquement constantes dans le temps. *

L'action de l'eau dans une rivière ou dans un réservoir dont le niveau varie de façon importante et fréquente est à prendre en compte parmi les actions cycliques.

La poussée due aux charges sur un remblai est à considérer comme action intermittente.

** Par exemple, le calcul de la poussée des terres donne des résultats assez différents suivant qu'on choisit des hypothèses plus ou moins optimistes. Le coefficient de poussée d'un bon remblai à surface libre horizontale sur une paroi verticale peut varier de 0,30 à 0,50, et la masse volumique du remblai de 1,8 à 2 t/m³.

4.1.51. * Autres que celles dues à la précontrainte, par exemple déformations obtenues par dénivellations d'appuis.

4.1.52. * Sauf cas particuliers, on ne prend en compte pour ces actions qu'une valeur probable, fonction du temps (et non une valeur maximale et une valeur minimale).

4.1.53. * Il peut y avoir lieu d'adopter une majoration supérieure lorsque les tassements différentiels sont inférieurs au tiers du tassement absolu le plus élevé, ou lorsque le calcul des tassements probables ne tient guère compte des effets de la consolidation à long terme de sols très plastiques.

4.1.6. * Ceci vise soit des actions permanentes inhabituelles spéciales à la construction, soit des compléments aux actions permanentes énumérées plus haut.

Par exemple, il y a lieu pour certaines constructions de ne pas considérer seulement les tassements caractéristiques visés dans l'article 4.1.53 mais aussi d'examiner les conséquences des variations extrêmes envisageables des tassements, en plus ou en moins, par rapport aux valeurs probables calculées ; ces variations sont dites « tassements aléatoires ». Le C.P.S. peut donner à ce sujet des précisions en appliquant à la construction en cause les directives générales établies par les services techniques spécialisés.

4.2.1. * On vise alors les valeurs les plus dangereuses de ces actions au cours de la durée de référence (par exemple, une crue centenaire) évaluées suivant les indications données dans le commentaire *** de l'article 3.3.

Les valeurs caractéristiques maximales et minimales des actions correspondantes sont évaluées en tenant compte des incertitudes dues à leur mode de calcul** et de leur variation éventuelle dans le temps.

4.1.4. Les actions dues à la précontrainte.

Pour le béton précontraint, elles sont définies et la façon de les prendre en compte est précisée dans le titre VII du fascicule 61 du C.P.C.

4.1.5. Les déformations imposées à la construction.

4.1.51. Les déformations* volontairement imposées à la construction en cours d'exécution engendrent des actions dont les valeurs caractéristiques maximales et minimales tiennent compte des incertitudes du calcul et des redistributions éventuelles des efforts dans le temps.

4.1.52. Les valeurs à prendre en compte pour le retrait et le fluage du béton figurent dans les prescriptions relatives aux matériaux.*

4.1.53. Les déplacements différentiels des appuis.

Les déplacements différentiels des appuis lorsqu'ils sont susceptibles d'intervenir dans un état limite sont pris en compte parmi les actions permanentes soit pour leur valeur maximale probable résultant des études géotechniques et du calcul, augmentée d'une fraction forfaitaire au moins égale à 20%* et considérée alors comme valeur caractéristique, soit pour zéro.

4.1.6. Les autres actions permanentes dont il y a lieu de tenir compte.*

4.2. Les actions cycliques proviennent :

- des variations de la température ;
- des poids, des poussées ou des pressions des solides ou des liquides dont le niveau est variable ;
- ou d'autres origines indiquées dans le C.P.S.

4.2.1. Lorsque dans une combinaison d'actions, elles sont considérées comme actions de *courte durée*, leurs valeurs caractéristiques sont fixées en fonction de la durée de référence.*

Pour les actions « de courte durée » de la température, lorsque la durée de référence est de l'ordre de 50 ans, on peut prendre comme valeurs caractéristiques celles qui correspondent à des dilatations linéaires relatives de $+ 3.10^{-4}$ et $- 4.10^{-4}$, pour les constructions en acier, en béton armé ou en béton précontraint, à condition :

- que le climat ne diffère pas trop du climat moyen de la France métropolitaine ;
- que la température à l'origine de la construction ne soit ni trop élevée, ni trop basse.

Si ces conditions ne sont pas réalisées, le C.P.S. indique les valeurs caractéristiques à prendre en compte pour les actions de courte durée, ainsi que pour les actions de longue durée visées dans l'article 4.2.2.

Pour certaines constructions ou éléments de constructions, il convient d'examiner au surplus les effets des *variations rapides* de la température, ainsi que les effets des *gradients thermiques* (notamment dans les éléments minces non protégés du rayonnement solaire). A défaut de textes généraux, le C.P.S. indique alors les valeurs caractéristiques à prendre en compte. Il convient d'ailleurs de prévoir des dispositions constructives évitant autant que possible les effets néfastes des variations de température en rendant la construction librement dilatable grâce à des joints convenablement disposés.

Les valeurs indiquées ci-dessus peuvent être réduites pour des constructions ou parties de constructions particulièrement massives ou protégées.

4.2.2. * On vise alors la probabilité de simultanéité d'une valeur forte de ces actions avec la valeur la plus dangereuse d'une ou de plusieurs actions de courte durée.

Pour l'évaluation de la valeur caractéristique d'une action quand elle est considérée, dans la combinaison envisagée, comme « de longue durée », on se réfère soit à une durée totale d'application (estimée en fraction forfaitaire de la durée de référence admise) soit à une période de retour.

Lorsque la température est considérée comme action de longue durée, on peut prendre comme valeurs caractéristiques, sous les réserves indiquées ci-dessus, celles qui correspondent à des dilatations linéaires relatives de $+ 2.10^{-4}$ et $- 2,5.10^{-4}$.

4.3.1. * Il s'agit notamment pour les ponts des titres I, II et III du fascicule 61 du C.P.C., pour les bâtiments de la norme NF P 06-001.

Ces textes, de même que les textes parallèles relatifs à d'autres types de constructions, fixent des *charges nominales*. Celles-ci peuvent être assez différentes des *charges caractéristiques* définies dans le présent texte. Lorsque des charges « nominales » ne peuvent pas être considérées comme charges « caractéristiques », les coefficients γ_s à adopter sont indiqués soit dans le texte qui les définit, soit dans des textes complémentaires, soit dans le C.P.S.

4.2.2. Lorsque dans une combinaison d'actions, elles sont considérées comme actions de *longue durée*, leurs valeurs caractéristiques sont celles qui présentent une faible probabilité d'être dépassées (dans l'un ou l'autre sens) pendant une fraction assez longue de la durée de référence.*

4.3. Les actions intermittentes comprennent :

4.3.1. Les charges d'exploitation.

Ces charges sont définies soit par les textes réglementaires en vigueur, * soit, en l'absence de textes réglementaires, par le C. P. S. qui définit leurs valeurs caractéristiques en tenant compte de la durée de référence et des conditions d'utilisation de la construction.

Ces charges comprennent non seulement des poids mais aussi des effets annexes tels que forces de freinage, forces centrifuges, effets dynamiques, etc.

Les valeurs caractéristiques ainsi définies sont à prendre en compte lorsque les charges d'exploitation sont considérées comme actions de courte durée.

4.3.2. * Ces charges sont définies :

- pour les ponts-rails par le titre I, pour les ponts-routes par le titre II et pour les ponts-canaux par le titre III du fascicule 61. Les valeurs nominales indiquées dans ces textes sont à considérer comme valeurs caractéristiques ;
- pour les autres constructions, par le titre IV du fascicule 61 qui indique les valeurs caractéristiques des pressions du vent ainsi que les valeurs caractéristiques des poids de neige à prendre en compte.

4.4. * On peut citer comme exemples d'actions accidentelles :

- les séismes ;
- les cyclones tropicaux ;
- les chocs de véhicules ou de bateaux contre les appuis des ponts (par contre, les chocs inhérents à l'exploitation de la construction, par exemple au fonctionnement d'un pont mobile, ne sont pas des actions accidentelles, mais des actions intermittentes) ;
- les effets de la destruction d'un remblai par une crue exceptionnelle ;
- les glissements de terrain ;
- les explosions ;
- ...

Article 5.

5.1. * En particulier, les combinaisons fondamentales comportant les actions permanentes seules n'ont pas à être étudiées dans les nombreux cas où elles sont couvertes par une combinaison comportant une action de courte durée.

Lorsqu'elles sont considérées comme actions de longue durée, les valeurs caractéristiques des charges d'exploitation, évaluées de la manière indiquée ci-dessus pour les actions cycliques de longue durée, sont fixées soit par des textes réglementaires, soit par le C.P.S.

4.3.2. Les charges climatiques.

Les charges climatiques à prendre en considération en cours d'exécution et en cours d'exploitation sont définies par le C.P.C.* S'il s'agit de constructions exceptionnelles ou réalisées dans des conditions exceptionnelles, elles sont définies par le C.P.S.

Le C.P.C. ou le C.P.S. comportent également les directives nécessaires pour l'étude des effets dynamiques dangereux, qui peuvent résulter de vents relativement modérés.

Pour certaines constructions, le C.P.C. ou le C.P.S. définissent un vent compatible avec l'exploitation qui est à combiner comme action de courte durée avec la charge d'exploitation correspondante.

Le vent n'est à considérer parmi les actions de longue durée que dans des cas exceptionnels.

4.3.3. Les charges non permanentes appliquées en cours d'exécution.

Ces charges provenant des équipements de chantier, des engins de transport et de levage, des dépôts provisoires de matériaux, etc., sont estimées à partir de leur valeur probable qu'il convient de majorer largement pour fixer leurs valeurs caractéristiques. Ces charges sont considérées comme actions de courte durée.

4.3.4. Les autres actions indiquées le cas échéant dans le C.P.S.

4.4. Les actions accidentelles.

Elles sont énumérées le cas échéant par le C.P.S., qui, à défaut de texte réglementaire, en fixe les valeurs caractéristiques à prendre en compte.*

Article 5.

LES COMBINAISONS D'ACTIONS

5.1. Les actions à prendre en compte, ainsi que leurs valeurs caractéristiques, sont différentes suivant la combinaison et l'état limite considérés. Comme les combinaisons possibles sont très nombreuses, il est admis de n'étudier que celles qui apparaissent comme les plus dangereuses. Celles qui sont manifestement couvertes par une combinaison plus défavorable n'ont pas à figurer dans les justifications.*

** Notamment pour tenir compte des déformations différées du béton précontraint, ou de modifications envisagées dans la structure ou l'utilisation de la construction.

5.2.1. * Les valeurs caractéristiques maximales et minimales à prendre en compte pour les actions considérées comme de longue durée sont définies dans l'article 4 précédent. Dans un grand nombre de cas, il n'est nécessaire de considérer que les actions de longue durée agissant dans le même sens que l'action de courte durée.

En général, les valeurs maximales et minimales d'une même action de longue durée sont prises en compte dans des combinaisons différentes; par exemple, dans le cas d'une tour ou d'une cheminée, on prend en compte successivement la valeur maximale ou la valeur minimale des charges de longue durée suivant que le vent agit dans le même sens ou en sens inverse.

Dans le cas où des actions de longue durée et de même origine interviennent dans la même combinaison à la fois dans un sens favorable et dans un sens défavorable, on ne prend pas en compte une partie de ces actions avec leur valeur caractéristique maximale, l'autre partie avec leur valeur caractéristique minimale, mais on attribue globalement à toutes ces actions soit leur valeur caractéristique maximale, soit leur valeur caractéristique minimale. Par exemple, lorsqu'on étudie le moment de flexion dans une section d'une poutre continue, son poids propre a un effet favorable ou défavorable selon le tronçon considéré entre zéros des lignes d'influence et selon le cas de charge envisagé. Dans une même combinaison, on ne prend en compte pour le poids propre de la poutre sur toute sa longueur qu'une même valeur extrême (maximale ou minimale) et on introduit le moment de flexion dû au poids propre, soit dans le terme $S(\gamma_{QL1} Q_{L1})$, soit dans le terme $S(\gamma_{QL2} Q_{L2})$ définis dans l'article 7 ci-après. La probabilité pour que les poids propres des tronçons successifs soient alternativement surestimés et sous-estimés est en effet négligeable.

De même, dans le cas où une même action de longue durée a des composantes qui sont les unes défavorables, les autres favorables, on considère, soit la valeur caractéristique maximale, soit la valeur caractéristique minimale de cette action, et on prend en compte les composantes correspondantes. Par exemple, lorsqu'une force oblique de direction connue a une composante verticale favorable et une composante horizontale défavorable, on prend en compte soit la valeur maximale, soit la valeur minimale de cette force (il peut être nécessaire de faire successivement les deux hypothèses) et ses composantes s'en déduisent géométriquement. Par contre, s'il s'agit d'un remblai dont le poids a un effet favorable, et la poussée horizontale un effet défavorable, il convient de prendre en compte la valeur minimale du poids et la valeur maximale du coefficient de poussée, parce que les incertitudes sur ces deux éléments ont des origines physiques différentes.

D'une manière générale, les justifications sont à présenter pour les différentes phases de l'exécution, et pour la période d'exploitation.

Dans certains cas, les justifications sont à présenter pour plusieurs époques de l'exploitation de la construction.**

5.2. Dans chacune des combinaisons envisagées, on prend en compte comme actions de longue durée celles qui sont compatibles avec l'action (ou les actions) de courte durée (ou accidentelle) qui figure dans cette combinaison.

5.2.1. Ne sont considérées comme compatibles que des actions dont la concomitance est physiquement possible et présente une probabilité non négligeable.

Les actions de longue durée agissant dans le même sens que l'action (ou les actions) de courte durée (ou accidentelle) sont prises en compte avec leurs valeurs caractéristiques (de longue durée) maximales.

Les actions de longue durée agissant en sens opposé sont prises en compte avec leurs valeurs caractéristiques minimales.*

5.2.2. * Par exemple, lorsque la température est considérée comme action de courte durée, c'est l'intégralité de la variation de température par rapport à la température initiale qui est prise en compte, et non son augmentation par rapport à sa valeur considérée comme action de longue durée, pour l'application du coefficient γ_{Qc} . (Des indications sont données dans le titre VII du fascicule 61 sur le choix des modules de déformation du béton à prendre en compte dans ce cas.)

5.3. * Un cas particulier est par exemple celui d'un réservoir dans lequel le maximum de certaines sollicitations correspond à un niveau intermédiaire entre le vide et le plein. La valeur intermédiaire est alors à examiner.

5.4. * Les textes visés ci-dessus pour les charges d'exploitation indiquent les configurations les plus défavorables à envisager, en excluant les configurations très improbables. Ces principes sont à appliquer dans les circonstances non prévues dans les textes réglementaires.

Article 6.

* Les états-limites ultimes d'équilibre statique sont très divers par leur nature et par leurs conséquences. Il y a lieu d'examiner dans chaque cas la convenance de la méthode indiquée, qui suppose notamment :

- que les calculs sont assez précis et basés sur des hypothèses proches de la réalité, sinon il convient d'augmenter γ_{QL1} et γ_{Qc} et de diminuer γ_{QL2} ;
- que l'action dangereuse est une action de courte durée (ou accidentelle) représentant une fraction importante des actions de longue durée : les équilibres statiques faisant intervenir essentiellement des actions de longue durée (par exemple, construction d'un pont en encorbellement) sont à étudier spécialement ; si la marge de sécurité est faible, il convient plutôt d'assurer la stabilité par des dispositifs appropriés dont on calcule la résistance par les formules de l'article 7.

Si les conséquences d'une rupture d'équilibre étaient exceptionnellement graves, les coefficients γ_Q seraient à modifier dans le sens de la sécurité, conformément au principe de l'article 2.

Article 7.

7.1. * Lorsque la sollicitation correspondant à une action élémentaire Q est proportionnelle à cette action, il est indifférent de multiplier l'action ou la sollicitation par γ_Q . Mais le résultat n'est pas le même lorsque la sollicitation n'est pas proportionnelle à

5.2.2. Dans la même combinaison, les actions cycliques ou intermittentes de même origine ne sont pas considérées en partie comme de longue durée et pour le surplus comme de courte durée : dans les combinaisons successives, elles sont prises en compte intégralement soit comme de courte durée, soit comme de longue durée, avec les valeurs caractéristiques correspondantes.*

5.3. Les actions sont prises pour zéro, soit pour leur valeur caractéristique (maximale ou minimale). On ne recherche pas si des valeurs intermédiaires (des actions, ni des coefficients γ) pourraient être éventuellement plus défavorables, sauf dans des cas particuliers.*

5.4. Pour les actions de courte durée provenant de charges qui peuvent avoir des configurations variées, on recherche pour chaque état-limite la configuration la plus défavorable, à condition non seulement qu'elle soit physiquement possible, mais aussi que sa probabilité ne soit pas négligeable.*

Article 6.

EQUILIBRE STATIQUE

Pour les justifications vis-à-vis des états-limites d'équilibre statique, on multiplie chacune des actions figurant dans la combinaison considérée par des coefficients γ_Q pour obtenir les combinaisons d'actions de calcul à comparer avec les combinaisons d'actions limites.

Sauf prescription différente, ces coefficients γ_{QL1} , γ_{QL2} , γ_{Qc} , dont les indices ont la signification indiquée dans l'article 7 ci-après, sont fixés comme suit :

- lorsque des accidents de personnes sont à craindre en cas de dépassement de l'état-limite considéré, les valeurs de γ_{QL1} et γ_{Qc} sont prises égales à celles qui figurent dans l'article 7.2.1.1 multipliées par 1,2; γ_{QL2} est pris égal à 0,9;*
- dans le cas contraire, γ_{QL1} , γ_{QL2} et γ_{Qc} ont les mêmes valeurs que celles qui figurent dans l'article 7.2.1.1; toutefois, une réduction du coefficient γ_{Qc} peut être admise lorsque le dépassement de l'état-limite considéré ne risque d'entraîner que des conséquences minimales pour la construction elle-même.

Article 7.

SOLLICITATIONS DE CALCUL

7.1. En désignant par :

Q_{L1} l'ensemble des actions de longue durée agissant dans le même sens que les actions de courte durée, ou que l'action accidentelle, intervenant dans la même combinaison ;

l'action élémentaire (cas des structures très déformables telles que ponts suspendus, ou des structures calculées dans leur ensemble en plasticité). C'est pourquoi le principe général est de majorer (ou de minorer) l'action au départ.

Lorsqu'il y a proportionnalité entre sollicitations et actions élémentaires, la formule générale peut aussi s'écrire :

$$\gamma_{S3} [\gamma_{QL1} S(Q_{L1}) + \gamma_{QL2} S(Q_{L2}) + \sum_i \gamma_{Qci} S(Q_{ci})]$$

ou encore :

$$\gamma_{S3} \gamma_{QL1} S(Q_{L1}) + \gamma_{S3} \gamma_{QL2} S(Q_{L2}) + \sum_i \gamma_{S3} \gamma_{Qci} S(Q_{ci})$$

Lorsque toutes les actions de longue durée à considérer sont défavorables, la formule s'écrit :

$$\gamma_{S3} [S(\gamma_{QL1} Q_{L1}) + \sum_i S(\gamma_{Qci} Q_{ci})]$$

Lorsque toutes les actions de longue durée à considérer sont favorables, la formule s'écrit :

$$\gamma_{S3} [S(\gamma_{QL2} Q_{L2}) + \sum_i S(\gamma_{Qci} Q_{ci})]$$

Le signe + placé dans toutes ces formules devant $S(\gamma_{QL2} Q_{L2})$ représente une addition vectorielle (ou simplement algébrique) dans laquelle les effets des actions Q_{L2} sont favorables, c'est-à-dire en sens inverse de ceux des actions Q_{ci} , étant entendu qu'il s'agit du sens des composantes principales vis-à-vis de l'effet considéré, certaines autres composantes de Q_{L2} et Q_{ci} pouvant être dirigées dans le même sens.

7.2.1.1. * Quand on considère les actions de longue durée seules, $Q_c = 0$.

** Dans les combinaisons correspondantes, on prend en compte comme action de courte durée les valeurs caractéristiques (différentes suivant la destination du bâtiment) des charges sur les planchers, notées Q_B , à l'exclusion des charges dues aux cloisons, qui sont à inclure dans les actions de longue durée Q_L (voir article 4.1.2 ci-dessus).

On introduit aussi dans Q_L une charge de neige de longue durée égale à la moitié de la valeur caractéristique de courte durée des charges dues à la neige, sous réserve d'indications différentes ou plus précises données sur ce point dans le titre IV du fascicule 61.

*** Avec leur valeur caractéristique « de courte durée ».

Pour la température, le commentaire de l'article 4.2.1 ci-dessus donne des indications sur les valeurs caractéristiques à prendre en compte.

Q_{L2} l'ensemble des actions de longue durée agissant en sens inverse ;

Q_{cl} les actions de courte durée ou les actions accidentelles, et d'une manière générale par $S (\gamma_Q Q)$ la sollicitation due à une action de calcul (ou à un ensemble d'actions de calcul) $\gamma_Q Q$, les sollicitations de calcul s'écrivent sous la forme générale suivante :

$$\gamma_{S3} [S (\gamma_{QL1} Q_{L1}) + S (\gamma_{QL2} Q_{L2}) + \sum_i S (\gamma_{Qcl} Q_{cl})] *$$

les valeurs données aux différentes actions étant leurs valeurs caractéristiques définies dans les articles précédents.

7.2. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états-limites ultimes.

7.2.1. Combinaisons fondamentales.

7.2.1.1. Etats-limites ultimes de résistance (autre qu'à la fatigue).

Les sollicitations de calcul à considérer sont les suivantes :

$$1,2 [S (1,1 Q_{L1}) + S (0,9 Q_{L2}) + S (\gamma_{Qc} Q_c)] *$$

avec :

$\gamma_{Qc} = 1,4$ lorsque Q_c représente les charges appliquées en cours d'exécution ;

$\gamma_{Qc} = 1,33$ lorsque Q_c représente les charges non exceptionnelles sur les ponts-routes ;

$\gamma_{Qc} = 1,25$ lorsque Q_c représente :

- soit les charges sur les planchers des bâtiments ; **
- soit les charges sur les ponts-rails ;

— soit les actions de la température ; ***

— soit les autres actions cycliques ; ***

Il est rappelé que pour certaines constructions ou éléments de construction, il y a lieu d'examiner au surplus les effets des variations rapides de la température, ainsi que ceux des gradients thermiques.

**** Pour le calcul des bâtiments, lorsque Q_c représente soit les actions cycliques, soit les charges climatiques :

— lorsque les charges verticales ont un effet défavorable, on introduit dans Q_{L1} (en plus des actions permanentes, y compris le poids des cloisons) la partie de la valeur caractéristique des charges sur les planchers qui doit être considérée comme de longue durée ; cette partie, qui dépend de l'utilisation du bâtiment, est prise égale à $0,4 Q_B$ pour les locaux à usage d'habitation et analogues (écoles, bureaux, etc.), à des valeurs comprises entre $0,4 Q_B$ et Q_B pour les bâtiments industriels, suivant leurs conditions d'exploitation, et à Q_B pour les bâtiments de stockage dont la charge s'approche fréquemment de sa valeur caractéristique ;

De plus, lorsque l'action de courte durée considérée est celle du vent, on introduit dans Q_{L1} une charge de neige de longue durée suivant les indications données dans le commentaire ** ci-dessus.

— lorsque les charges verticales ont un effet favorable, on introduit dans le terme Q_{L2} uniquement les actions permanentes, y compris le poids des cloisons, avec leurs valeurs caractéristiques minimales, à l'exclusion des charges sur les planchers et des charges de neige.

***** Il s'agit des convois militaires et des convois exceptionnels définis dans le titre II du fascicule 61, des convois spéciaux sur les ponts-rails ou d'autres charges d'exploitation de caractère particulier définies dans des textes généraux ou dans le C. P. S.

7.2.1.2. * Il est rappelé que les phénomènes d'instabilité de forme (flambement, déversement, voilement) ont été la cause de nombreux accidents et qu'ils doivent être examinés avec attention pendant les diverses phases de l'exécution et en service.

7.2.2. * Dans les combinaisons correspondantes, on introduit dans Q_{L1} , en plus des actions permanentes, y compris le poids des cloisons, une charge de neige de longue durée estimée à la moitié de la valeur caractéristique de courte durée des charges dues à la neige, sous réserve d'indications différentes ou plus précises données sur ce point dans le titre IV du fascicule 61.

Le coefficient γ_{Qcl} dépend de la probabilité de simultanéité des charges sur les planchers avec les charges dues au vent, donc de l'utilisation du bâtiment. Il peut être pris égal à 1 dans les locaux à usage d'habitation et analogues, sauf circonstances particulières, et doit atteindre 1,25 dans les constructions utilisées en permanence pour le stockage. Il est compris entre 1 et 1,25 pour les bâtiments industriels, suivant leurs conditions d'exploitation.

— soit les charges climatiques (neige ou vent) ; ****

$\gamma_{Qc} = 1,1$ lorsque Q_c représente les charges d'exploitation de caractère particulier. *****

γ_{Qc} est fixé par le C. P. S. pour les autres actions de courte durée, notamment pour les charges d'exploitation des constructions autres que les bâtiments et les ponts.

Les valeurs ainsi fixées pour $\gamma_{QL1} = 1,1$, $\gamma_{SS} = 1,2$ et γ_{Qc} peuvent être augmentées (et $\gamma_{QL2} = 0,9$ peut être diminué) par le C. P. S. dans les cas visés dans l'article 2 ci-dessus. Elles ne peuvent être modifiées dans l'autre sens que sur justification particulière.

7.2.1.2. *Etats-limites ultimes de stabilité de forme.**

Les coefficients γ correspondants sont fixés soit par le C. P. C., soit, à défaut, par le C. P. S.

7.2.1.3. *Etats-limites ultimes de résistance à la fatigue.*

Lorsqu'il y a lieu d'examiner la résistance à la fatigue, le C. P. C., ou à défaut le C. P. S., fixe la valeur caractéristique de l'action de courte durée à considérer, l'amplitude des variations et le nombre de cycles à envisager, ainsi que les modifications à apporter aux coefficients γ .

7.2.2. *Combinaisons supplémentaires.*

Les sollicitations de calcul à considérer sont les suivantes :

$1,2 [S (1,1 Q_{L1}) + S (0,9 Q_{L2}) + S (\gamma_{Qc1} Q_{c1}) + S (\gamma_{Qc2} Q_{c2})]$
avec, suivant les combinaisons :

- I. $\left. \begin{array}{l} \gamma_{Qc1} = 1,3 \text{ lorsque } Q_{c1} \text{ représente les charges appliquées} \\ \text{en cours d'exécution ;} \\ \gamma_{Qc2} = 1,25 \text{ lorsque } Q_{c2} \text{ représente les actions du vent en} \\ \text{cours d'exécution.} \end{array} \right\}$
- II. $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_{Qc1} = 1 \text{ à } 1,25 \text{ lorsque } Q_{c1} \text{ représente les charges sur les} \\ \text{planchers des bâtiments ; *} \\ \gamma_{Qc2} = 1 \text{ lorsque } Q_{c2} \text{ représente les charges dues au vent.} \end{array} \right.$

** Cette combinaison suppose la compatibilité de l'action de la neige et de la charge d'exploitation.

Le coefficient γ_{Qc1} dépend de l'utilisation du bâtiment. Il peut être pris égal à 1,1 pour les locaux à usage d'habitation et analogues, sauf circonstances particulières, et doit atteindre 1,25 dans les constructions utilisées en permanence pour le stockage. Il est compris entre 1,1 et 1,25 pour les bâtiments industriels, suivant leurs conditions d'exploitation.

Le coefficient γ_{Qc2} dépend des conditions climatiques de la région et de l'exposition du bâtiment. Sous réserve d'indications différentes ou plus précises données dans le titre IV du fascicule 61, il est pris égal à 1 dans les circonstances les plus favorables et doit atteindre 1,2 lorsque le bâtiment risque d'être soumis pendant de longues périodes à l'action de la neige.

7.3. * Les états limites d'utilisation dépendent principalement des conditions d'exploitation et de durabilité recherchées pour la construction. Il s'agit surtout d'états limites de déformation (instantanée ou différée) et, pour les constructions en béton armé ou précontraint, d'états limites de décompression, de formation de fissures, d'ouvertures de fissures, définis dans le C. P. C. et précisés dans le C. P. S.

Le C. P. S. peut prescrire de considérer d'autres états limites d'utilisation liés à des considérations d'aspect, de confort des usagers, etc.

7.3.1. * Lorsque l'état limite considéré est défini comme la différence entre un état sous charges de courte durée et un état sous charges de longue durée (par exemple, augmentation de la flèche d'un plancher ou d'une poutre sous l'effet des charges d'exploitation), on ne tient compte que des sollicitations $S (\gamma_{Qc} Q_c)$.

** Cette disposition vise notamment les éléments de construction en béton précontraint calculés en genre III pour lesquels on ne considère vis-à-vis des états limites d'utilisation qu'une fraction χ des charges d'exploitation, dont le titre VII du fascicule 61 définit les valeurs et la manière de les introduire dans les calculs.

*** Par exemple, si l'état limite considéré est une oscillation désagréable mais non dangereuse d'un bâtiment, l'action caractéristique du vent à prendre en compte peut être réduite par rapport à sa valeur vis-à-vis d'un état limite ultime.

**** Il est rappelé notamment que les charges routières non exceptionnelles définies dans le titre II du fascicule 61 sont à prendre en compte dans les justifications vis-à-vis des états limites d'utilisation avec un coefficient : $\gamma_{Qc} = 1,2$.

- III. } $\gamma_{Qc1} = 1,1$ à 1,25 lorsque Q_{c1} représente les charges sur les planchers des bâtiments; **
 } $\gamma_{Qc2} = 1$ à 1,2 lorsque Q_{c2} représente les charges dues à la neige. **
- IV. } $\gamma_{Qc1} = 1,1$ lorsque Q_{c1} représente les charges sur les ponts-rails;
 } $\gamma_{Qc2} = 1,1$ lorsque Q_{c2} représente les actions du vent compatibles avec l'application de ces charges.

Dans ces combinaisons, les valeurs caractéristiques des actions Q_c sont respectivement les mêmes que celles qui sont prises en compte dans les combinaisons fondamentales (article 7.2.1.1) à l'exclusion des actions du vent Q_{c2} dans la combinaison IV qui est spécifique.

7.2.3. Combinaisons accidentelles.

Les coefficients γ_{S3} , γ_{QL1} , γ_{QL2} et γ_{Qc} sont fixés par le C.P.C. ou le C.P.S. ainsi que la valeur caractéristique à prendre en compte pour chaque action accidentelle.

7.3. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états-limites d'utilisation.*

7.3.1. Combinaisons fondamentales.

Les sollicitations de calcul à considérer sont de la forme :

$$S(Q_{L1}) + S(Q_{L2}) + S(\gamma_{Qc} Q_c) *$$

Sauf prescription différente du C.P.C.** ou du C.P.S.***, on donne aux actions les mêmes valeurs caractéristiques que dans les combinaisons relatives aux états-limites ultimes, énumérés dans l'article 7.2.1.1 ci-dessus.

Sauf prescription différente**** du C.P.C. ou du C.P.S., on prend $\gamma_{Qc} = 1$.

7.3.2. * Il s'agit notamment des états limites de déformation, de décompression, de formation de fissures, d'ouverture de fissures et, éventuellement, d'autres états limites d'utilisation, sous l'effet combiné des charges d'exploitation et des charges climatiques.

Article 8.

* Quoique les connaissances ne soient pas encore suffisantes pour permettre de définir les états limites des fondations, il est recommandé de s'attacher à étudier dans cette optique les règles de calcul à leur appliquer. On trouvera ci-après quelques indications générales dans ce but.

1. Vis-à-vis des structures portées, les actions exercées par les fondations pourront être considérées comme actions extérieures; c'est en particulier ce que considère le présent document en ce qui concerne les effets de tassements.

Par ailleurs les structures portées appliquent ou transmettent aux fondations des actions dont les effets sont à comparer aux états limites des fondations.

2. On peut considérer que les états limites des fondations se classent en états limites d'utilisation et états limites ultimes. Dans un cas comme dans l'autre, ces états limites sont à étudier :

- d'une part en fonction de la fondation elle-même;
- d'autre part en fonction des interactions de la fondation et de la structure portée.

Par exemple, un état limite d'utilisation d'une fondation devra :

- respecter l'intégrité des pieux qui constituent la fondation;
- ne donner lieu qu'à des tassements qui respectent l'intégrité de la structure portée.

7.3.2. *Combinaisons supplémentaires.*

Les sollicitations de calcul à considérer sont de la forme :

$$S(Q_{L1}) + S(Q_{L2}) + (\gamma_{Qc1} Q_{c1}) + S(\gamma_{Qc2} Q_{c2})$$

avec, suivant les combinaisons :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_{Qc1} = 1 \text{ lorsque } Q_{c1} \text{ représente les charges appliquées en cours} \\ \text{d'exécution ;} \\ \gamma_{Qc2} = 1 \text{ lorsque } Q_{c2} \text{ représente les actions du vent en cours d'exé-} \\ \text{cution ;} \\ \gamma_{Qc1} = 1 \text{ lorsque } Q_{c1} \text{ représente les charges sur les ponts-rails ;} \\ \gamma_{Qc2} = 1 \text{ lorsque } Q_{c2} \text{ représente les actions du vent compatibles} \\ \text{avec l'application de ces charges.} \end{array} \right.$$

Les autres combinaisons supplémentaires à considérer sont indiquées dans le C. P. C. ou le C. P. S. *

Dans ces combinaisons, les valeurs caractéristiques des actions sont respectivement les mêmes que celles qui sont indiquées dans l'article 7.2.2 ci-dessus.

7.3.3. *Combinaisons accidentelles.*

Vis-à-vis des états-limites d'utilisation, les combinaisons accidentelles ne sont à considérer que dans des cas particuliers. Le C. P. S. fixe alors les sollicitations de calcul correspondantes.

Article 8.

FONDATEMENTS

Les principes et les règles générales définis ci-dessus peuvent être appliqués au calcul des fondations. *

De même un état limite de rupture d'une fondation devra :

- correspondre à une marge suffisante de la résistance ultime de la fondation vis-à-vis des actions appliquées ;
- être précédé d'un état de la fondation tel que sous les actions extérieures ($\gamma_Q Q$) les plus défavorables, ces actions et les actions appliquées par la fondation à la structure portée n'entraînent pas la ruine de la construction.

3. Dans ces études on pourra considérer généralement que les actions extérieures Q et les coefficients $\gamma_Q Q$ sont les mêmes pour les fondations que pour les structures portées, sous la réserve mentionnée dans l'article 6 ci-dessus à propos de l'équilibre statique ; à ce sujet on notera comme simplification excessive celle qui consisterait à admettre qu'une pression exercée sur le terrain puisse rester illimitée jusqu'à basculement de la fondation. Toutefois, on sera amené à distinguer, selon d'ailleurs la nature de la construction et de la fondation, les actions extérieures donnant lieu :

- à des « efforts passifs », qu'un très faible déplacement, non dommageable pour la fondation ni pour la structure, suffit à annuler : par exemple effort de frottement ou de rappel d'un appareil d'appui, ou poussée supplémentaire au repos d'un remblai ; ces efforts pourront souvent être négligés ;
- à des « efforts actifs », qui à l'inverse des précédents persisteront jusqu'à l'apparition de dommages : par exemple effort de poussée, sur une construction quelconque, d'un remblai en équilibre limite, ou poussée de gonflement, sur un élément raide, d'un remblai argileux ; ces efforts ne pourront jamais être négligés.

4. En revanche non seulement les coefficients γ_m , mais aussi le coefficient γ_{SS} , devront être systématiquement reconsidérés pour toute extension aux fondations de la théorie des états limites.

ANNEXE II

Supplément
1978

STABILITÉ DES AMES DE POUTRES DE BATIMENT

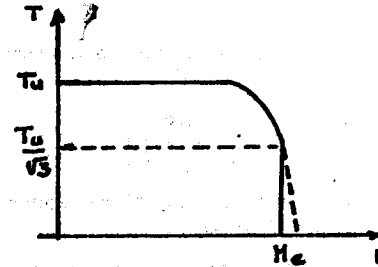
II.1. Les prescriptions développées dans cette annexe résultent des recherches effectuées par MM. Basler et Thurlimann. La méthode utilisée est semi-empirique.

II.2. L'inégalité proposée n'est autre que la condition :

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma^*}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau^*}\right)^2 \leq 1,8$$

* II.3. L'inégalité tient compte de la superposition des contraintes de cisaillement moyennes aux effets de membrane.

** Cette seconde inégalité tient compte de la courbe d'interaction moment fléchissant — effort tranchant.



M_e correspond au moment fléchissant admissible.

T_u correspond à l'effort tranchant ultime $T_u = \frac{btj\epsilon}{k_v}$

II.4. La condition relative à l'inertie est purement expérimentale. Celle qui correspond à la section relative du raidisseur est obtenue en écrivant que l'effort de compression par voilement dans le raidisseur est admissible.

Les paramètres γ et δ sont définis au commentaire de l'article 18.2.

Suppression
en 1978

ANNEXE II

STABILITÉ DES AMES DE POUTRES DE BATIMENT

II.1. Les présentes prescriptions ne sont applicables qu'aux poutres de bâtiments, soumises à des charges statiques verticales, de hauteur constante. Elles peuvent être appliquées sans restriction pour :

$$\frac{b}{t} \leq 170 \sqrt{\frac{235}{\sigma_e}}$$

Elles sont applicables pour :

$$170 \sqrt{\frac{235}{\sigma_e}} < \frac{b}{t} < 340 \sqrt{\frac{235}{\sigma_e}}$$

à condition que la contrainte maximum de la semelle comprimée Ω_m soit limitée à :

$$\sigma_e \left[1 - 0,0005 \frac{bt}{\Omega_m} \left(\frac{b}{t} - 170 \sqrt{\frac{235}{\sigma_e}} \right) \right]$$

Le centre de gravité des poutres est supposé se trouver sensiblement à mi-hauteur de la poutre (*).

II.2. Dans le cas d'une âme non raidie les contraintes (σ , τ) dans une section de la poutre doivent satisfaire à l'inégalité suivante :

$$\left(\frac{\sigma}{4,5} \right)^2 + \tau^2 \leq 0,018 \left(1000 \frac{t}{b} \right)^4$$

b désigne la hauteur de la poutre ;

t désigne l'épaisseur de l'âme de la poutre (*).

II.3. Dans le cas d'une âme de poutres raidies par les raidisseurs verticaux espacés d'une distance $a = \alpha b$ si on désigne par τ^* la contrainte critique de voilement du panneau élémentaire (a, b), on doit vérifier :

$$* k_v \tau \leq \sigma_e \text{ avec } k_v = \frac{2 \sigma_e \sqrt{1 + \alpha^2}}{\sigma_e + (2 \sqrt{1 + \alpha^2} - 1,67) \tau^*}$$

De plus si :

$$k_v \tau > \frac{\sigma_e}{\sqrt{3}} **$$

$$\text{et } \sigma_t \geq \sigma_e \frac{6 \Omega_m}{6 \Omega_m + bt}$$

Supprimé
1978

ANNEXE III

DÉVERSEMENT EN FLEXION SIMPLE DES POUTRELLES

(Formules simplifiées.)

III.1. Les formules simplifiées applicables à la vérification de la stabilité des poutrelles s'appliquent aux poutrelles laminées courantes :

I P E, I A P, I P N, H E et H N.

— on désigne par B la quantité :

$$B = \frac{1}{1000} \frac{1}{m_4} \frac{1}{c} \frac{l b}{t} \frac{\sigma_a}{235}$$

— la définition des dimensions géométriques l, b, c, t est donnée sur le dessin ci-dessous. Le paramètre m₄ est défini au commentaire de l'article 19.1.

— la stabilité de la poutrelle est assurée si B ≤ 0,25.

Dans le cas où 0,25 < B < 0,75 on doit avoir :

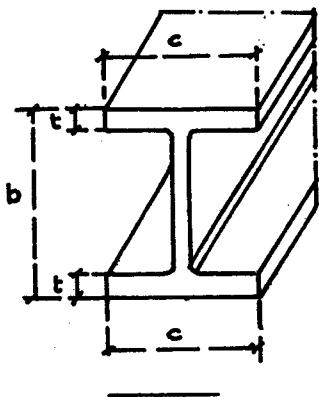
$$\sigma_r \leq \frac{\sigma_a}{1 + 2 (B - 0,25)^2}$$

Dans le cas où 0,75 ≤ B on doit avoir :

$$\sigma_r \leq \frac{\sigma_a}{2B}$$

Dans le cas des poutrelles en H on remplace dans les formules ci-dessus c par la quantité 1,09 c.

l désigne la portée de la poutrelle.



σ_r désignant la contrainte de compression dans la semelle de section Ω_m on doit vérifier :

$$\left(\frac{k_v \tau}{\sigma_e}\right)^2 + \left(\frac{2}{3} + \frac{4 \Omega_m}{bt}\right) \frac{\sigma_r}{\sigma_e} \leq 1 + \frac{4 \Omega_m}{bt}$$

II.4. Les raidisseurs verticaux doivent présenter les caractéristiques suivantes :

Inertie relative :

$$\gamma \geq 1,73 \left(\frac{b}{100 t}\right)^3 \times \left(\frac{\sigma_e}{235}\right)^{3/2}$$

Section relative :

$$\delta \geq \frac{\alpha}{2} \left(1 - \frac{\alpha}{\sqrt{1+\alpha^2}}\right) \left(1 - \frac{1,67 \tau^*}{\sigma_e}\right) \frac{\sigma_e}{\sigma_{er}} \times D_r$$

σ_{er} désigne la limite d'élasticité de l'acier du raidisseur ;

$D_r = 1$ si le raidisseur est disposé symétriquement par rapport à l'âme ;

$D_r = 2.4$ si le raidisseur est constitué par un plat situé d'un seul côté de l'âme.

en 1978

ANNEXE II

FILS ET CABLES

- * IV.1. Les prescriptions de la présente annexe ne concernent pas les câbles ou haubans utilisés dans les opérations de montage. Pour les spécifications concernant les caractères des matériaux et les problèmes de protection il convient de se référer aux documents publiés par les services techniques du ministère de l'équipement et des transports. Les prescriptions de la présente annexe ne sont applicables qu'aux fils dont la résistance est inférieure à 1.600 N/mm². Pour des fils de résistance supérieure il convient de procéder notamment à des vérifications à la fatigue.
- * IV.2. Les contraintes limites peuvent être diminuées dans le cas de sollicitations dynamiques très importantes. Ce cas est rare, l'intensité des sollicitations dues aux surcharges étant faible par rapport à celle des sollicitations dues à la charge permanente.
- * IV.3. Ces valeurs du module d'élasticité sont uniquement valables pour l'étude du câble en service. Pendant les phases de construction et pour les phases de réglage du câble avant mise à longueur, des valeurs plus faibles du module d'élasticité sont à prendre en compte. Ces valeurs sont à justifier expérimentalement.
- * IV.6. Les valeurs de coefficient de frottement sont des valeurs minimales données à titre indicatif. Il convient d'obtenir expérimentalement lors de l'exécution les valeurs exactes.

ANNEXE IV ANNEXE II

FILS ET CABLES

IV.1. Les présentes prescriptions ne s'appliquent qu'aux câbles utilisés pour constituer les câbles des constructions haubanées.

— les câbles envisagés sont constitués soit de fils parallèles soit d'éléments toronnés.

Tous les fils constitutifs d'un câble doivent présenter une même résistance nominale à la traction.

IV.2. La contrainte de traction dans les câbles ne doit pas dépasser les valeurs suivantes, les combinaisons d'actions étant déterminées conformément à l'article 7*.

Câbles à fils parallèles.	Câbles toronnés.
$0,60 \sigma_r$	$0,56 \sigma_r$

IV.3. Le module d'élasticité des câbles sera pris égal à :

Câbles à fils parallèles.	Câbles toronnés.
200.000 N/mm^2	170.000 N/mm^2

IV.4. La charge linéaire due à la pression transversale du câble est limitée à 1.300 N/mm dans le cas d'un contact direct et à 3.500 N/mm dans le cas d'un contact indirect.

IV.5. Dans le cas des câbles toronnés le rayon de courbure du câble ne doit pas dépasser trente fois le diamètre du câble considéré.

IV.6. Le coefficient de frottement entre fils ou entre câbles est pris égal à 0,13. Le coefficient de frottement entre fils ou câbles et les pièces d'appuis est pris égal à 0,15*.

APPENDICE

NOTATIONS

1. Il est recommandé de faire usage des notations ci-après parmi lesquelles ont été choisies celles qui ont été utilisées dans les présentes prescriptions.
2. *Principes.*
 - 2.1. *Majuscules latines.*

Elles désignent :

 - les actions et sollicitations de calcul.
 - les grandeurs géométriques à l'exception des longueurs.
 - les modules d'élasticité et de déformation.
 - 2.2. *Minuscules latines.*

Elles désignent :

 - les longueurs et les quantités géométriques ayant les dimensions d'une longueur.
 - les densités des forces réparties.
 - le temps.
 - certains coefficients.
3. *Majuscules grecques.*

Elles ne sont employées que dans quelques cas consacrés par l'usage.
4. *Minuscules grecques.*

Elles désignent :

 - les contraintes.
 - les grandeurs réduites (ou sans dimensions), telles que les déformations relatives.
 - certains coefficients.
5. *Indices.*

Les indices sont employés pour distinguer des grandeurs de même nature, représentables pour le même symbole, mais se rapportant à des matériaux ou à des rôles mécaniques différents.

Les indices sont constitués, sauf exceptions, par une ou plusieurs minuscules latines ou une majuscule latine éventuellement suivie de minuscules.

Un indice ou une suite d'indices peuvent être omis dans le but d'alléger l'écriture, s'il ne risque pas d'en résulter de confusion.

6. *Apostrophe.*

L'apostrophe s'applique aux efforts et contraintes de compression ainsi qu'aux sections comprimées, qu'elle distingue des efforts et contraintes de traction ainsi que des sections tendues.

L'apostrophe distingue aussi la fibre supérieure de la section, de sa fibre inférieure.

L'apostrophe peut être omise quand il n'y a aucun risque de confusion.
7. *Surlignage.*

Le surlignage d'une grandeur mécanique qu'il s'agit d'une valeur limite.
8. *Astérisque.*

Un astérisque indique qu'il s'agit d'une force ou d'une contrainte critique dans le cas des phénomènes d'instabilité.
9. *Indices.*

La signification des divers indices est la suivante :

 - 9.1. *Majuscules latines :*
 - A_c Le symbole se rapporte à une action accidentelle ;
 - B Le symbole se rapporte à une charge d'exploitation sur les planchers du bâtiment ;
 - F Le symbole se rapporte à une charge d'exploitation ferroviaire ;
 - L Le symbole se rapporte à une action de longue durée ;
 - M Le symbole se rapporte à une charge d'exploitation militaire ou assimilée ;
 - N Le symbole se rapporte à une action due à la neige ;
 - T Le symbole se rapporte à une variation de température ou à une action cyclique d'intensité variable ;
 - V₁ Le symbole se rapporte à une action due au vent en cours d'exécution ;
 - V₂ Le symbole se rapporte à une action due au vent en service ;
 - V₃ Le symbole se rapporte à une action due au vent compatible avec les charges d'exploitation.
 - 9.2. *Minuscules latines :*
 - c Le symbole se rapporte à une action de courte durée ;
 - e Le symbole se rapporte à la limite d'élasticité de l'acier ou à une action en cours d'exécution ;
 - f Le symbole se rapporte à la flexion simple ;
 - m Le symbole se rapporte à une valeur moyenne ;
 - min Le symbole se rapporte à une valeur minimale ;
 - max Le symbole se rapporte à une valeur maximale ;
 - x Le symbole se rapporte à la direction x ;
 - y Le symbole se rapporte à la direction y.
10. *Notations.*

La signification des principales notations est la suivante :

10.1. *Majuscules latines :*

- D — est relatif à la rigidité d'une plaque ;
- E — est relatif au module d'élasticité de l'acier ;
- F — est relatif à une force ;
- Fr — est relatif à l'effort résistant au glissement d'un assemblage ;
- F* — est relatif à une force critique de flambement ;
- G — est relatif au module d'élasticité transversal de l'acier ;
- I — est relatif à un moment d'inertie de flexion d'une poutre à plan moyen par rapport à l'axe central d'inertie de la section normal au plan moyen ;
- J — est relatif à un moment d'inertie de flexion d'un raidisseur par rapport au plan moyen de la tôle raidie ;
- K — est relatif au moment d'inertie de torsion d'une poutre ;
- M — est relatif au moment fléchissant dans une poutre simplement fléchie ;
- M* — est relatif au moment critique de déversement ;
- N — est relatif à un effort normal de compression ;
- N' — est relatif à un effort de traction ;
- N_v — est relatif à un effort de précontrainte dans un boulon ;
- Q — est relatif à une action quelconque ;
- S — est relatif à une sollicitation de calcul quelconque ;
- T — est relatif à l'effort tranchant ;
- T*_F — est relatif à un effort tranchant de flambement.

10.2. *Minuscules latines :*

- a — est relatif à la longueur d'un panneau, d'une poutre ou au rayon de gorge d'une soudure ;
- b — est relatif à la hauteur d'un panneau de poutre ou de la distance entre axe de poutres ;
- b_o — est relatif à la largeur participante de tôle dans le cas d'une dalle orthotrope ;
- d — est relatif au diamètre d'un boulon HR ou d'un rivet ;
- e — est relatif à l'excentrement d'un effort par rapport à un axe ;
- fr — est relatif à l'effort résistant au glissement d'un boulon HR ;
- i — est relatif au rayon de giration d'une section ;
- k — est relatif à un coefficient tenant compte des efforts dynamiques ou alternés dans les assemblages ;
- l — est relatif à la longueur d'un cordon de soudure ou à la distance entre appareils d'appuis d'une poutre ;
- m — est relatif à un coefficient caractérisant l'encastrement d'une pièce dans les problèmes de flambement ou de déversement ;
- r — est relatif au rayon de courbure ;
- t — est relatif à l'épaisseur d'une tôle ou d'un panneau ;
- v (et v') — est relatif aux distances du centre de gravité de la section totale d'acier aux fibres extrêmes, respectivement supérieure (et inférieure).

10.3. *Majuscules grecques :*

- Ω — est relatif à l'air d'une section ou d'un raidisseur.

10.4. *Minuscules grecques :*

- γ — est relatif au coefficient pondérant une action ou à la rigidité relative des raidisseurs ;
- δ — est relatif à la section relative d'un raidisseur ou distance entre axes de deux rivets ou boulons voisins ;
- λ — est relatif à l'élançement d'un pièce comprimée ;
- μ — est relatif au coefficient de Poisson de l'acier ;
- σ — est relatif à une contrainte normale de traction ;
- σ' — est relatif à la contrainte normale de compression ;
- |σ|max — est relatif à la valeur absolue de la plus grande contrainte normale (traction ou compression) ;
- |-σ|max — est relatif à la valeur absolue de la plus grande contrainte normale de signe opposé ;
- σ_e — est relatif à la limite d'élasticité de l'acier ;
- σ_f — est relatif à la contrainte normale de flexion ;
- σ_f* — est relatif à la contrainte critique de déversement.
- σ* — est relatif à la contrainte d'Euler ;
- σ'_m — est relatif à la contrainte normale moyenne de compression ;
- σ'_m — est relatif à la contrainte normale admissible en compression ;
- σ_r — est relatif à la contrainte de rupture des fils d'un câble ;
- τ — est relatif à une contrainte tangente (ou de cisaillement) ;
- |τ|max — est relatif à la valeur absolue de la plus grande contrainte tangente (positive ou négative) ;
- |-τ|max — est relatif à la valeur absolue de la plus grande contrainte tangente de signe opposé ;
- φ — est relatif au coefficient de frottement dans les assemblages par boulons HR ;
- φ — est relatif au rapport des contraintes normales extrêmes dans une section fléchie.