

MINISTÈRE DE L'HABITAT

DOCUMENT TECHNIQUE RÉGLEMENTAIRE
D.T.R.-B.C.-2.44

**REGLES DE CONCEPTION
ET DE CALCUL
DES STRUCTURES EN ACIER
"CCM 97"**

MINISTERE DE L'HABITAT

DOCUMENT TECHNIQUE REGLEMENTAIRE
D.T.R.-B.C.-2.44

**REGLES
DE CONCEPTION ET DE CALCUL
DES STRUCTURES EN ACIER**

CENTRE NATIONAL DE RECHERCHE APPLIQUEE EN GENIE PARASISMIQUE
Rue Kaddour RAHIM (Prolongée) BP 252 HUSSEIN-DEY ALGER
Tél. : (02) 77-66-73 et 59-90-61 Fax : 77-66-56 Telex : 65494 CGS DZ
E.Mail : cgsd@lst.Cerist.dz

**ARRETE N° 256 SPM / MIHAB PORTANT APPROBATION
DU DOCUMENT TECHNIQUE REGLEMENTAIRE
RELATIF AUX «REGLES DE CONCEPTION ET
DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER»**

LE MINISTRE DE L'HABITAT,

- Vu le décret présidentiel n° 97-230 du 19 Safar 1418 correspondant au 24 Juin 1997, portant nomination du chef de gouvernement,
- Vu le décret présidentiel n° 97-231 du 20 Safar 1418 correspondant au 25 Juin 1997, portant nomination des membres du gouvernement,
- Vu le décret n° 85-71 du 11 Rabie El Aouel 1405 correspondant au 13 Avril 1985, portant création du Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (C.G.S), modifié et complété par le décret n° 86-212 du 13 Dhou-El-Hidja 1406 correspondant au 19 Août 1986,
- Vu le décret n° 86-213 du 13 Dhou El Hidja 1406 correspondant au 19 Août 1986, portant création d'une commission technique permanente pour le contrôle technique de la construction,
- Vu le décret exécutif n° 92-176 du 01 Dhou El Kaada 1412 correspondant au 04 Mai 1992 fixant les attributions du Ministre de l'Habitat,

A R R E T E

ARTICLE 01 : Est approuvé le document technique réglementaire D.T.R B.C 2.44 intitulé " REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER " annexé à l'original du présent arrêté.

ARTICLE 02 : Le Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (C.G.S), est chargé de l'édition et de la diffusion du présent document technique réglementaire.

ARTICLE 03 : Le présent arrêté sera publié au Journal Officiel de la République Algérienne Démocratique et Populaire.

Fait à Alger, le

LE MINISTRE DE L'HABITAT

COMITE DE REDACTION

Président :	BELAZOUGUI Mohamed	Directeur du CGS
Membres :	AMEUR Boualem	Chef Dpt Réglementation Technique et Réduction du Risque Sismique (DRS) au CGS
	AMMARI Fatiha	Chargée de cours - IGC/USTHB Chef du Dpt CCI
	BELAZOUGUI Mohamed	Directeur du CGS
	BOUCHEFA Ouahiba	Chef-Service Réglementation Technique (SR/DRS) au CGS
	OUALI Mahfoud	Ingénieur - BATIMETAL
	OUAKLI Ahmed	Chargé de Recherche au CGS
	TERCHI Boualem	Sous-Directeur - BATIMETAL

GROUPE DE TRAVAIL SPECIALISE (GTS)

Président :	BELAZOUGUI Mohamed	Directeur du CGS
Rapporteur :	OUAKLI Ahmed	Chargé de Recherche au CGS
Membres :	ABDELMOUMENE Mustapha	Directeur au CTC/OUEST
	ALLAOUA Rachid	Ingénieur au CTC/CHLEF
	AMEUR Boualem	Chef Dpt Réglementation Technique et Réduction du Risque Sismique (DRS) au CGS
	AMMARI Fatiha	Chargée de cours - IGC/USTHB Chef Dpt - CCI
	AYADI Hacène	Directeur au CTC/EST
	BAHIDJ Rabah	Chef Dpt. - ENCC
	BELAZOUGUI Mohamed	Directeur du CGS
	BENHOUEHOU Mohamed	Directeur du CTPP
	BOUCHEFA Ouahiba	Chef-Service Réglementation Technique (SR/DRS) au CGS
	CHERRARED Malek	Ingénieur au Ministère de l'Habitat
	MAZOUZI Fethi	Ingénieur au CTC/SUD
	OUALI Mahfoud	Ingénieur à BATIMETAL
	OUAKLI Ahmed	Chargé de Recherche au CGS
	SADOUN Abderrahmane	Ingénieur au CTC/EST
	SAKHRAOUI Saïd	Attaché de Recherche au CNERIB
	TERCHI Boualem	Sous-Directeur à BATIMETAL
	ZENAIDI Mustapha	Ingénieur-Inspecteur à ENACT
	ZERROUKI Youcef	Ingénieur à SIDEM

Ingénieur ayant rapporté son concours : BECHTOULA Hakim, attaché de recherche au CGS.

Remarque : le CGS et les membres du GTS remercient très sincèrement Mr. BARAKA Saïd, Docteur en Génie Civil, pour son aide multiforme et sa précieuse contribution aux travaux du groupe

SOMMAIRE

CHAPITRE 1 : PRINCIPES GENERAUX	Page
1.1. Objet	1
1.2. Domaine d'application	1
1.3. Principes des justifications	2
1.3.1. Méthodes des états limites	2
1.3.2. Situation des projets	2
1.4. Hypothèses	2
1.5. Terminologie	3
1.6. Notations et unités	3
1.6.1. Notations	3
1.6.2. Unités	3
 CHAPITRE 2 : BASES DE CALCUL	
2.1. Exigences fondamentales	5
2.2. Actions	5
2.2.1. Définition	5
2.2.2. Classification	5
2.2.3. Valeurs représentatives des actions	6
2.2.3.1. Valeur caractéristique F_k	6
2.2.3.2. Valeurs représentatives des actions variables	7
2.2.3.3. Valeurs de calcul des actions F_d	8
2.2.4. Combinaisons d'actions	8
2.3. Exigences de calcul	9
2.3.1. Généralités	9
2.3.2. Exigences vis à vis des états limites ultimes	9
2.3.2.1. Conditions de vérification	9
2.3.2.2. Combinaisons d'actions et coefficients partiels de sécurité	10
2.3.3. Exigences vis à vis des états limites de service	11
2.3.3.1. Conditions de vérification	11
2.3.3.2. Combinaisons d'actions et coefficients partiels de sécurité	11
2.4. Effets des actions	11
2.4.1. Définition	11
2.4.2. Valeurs de calcul des effets des actions E_d	12
 CHAPITRE 3 : MATERIAUX	
3.1. Caractéristiques des matériaux	13
3.1.1. Généralités	13
3.1.2. Résistance caractéristique R_k	13
3.1.3. Résistance de calcul R_d	13
3.2. Aciers de construction	13
3.2.1. Normes de référence	13

3.2.2. Propriétés des aciers laminés	14
3.2.2.1. Résistance	14
3.2.2.2. Soudabilité	14
3.2.2.3. Ductilité	14
3.2.2.4. Energie de rupture	14
3.2.3. Valeurs de calcul de coefficients usuels	15
3.3. Moyens d'assemblage	15
3.3.1. Normes de référence	15
3.3.2. Boulons	15
3.3.2.1. Boulons ordinaires non-précontraints	15
3.3.2.2. Boulons précontraints	16
3.3.2.3. Autres organes d'attache précontraints	16
3.3.3. Produits d'apport de soudage	16
CHAPITRE 4 : ETATS LIMITES DE SERVICE	
4.1. Bases	17
4.2. Flèches	17
4.2.1. Exigences	17
4.2.2. Valeurs limites	17
4.2.2.1. Flèches verticales	17
4.2.2.2. Flèches horizontales	19
4.2.3. Accumulation d'eau de pluie	20
4.3. Vibrations	21
4.3.1. Exigences	21
4.3.2. Valeurs limites de vibrations de planchers	21
CHAPITRE 5 : ETATS LIMITES ULTIMES	
5.0. Bases	23
5.0.1. Généralités	23
5.0.2. Vérifications des ossatures	23
5.0.3. Vérifications des éléments	23
5.0.4. Vérifications des assemblages	24
5.1. Etat limite d'équilibre statique	24
5.1.1. Exigences	24
5.1.2. Valeurs de calcul des actions permanentes	25
5.1.3. Coefficients partiels de sécurité	25
5.2. Calcul des sollicitations	26
5.2.1. Méthode d'analyse globale et effets des déformations	26
5.2.1.1. Analyse globale élastique	26
5.2.1.2. Effets des déformations de la structure	26
5.2.2. Hypothèses de calcul	27
5.2.3. Systèmes structuraux	27
5.2.3.1. Structures	27
5.2.3.2. Sous-structuration	28
5.2.3.3. Rigidité des appuis	28

5.2.4. Prise en compte des imperfections	28
5.2.4.1. Bases	28
5.2.4.2. Méthode d'application	29
5.2.4.3. Imperfections globales d'ossature	30
5.2.4.4. Imperfection pour analyse des systèmes de contreventement	32
5.2.4.5. Imperfections des éléments	35
5.2.5. Stabilité latérale	35
5.2.5.1. Rigidité latérale	35
5.2.5.2. Classification en ossatures souples ou ossatures rigides	36
5.2.5.3. Classification en ossatures contreventées ou non-contreventées	38
5.2.6. Etat limite de stabilité globale des ossatures	39
5.2.6.1. Exigences	39
5.2.6.2. Analyse élastique des ossatures souples	40
5.3. Classification des sections transversales	42
5.3.1. Bases	42
5.3.2. Classification	42
5.3.3. Conditions sur les sections transversales pour une analyse élastique	44
5.3.4. Caractéristiques de la section efficace des sections transversales de Classe 4	51
5.3.5. Effets des charges transversales appliquées sur les âmes	56
5.4. Résistance des sections transversales	57
5.4.1. Généralités	57
5.4.2. Caractéristiques des sections transversales	57
5.4.2.1. Caractéristiques de la section transversale brute	57
5.4.2.2. Aire nette	57
5.4.2.3. Effets du trainage de cisaillement	59
5.4.3. Effort axial de traction	60
5.4.4. Effort axial de compression	61
5.4.5. Moment fléchissant	62
5.4.5.1. Bases	62
5.4.5.2. Flexion uniaxiale	63
5.4.5.3. Trous de fixations	63
5.4.5.4. Flexion biaxiale	64
5.4.6. Effort tranchant	64
5.4.7. Moment fléchissant et effort tranchant	65
5.4.8. Moment fléchissant et effort axial	66
5.4.8.1. Sections transversales de Classes 1 et 2	66
5.4.8.2. Sections transversales de Classe 3	68
5.4.8.3. Sections transversales de Classe 4	69
5.4.9. Moment fléchissant, effort tranchant et effort axial	70
5.4.10. Ames soumises à des charges transversales	71
5.5. Résistance des éléments	74
5.5.1. Elements comprimés	74
5.5.1.1. Résistance au flambement	74

5.5.1.2. Eléments uniformes	7
5.5.1.3. Eléments non uniformes	7
5.5.1.4. Flambement par flexion	7
5.5.1.5. Longueur de flambement	7
5.5.2. Deversement des éléments fléchis	7
5.5.3. Éléments fléchis et tendus	8
5.5.4. Éléments comprimés et fléchis	8
5.6. Résistance des âmes au voilement par cisaillement	8
5.6.1. Bases	8
5.6.2. Méthodes de calcul	8
5.6.3. Méthode post-critique simple	8
5.6.4. Raidisseurs transversaux intermédiaires	9
5.6.5. Soudures	9
5.6.6. Interaction entre effort tranchant, moment flechissant, et effort axial	9
5.6.6.1. Généralités	9
5.6.6.2. Méthode post-critique simple	9
5.7. Résistance des âmes aux charges transversales	9
5.7.1. Bases	9
5.7.2. Longueur d'appui rigide	9
5.7.3. Résistance à l'écrasement	9
5.7.4. Résistance à l'enfoncement local	9
5.7.5. Résistance au voilement	9
5.7.6. Raidisseurs transversaux	9
5.7.7. Flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme	10

CHAPITRE 6 : ASSEMBLAGES SOUS CHARGES STATIQUES

6.1. Bases	10
6.1.1. Généralités	10
6.1.2. Sollicitations appliquées aux assemblages	10
6.1.3. Résistance des assemblages	10
6.1.4. Hypothèses de calcul	10
6.1.5. Fabrication et montage	10
6.2. Points d'épure	10
6.3. Assemblages soumis à des vibrations ou à des charges alternées	10
6.4. Classification des assemblages	10
6.4.1. Généralités	10
6.4.2. Classification par rigidité	10
6.4.2.1. Assemblages de type articulé	10
6.4.2.2. Assemblages rigides	10
6.4.2.3. Assemblages semi-rigides	10
6.4.3. Classification par résistance	10
6.4.3.1. Assemblages de type articulé	10
6.4.3.2. Assemblages à résistance complète	10
6.4.3.3. Assemblages à résistance partielle	10

6.5. Assemblages par boulons	105
6.5.1. Positionnement des trous pour boulons	107
6.5.2. Réduction de section due à la présence des trous	107
6.5.2.1. Généralités	107
6.5.2.2. Résistance ultime de calcul au cisaillement	109
6.5.3. Catégories d'assemblages boulonnés	109
6.5.3.1. Assemblages travaillant au cisaillement	109
6.5.3.2. Assemblages travaillant en traction	111
6.5.4. Répartition des efforts entre éléments d'attache	112
6.5.5. Résistance de calcul des boulons	115
6.5.6. Boulons HR dans les assemblages résistant au glissement	115
6.5.6.1. Résistance au glissement	115
6.5.6.2. Précontrainte	115
6.5.6.3. Coefficient de frottement	116
6.5.6.4. Traction et cisaillement combinés	117
6.5.7. Effet de levier	118
6.5.8. Assemblages longs	119
6.6. Assemblages par soudures	119
6.6.1. Généralités	119
6.6.2. Géométrie et dimensions	119
6.6.2.1. Type de soudures	120
6.6.2.2. Soudures d'angle	123
6.6.2.3. Soudures en entaille	123
6.6.2.4. Soudures en bout	124
6.6.2.5. Soudures en bouchon	124
6.6.3. Arrachement lamellaire	125
6.6.4. Répartition des efforts	126
6.6.5. Résistance de calcul des soudures d'angle	126
6.6.5.1. Longueur utile	127
6.6.5.2. Dimension de gorge	127
6.6.5.3. Résistance de calcul par unité de longueur	127
6.6.6. Résistance de calcul des soudures en bout	127
6.6.6.1. Soudure en bout à pleine pénétration	127
6.6.6.2. Soudure en bout à pénétration partielle	129
6.6.6.3. Assemblages en T	129
6.6.7. Résistance de calcul des soudures en bouchon	130
6.6.8. Assemblages sur des semelles non raidies	130
6.6.9. Assemblages longs	130
6.7. Assemblages hybrides	131
6.7.1. Principes généraux	131
6.8. Couvre joints	131
6.8.1. Généralités	132
6.8.2. Couvre joints d'éléments comprimés	132
6.8.3. Couvre joints d'éléments tendus	132

6.9. Pieds de poteaux	1
6.9.1. Plaques d'assise	1
6.9.2. Tiges d'ancrage	
6.9.3. Règles d'application	
ANNEXE A : LONGUEUR DE FLAMBEMENT D'UN ELEMENT COMPRIE	1
A.1. Bases	1
A.2. Poteaux d'ossatures de bâtiment	1
ANNEXE B : DEVERSEMENT	1
B.1. Moment critique élastique	1
B.2. Elancement	1
ANNEXE C : CALCUL ET CONCEPTION DES PIEDS DE POTEAUX	1
C.1. Plaques d'assise	1
C.2. Tiges d'ancrage	1
ANNEXE D : METHODE DE CALCUL DES SOUDURES D'ANGLE	15
ANNEXE E : CARTE DE ZONAGE CLIMATIQUE PROVISOIRE DE L'ALGERIE	16
ANNEXE F : STRUCTURES TRIANGULEES	16
F1 : Généralités	16
F2 : Longueur de flambement des éléments	16
F3 : Cornières simples utilisées en tant qu'éléments de treillis	

CHAPITRE 1

PRINCIPES GENERAUX

1.1. OBJET

(1) Le présent document technique réglementaire a pour objet la codification du dimensionnement par le calcul et des vérifications des structures de bâtiments à ossature en acier.

(2) Il ne traite pas directement de l'exécution des travaux de construction en acier pour lesquelles un DTR particulier sera établi ultérieurement.

(3) Le règlement ne définit que les exigences relatives à la résistance mécanique, à l'aptitude au service et à la durabilité des structures.

(4) Il ne traite pas des exigences relatives à la sécurité parasismique; celles-ci font l'objet du règlement parasismique algérien RPA, dont les prescriptions devront s'appliquer concurremment à celles du présent règlement en zone sismique.

(5) Les exigences relatives à la protection anti-feu sont en dehors de cet objet. Celles-ci doivent être traitées par des documents particuliers.

(6) D'autres exigences telles que l'isolation phonique ou l'isolation thermique ne font également pas l'objet de ce règlement.

(7) Le présent document fait référence à d'autres normes et règlements techniques. Il s'agit de leur version approuvée et mise en vigueur officiellement.

1.2. DOMAINE D'APPLICATION

(1) Ce document contient des principes, des règles et des commentaires applicables principalement aux bâtiments courants respectant les limites imposées dans les alinéas ci-dessous.

(2) Les bâtiments courants sont par convention ceux dans lesquels les charges d'exploitation sont modérées. On peut citer les bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement, les bâtiments à usage de bureaux, les constructions scolaires et hospitalières, les bâtiments à usage commercial tels que les magasins, etc...

(3) Sauf disposition contraire, son application est étendue aux bâtiments industriels tels que les halles, les hangars, les entrepôts, etc...

(4) Ce règlement est applicable aux structures fabriquées à partir de produits de construction en acier laminés à chaud à l'exception des nuances d'acier à haute résistance. Il ne couvre pas celles employant des produits obtenus par formage à froid.

1.3. PRINCIPES DES JUSTIFICATIONS

1.3.1. Méthode des états limites

(1) Pour justifier la sécurité d'une structure, les calculs sont conduits selon la méthode des états limites qui représentent des états au-delà desquels la structure ne satisfait plus aux exigences de performance pour lesquelles elle a été conçue.

(2) Les états limites sont classés en

Etats limites ultimes :

Ce sont les états associés à l'effondrement de la structure et à d'autres formes de ruine structurale qui peuvent mettre en danger la sécurité des personnes. Pour les structures en acier, les états limites ultimes pouvant être considérés sont spécifiés aux chapitres 5 et 6.

Etats limites de service :

Ils correspondent aux états au-delà desquels les critères spécifiés d'exploitation ne sont plus satisfaits. Les états limites de service à considérer pour les structures en acier sont précisés au chapitre 4.

1.3.2. Situation des projets

(1) Les situations de projets sont classées en

- situations durables correspondant aux conditions normales d'exploitation de la construction.
- situations transitoires par exemple pendant les travaux de construction ou de réparation.
- situations accidentelles.

1.4. HYPOTHESES

(1) Les hypothèses suivantes sont prises en compte :

- Les structures sont conçues et dimensionnées par un personnel possédant une qualification et une expertise appropriées.
- Une supervision et une maîtrise de la qualité appropriées sont assurées dans les ateliers et les usines de fabrication, ainsi que sur le chantier.
- La phase de construction est exécutée par du personnel possédant la qualification et l'expérience nécessaires.
- Les matériaux et produits de construction sont utilisés conformément aux dispositions du présent DTR et à celles des normes spécifiques à ces matériaux et produits.
- La structure sera entretenue de manière appropriée.
- La structure sera exploitée conformément aux hypothèses adoptées lors de la conception et du calcul.

1.5. TERMINOLOGIE

(1) A moins d'indication contraire, la terminologie utilisée dans ce document est celle de la norme internationale ISO 8930, ayant pour titre : Principes généraux de la fiabilité des constructions - liste des termes équivalents.

1.6. NOTATION ET UNITES

1.6.1. Notation

(1) Les notations utilisées pour les dimensions et les axes des sections sont indiquées sur la figure 1.1. L'axe longitudinal des éléments structuraux est noté xx par convention.

1.6.2. Unités

(1) Les grandeurs mécaniques sont exprimées avec les unités du système international S.I. Ces unités doivent être utilisées en conformité avec la norme ISO 1000, ayant pour titre : Unités S.I. et recommandations pour l'emploi de leurs multiples et certaines autres unités.

(2) Les unités suivantes sont recommandées pour la conduite des calculs:

Masse :	kilogramme	(kg).
Longueur :	mètre	(m).
Masse volumique :	kilogramme par mètre-cube	(kg/m ³).
Poids volumique :	kilonewton par mètre-cube	(kN/m ³).
Forces et efforts :	kilonewton	(kN).
Couples et moments :	kilonewton . mètre	(kN.m).
Contraintes et résistances :	Newton par millimètre carré	(N/mm ²).

(1 N/mm² = 1 MN/m² ou Mpa).

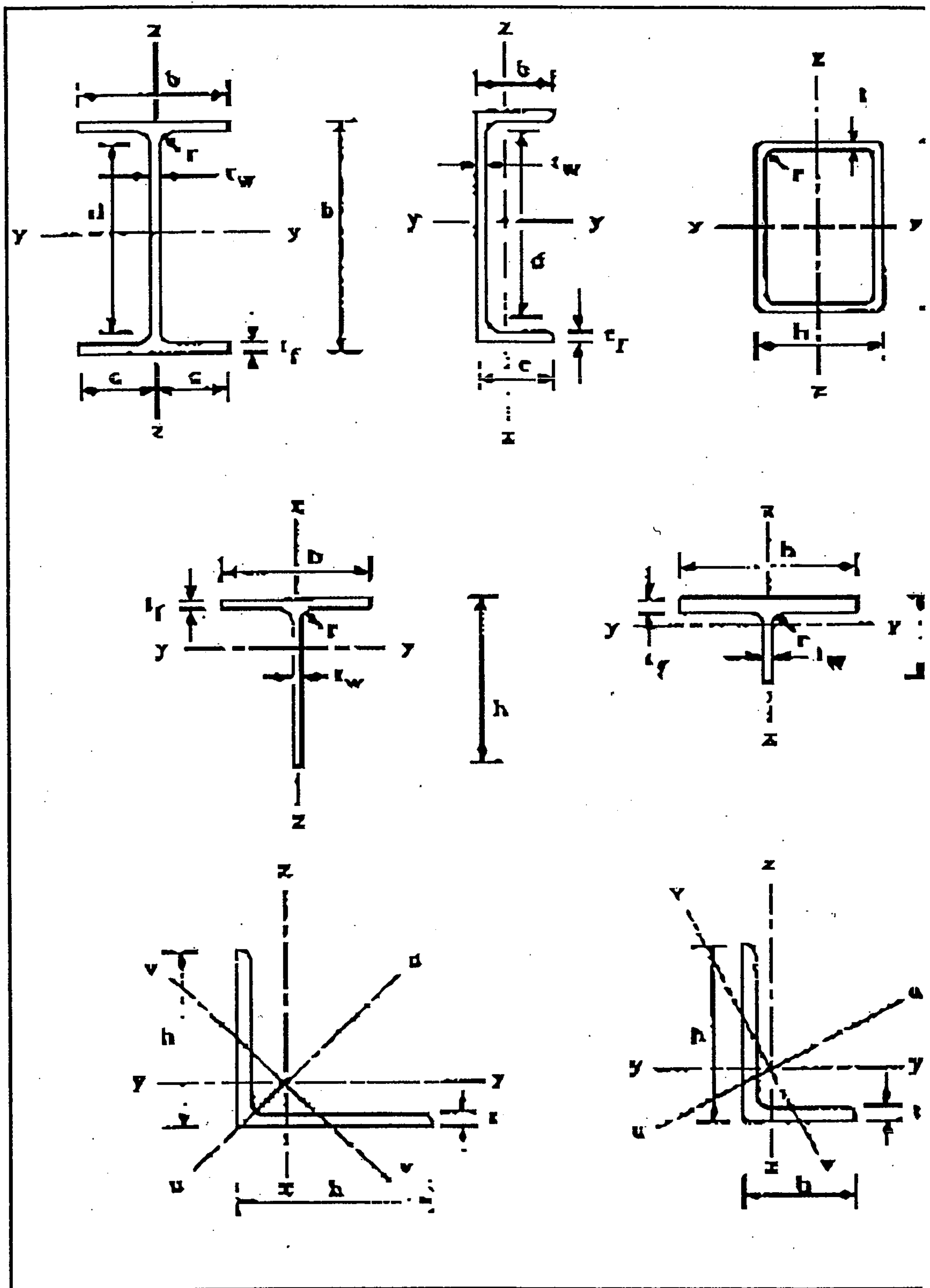


Figure 1.1 : Dimensions et axes des sections

CHAPITRE 2

BASES DE CALCUL

2.1. EXIGENCES FONDAMENTALES

(1) La conception, le calcul ainsi que la réalisation de tout bâtiment en acier doivent satisfaire aux exigences fondamentales suivantes :

a. Exigences de sécurité : Le bâtiment doit résister et rester stable avec des degrés appropriés de fiabilité aux actions et influences susceptibles de s'exercer sur lui durant son exécution et lors de son exploitation.

b. Exigences d'aptitude au service : Il doit être apte au service pour lequel il a été conçu avec une probabilité acceptable compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

c. Exigences de durabilité : Il doit avoir une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

(2) La conception, le dimensionnement et l'exécution de tout bâtiment doivent également satisfaire aux *exigences d'intégrité* : Il ne doit pas être endommagé par des accidents, tels que des explosions ou conséquences d'erreurs humaines, dans une mesure disproportionnée par rapport à la cause d'origine.

(3) Pour satisfaire ces exigences, il y a lieu de choisir convenablement les matériaux, de définir un dimensionnement et des détails constructifs appropriés et de recourir à des procédés de contrôle bien adaptés au projet considéré aux stades de la production, de l'exécution et de l'exploitation.

2.2. ACTIONS

2.2.1. Définition

(1) Les actions F_i sont les forces et les couples appliqués (action directe) à la structure ou les déformations imposées (action indirecte) par les effets thermiques ou par les déplacements des appuis.

2.2.2. Classification

(1) Les actions à prendre en compte sont classées en :

Actions permanentes G_i

comprenant

- le poids propre des éléments de construction;
- le poids propre des équipements fixes;
- les poids, poussées et pressions des terres;
- les déformations permanentes imposées à la construction tels que les déplacements différentiels des appuis.

Actions variables Q_i

comprenant

- les charges d'exploitation;
- les charges appliquées en cours d'exécution;
- les actions climatiques : actions du vent, actions de la neige, actions de la variation de la température.

Actions accidentelles A_i

comprenant

- les actions sismiques, les explosions, les chocs, etc...

(2) Ces actions seront introduites dans les combinaisons d'actions avec différentes valeurs dites valeurs représentatives et définies dans les articles qui suivent.

2.2.3. Valeurs caractéristiques et valeurs représentatives des actions

2.2.3.1. Valeur caractéristique F_k

(1) La principale valeur représentative d'une action est sa valeur caractéristique F_k . C'est la valeur qui présente une probabilité acceptée à priori d'être atteinte ou dépassée du côté des valeurs les plus défavorables au cours d'une durée définie durée de référence.

(2) Les valeurs caractéristiques F_k des actions sont définies, en général, par les documents techniques réglementaires DTR.

(3) Valeurs caractéristiques des actions permanentes G_k :

Pour le poids propre des éléments, il est en général représenté par une valeur nominale unique, pouvant être considérée comme seule valeur caractéristique G_k .

Pour les actions permanentes dont le coefficient de variation est grand, telles que la pression des terres ou celles susceptibles de varier pendant la durée de vie de la structure, on distingue une valeur caractéristique supérieure $G_{k,sup}$ et une valeur caractéristique inférieure $G_{k,inf}$.

(4) Valeurs caractéristiques des actions variables Q_k :

Charges d'exploitation : La valeur caractéristique est spécifiée par le document technique réglementaire D.T.R.-B.C. 2.2.: Charges permanentes et charge d'exploitation des bâtiments.

Actions du vent : La valeur caractéristique est spécifiée par le D.T.R. y afférent.

Dans l'attente de ce règlement et à titre transitoire, si l'on utilise les règles françaises NV65, la valeur caractéristique peut être prise égale à 1,2 fois la valeur de l'action du 'vent normal'.

EXTRAIT CCM 97 - MINISTÈRE DE L'HABITAT

Actions de la neige : La valeur caractéristique est donnée par le DTR y afférent.

Actions de la variation de la température climatique: A titre transitoire et à défaut de justifications plus précises, on adopte pour les constructions situées à l'air libre les variations uniformes de température suivantes :

- en Algérie du Nord (climat tempéré) : +35°C et - 15°C.
- pour le proche et moyen Sud * : +45°C et - 20°C.
- pour l'extrême Sud ** : +50°C et - 30°C.

* Cette zone correspond aux zones D1 et D2 de la carte de zonage climatique provisoire de l'Algérie donnée en annexe E.

** Cette zone correspond à la zone D3 de la carte de zonage climatique provisoire de l'Algérie donnée en annexe E.

Les déformations linéaires à considérer, entre les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage (généralement comprises entre +10°C et +25°C) et les températures extrêmes peuvent être évaluées en admettant un coefficient de dilatation de l'acier égal à $12 \cdot 10^{-6}$ par °C.

Dans le cas où il serait nécessaire de tenir compte d'un gradient thermique, les valeurs représentatives de cette action sont introduites conformément aux textes en vigueur ou à défaut, aux stipulations du marché.

(5) Valeurs caractéristiques des actions accidentelles A_k :

Pour les valeurs caractéristiques des actions accidentelles, il y a lieu de se référer aux cahiers des prescriptions techniques particulières C.T.P. Pour ce qui est plus précisément de l'action sismique, il y a lieu de se conformer aux règles parasismiques algériennes R.P.A.

2.2.3.2. Valeurs représentatives des actions variables

(1) La principale valeur représentative de chaque action variable est sa valeur caractéristique Q_k .

(2) D'autres valeurs représentatives de chaque action variable sont définies comme suit :

- Valeur de combinaison : $\Psi_0 \cdot Q_k$
- Valeur fréquente : $\Psi_1 \cdot Q_k$
- Valeur quasi-permanente : $\Psi_2 \cdot Q_k$

(3) Les facteurs Ψ_0 , Ψ_1 et Ψ_2 sont des facteurs qui tiennent compte de la possibilité de la simultanéité des actions. Ils doivent être fixés par des textes réglementaires.

(4) A titre transitoire, si l'on utilise les règles françaises NV65 et N84 ils peuvent être tirés du tableau 2.1.

Action variable considérée	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Charge d'exploitation (1)	0.87	1	1
Charge de neige (2)	0.87	1	1
Charge de vent	0.67	0.20	0
Température	0.53	0.50	0

(1) Il s'agit pour Q_k des valeurs tirées du DTR.BC 2.2.y afférent

(2) Il s'agit pour Q_k des valeurs tirées du DTR y afférent.

Tableau 2.1 : Valeurs transitoires des coefficients Ψ_i

2.2.3.3. Valeurs de calcul des actions F_d

(1) La valeur de calcul F_d d'une action ou action de calcul est exprimée en termes généraux par la formule suivante :

$$F_d = \gamma_F \cdot F_k$$

où F_k est la valeur caractéristique de l'action considérée.

γ_F est le coefficient partiel de sécurité pour cette action.

2.2.4. Combinaisons d'actions

(1) Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par les actions calcul à considérer simultanément.

(2) Les actions à prendre en compte et leurs valeurs représentatives sont déterminées suivant la situation du projet, la combinaison et le type d'état limite considérés.

(3) Les compositions de **combinaisons** sont

lorsqu'on étudie les états limites ultimes :

- les combinaisons fondamentales qui sont à considérer dans les situations durables et les situations transitoires.

- les combinaisons accidentelles qui sont à considérer lorsque des actions accidentelles peuvent intervenir, en particulier dans des situations accidentelles,

et lorsqu'on étudie les états limites de service :

- les combinaisons rares.

- les combinaisons fréquentes.

- les combinaisons quasi-permanentes.

2.3. EXIGENCES DE CALCUL

2.3.1. Généralités

- (1) On doit vérifier qu'aucun des états limites à considérer n'est dépassé. Toutes les situations de projet et tous les cas de charge à prévoir pour la construction doivent être considérés.
- (2) Les éventuels écarts par rapport aux directions ou positions supposées des actions doivent être pris en compte.
- (3) Les calculs sont à exécuter en utilisant des modèles appropriés comportant toutes les variables significatives. Les modèles doivent être assez précis pour permettre de prévoir le comportement de la structure dans la limite permise par le niveau de fabrication susceptible d'être atteint et la fiabilité des données de base de calcul.
- (4) Pour les ouvrages de portées importantes, une attention particulière doit être attachée au niveau de la conception, aux opérations et différentes phases de montage pour éviter que l'un des états limites à considérer ne soit atteint ou dépassé avant mise en place ou fonctionnement.

2.3.2. Exigences vis à vis des états limites ultimes

2.3.2.1. Conditions de vérification

(1) *Etats limites d'équilibre statique :*

Lorsqu'on considère un état limite d'équilibre statique de la structure, on doit vérifier que l'effet de calcul des actions déstabilisantes $E_{d,dst}$ est inférieur ou égal à l'effet de calcul des actions stabilisantes $E_{d,st}$:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,st} \dots\dots\dots (2.1)$$

(2) *Etats limites de rupture d'une section, d'un élément ou d'un assemblage:*

Lorsqu'on considère ces états limites, on doit vérifier que la valeur de calcul S_d de chaque sollicitation est inférieure ou égale à la résistance de calcul R_d correspondante en prenant en compte les valeurs de calcul respectives de toutes les propriétés de la structure :

$$S_d \leq R_d \dots\dots\dots (2.2)$$

(3) *Etats limites de stabilité :*

Lorsque les effets du second ordre conduisent à considérer ces états limites, on doit vérifier que l'instabilité ne survient pas, en prenant en compte les valeurs respectives de toutes les propriétés de la structure. En outre, les sections doivent être vérifiées conformément à l'alinéa (2) ci-dessus.

2.3.2.2. Combinaisons d'actions et coefficients partiels de sécurité

(1) Pour chaque cas de charge, les valeurs de calcul E_d des effets des actions doivent être déterminées en appliquant les règles de combinaisons ci-après à des valeurs de calcul des actions.

(2) Règles de combinaisons et coefficients partiels de sécurité :

a. combinaisons fondamentales :

Lors de situations de projets durables et de situations transitoires, il y a lieu de considérer :

$$\sum_j \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i>1} \gamma_{Qi} \cdot \Psi_{oi} \cdot Q_{ki} \dots \dots \dots (2.3)$$

Les γ_G et γ_Q désignés en général par γ_F , sont des coefficients partiels de sécurité affectant les actions et prenant les valeurs données au tableau 2.2.

	Actions permanentes (γ_G)	Actions variables (γ_Q)	
		Action variable de base	Actions variables d'accompagnement
Effet favorable $\gamma_{G,inf}$	1,0	0	0
Effet défavorable $\gamma_{G,sup}$	1.35	1.5	1.5

Tableau 2.2 : Valeurs des coefficients partiels de sécurité γ_F

Les coefficients partiels de sécurité pour les résistances des matériaux, notés en général γ_M , sont indiqués dans les clauses des chapitres 5 et 6.

Pour les structures de bâtiments l'expression symbolique donnée ci-dessus peut être remplacée par la plus contraignante des 2 formules suivantes ;

avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable

$$\sum_j \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + 1.5 Q_{k,max} \dots \dots \dots (2.4)$$

avec prise en compte de toutes les actions variables défavorables

$$\sum_j \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + 1.35 \sum_{i>1} Q_{ki} \dots \dots \dots (2.5)$$

b. Combinaisons accidentelles :

Pour les combinaisons accidentelles, il y a lieu de se référer aux cahiers des prescriptions techniques particulières CTP. Pour ce qui est plus précisément de l'actio sismique, il y a lieu de se conformer aux règles parasismiques algériennes RPA. En général, sauf spécifications contraires, tous les coefficients de sécurité γ_F et γ_M sont pris égaux à l'unité.

2.3.3. Exigences vis à vis des états limites de service

2.3.3.1. Conditions de vérification

(1) On doit vérifier que l'effet des actions de calcul E_d déterminé sur la base d'une des règles de combinaisons définies ci-dessous est inférieur ou égal à une valeur nominale C_d (par exemple la valeur limite de flèche) ou une fonction de certaines propriétés de calcul des matériaux relative à l'effet des actions considérées.

$$E_d \leq C_d \dots\dots\dots(2.6)$$

ou $E_d \leq R_d \dots\dots\dots(2.7)$

2.3.3.2. Combinaisons d'actions et coefficients partiels de sécurité

(1) Les règles suivantes définissent 3 types de combinaisons d'actions pour les états limites de service. La règle de combinaison requise pour une vérification d'état limite de service donné est indiquée dans la clause correspondante du chapitre 4.

(2) Règles de combinaisons :

Combinaison rare :

$$\sum_j G_{kj} + Q_{k1} + \sum_{i>1} \Psi_{0i} \cdot Q_{ki} \dots\dots\dots(2.8)$$

Combinaison fréquente :

$$\sum_j \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i>1} \Psi_{2i} \cdot Q_{ki} \dots\dots\dots(2.9)$$

Combinaison quasi-permanente :

$$\sum_j G_{kj} + \sum_{i>1} \Psi_{2i} \cdot Q_{ki} \dots\dots\dots(2.10)$$

(3) Tous les coefficients partiels de sécurité γ_F pour les actions et γ_M pour les matériaux sont pris égaux à l'unité.

(4) *Pour les structures de bâtiment la combinaison rare et la combinaison fréquente peuvent être remplacées par la plus contraignante des 2 expressions suivantes avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable*

$$\sum_j G_{kj} + Q_{k,max} \dots\dots\dots(2.11)$$

avec prise en compte de toutes les actions variables défavorables

$$\sum_j G_{kj} + 0.9 \sum_{i>1} Q_{ki} \dots\dots\dots(2.12)$$

2.4. EFFETS DES ACTIONS

2.4.1. Définition

(1) Les effets E_i des actions sont les réponses de la structure aux actions qui lui sont appliquées. Il s'agit en général des déformations (flèches, déplacements relatifs d'étages) et des sollicitations.

(2) Les sollicitations S sont les efforts internes (effort normal, effort tranc moment de flexion et moment de torsion) appliqués à une section.

2.4.2. Valeurs de calcul des effets des actions E_d

(1) Les valeurs de calcul des effets des actions E_d sont déterminées à partir valeurs de calcul des actions F_d , des données géométriques et des propriétés matériaux s'il y a lieu.

$$E_d = E (F_d, a_d, \dots) \dots\dots\dots(2.13)$$

(2) les valeurs de calcul des sollicitations S_d ou sollicitations de calcul obtenues à partir des actions de calcul.

CHAPITRE 3

MATERIAUX

3.1. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

3.1.1. Généralités

- (1) Pour satisfaire les règles de conception et de calcul des structures en acier les matériaux employés doivent avoir les propriétés indiquées dans ce chapitre.
- (2) Les caractéristiques des matériaux qui s'introduisent le plus généralement dans les calculs sont la résistance limite d'élasticité f_y et la résistance à la traction f_u qu'on peut englober sous le terme général de "résistance" et que l'on note f .

3.1.2. Résistance caractéristique R_k

- (1) La valeur caractéristique de la résistance ou "résistance caractéristique" correspond, en principe à un quantile dans la distribution statistique supposée de cette résistance. Elle est notée R_k . Elle est fixée par des normes spécifiques et contrôlée dans des conditions spécifiées.
- (2) Les valeurs de la résistance des matériaux données dans ce chapitre sont des valeurs nominales pouvant être adoptées en tant que valeurs caractéristiques.

3.1.3. Résistance de calcul R_d

- (1) La valeur de calcul de la résistance ou "résistance de calcul", notée R_d est obtenue en général par la relation suivante :

$$R_d = R_k / \gamma_M \dots\dots\dots(3.1)$$

où γ_M est un coefficient partiel de sécurité s'appliquant à la résistance.

3.2. ACIERS DE CONSTRUCTION

3.2.1. Normes de référence

- (1) Le présent document est applicable aux structures fabriquées avec des aciers de construction soudables dont :
- les propriétés sont conformes aux normes de produits adoptées ou admises en la matière.
 - Les dimensions, la masse et les tolérances dimensionnelles et massiques sont conformes aux normes de produits adoptées ou admises en la matière.

3.2.2. Propriétés des aciers laminés

3.2.2.1. Résistance

(1) Des valeurs nominales de la résistance limite d'élasticité f_y et celles de la résistance à la traction f_u pour 3 nuances d'acier courantes, sont transitoirement données dans le tableau 3.1 (valeurs conformes à la norme EN 10025).

Nuance d'acier (EN10025)	Epaisseur t en mm			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 100$ mm	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

Tableau 3.1 : Valeurs nominales de f_y et de f_u

3.2.2.2. Soudabilité

(1) Il faut s'assurer que la soudabilité des aciers est suffisante eu égard aux exigences de mise en oeuvre.

3.2.2.3. Ductilité

(1) Les aciers de construction doivent satisfaire aux conditions supplémentaires suivantes :

- le rapport (f_u / f_y) de la résistance à la traction minimale spécifiée f_u sur la résistance limite d'élasticité minimale spécifiée f_y doit être supérieur à 1,2.
- le diagramme contrainte-déformation doit montrer que la déformation ultime ϵ correspondant à f_u représente au moins 20 fois la déformation élastique ϵ_y correspondant à f_y .
- l'allongement à la rupture sur une longueur entre repères de $5,65 \sqrt{A_0}$ doit être supérieur à 15%, A_0 étant l'aire initiale de la section transversale.

(2) On peut considérer que les nuances d'acier de la norme EN 10025 en général et celles indiquées au tableau 3.1. en particulier, satisfont à ces conditions.

3.2.2.4. Energie de rupture

(1) Les aciers de construction doivent avoir une "énergie de rupture" suffisante pour

éviter la rupture fragile à la plus basse température de service susceptible de se produire au cours de la durée de vie prévue de la structure.

3.2.3. Valeurs de calcul de coefficients usuels

(1) Les valeurs de calcul de quelques coefficients usuels de l'acier sont indiquées au tableau 3.2.

Module d'élasticité longitudinale	$E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$
Module de cisaillement	$G = E/[2(1+\nu)]$
Coefficient de Poisson	$\nu = 0,3$
Coefficient de dilatation	$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ par } ^\circ\text{C}$
Masse volumique	$\rho = 7\,850 \text{ kg/m}^3$

Tableau 3.2 : Valeurs de calcul de coefficients usuels de l'acier

3.3. MOYENS D'ASSEMBLAGES

3.3.1. Normes de référence

- (1) Les boulons ainsi que leurs constituants, vis, écrous et rondelles doivent être conformes aux normes y afférentes.
- (2) Les produits d'apport de soudage doivent être conformes aux normes y afférentes.

3.3.2. Boulons

3.3.2.1. Boulons ordinaires non précontraints

(1) Les valeurs nominales de la résistance limite d'élasticité f_{yb} ainsi que celles de la résistance à la traction f_{ub} des différentes classes de boulons sont indiquées dans le tableau 3.3.

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{ub} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau 3.3 : Valeurs nominales de f_{yb} et f_{ub} des boulons

3.3.2.2. Boulons précontraints

(1) les boulons à haute résistance tels que ceux de la classe 8.8 et 10.9 peuvent être utilisés comme boulons précontraints à serrage contrôlé à condition de se conformer aux stipulations requises des normes y afférentes.

3.3.2.3. Autres organes d'attache précontraints

(1) D'autres types d'organes d'attache précontraints, tels que les rivetons à haute résistance peuvent également être employés à condition que leurs propriétés mécaniques soient similaires aux propriétés requises pour les boulons et qu'ils soient à même d'être serrés fiablement aux précontraintes initiales spécifiées.

3.3.3. Produits d'apport de soudage

(1) Les valeurs spécifiées de la limite d'élasticité, de la résistance à la traction, de l'allongement à la rupture et de l'énergie minimale de rupture de l'éprouvette Charpy V du métal d'apport doivent être égales ou supérieures aux valeurs correspondantes spécifiées pour la nuance d'acier à souder.

CHAPITRE 4

ETATS LIMITES DE SERVICE

4.1. BASES

- (1) Concernant les structures en acier et leurs éléments constitutifs, les états limites de service correspondent à des
- flèches ou déformations qui affectent l'aspect ou l'exploitation de la construction (y compris le fonctionnement des machines ou des services) ou qui provoquent des dommages aux finitions et aux éléments non structuraux.
 - vibrations qui provoquent l'inconfort des occupants d'un bâtiment ou qui causent des dommages à son contenu, aux finitions et aux éléments non structuraux.
- (2) Afin d'éviter le dépassement de ces états limites de service, il est nécessaire de limiter les flèches et les vibrations des structures et de leurs éléments.
- (3) Quand des boulons précontraints sont utilisés dans des assemblages de Catégorie B (voir 6.5.31 (3)), les exigences formulées en 6.5.6 concernant la résistance au glissement à l'état limite de service doivent être satisfaites.

4.2. FLECHES

4.2.1. Exigences

- (1) Les structures en acier et leurs composants doivent être dimensionnés de manière que les flèches restent dans les limites appropriées à l'usage et à l'occupation envisagés du bâtiment et à la nature des matériaux de remplissage devant être supportés.
- (2) Il est recommandé d'utiliser les "valeurs limites" empiriques de flèches indiquées dans les paragraphes qui suivent.
- (3) Il convient de déterminer les "valeurs de calcul" des flèches en tenant compte des imperfections initiales définies au § 5.2.4.
- (4) Il y a lieu de comparer les "valeurs de calcul" des flèches déduites des combinaisons rares à toutes les "valeurs limites" des flèches.

4.2.2. Valeurs limites

4.2.2.1. Flèches verticales

- (1) La flèche verticale notée δ_{vmax} comme illustrée sur la figure 4.1 pour le cas d'une poutre simplement appuyée est donnée par la relation suivante.

$$\delta_{vmax} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 \dots\dots\dots (4.1)$$

avec δ_{vmax} = flèche dans l'état final, par rapport à la droite reliant les appuis.
 δ_0 = précintrage (contre-flèche) de la poutre non-chargée , (état 0).
 δ_1 = variation de la flèche de la poutre due aux charges permanentes immédiatement après la mise en charge, (état 1).
 δ_2 = variation de la flèche de la poutre due aux charges variables augmentée de toute déformation dans le temps due aux charges permanentes (état 2)

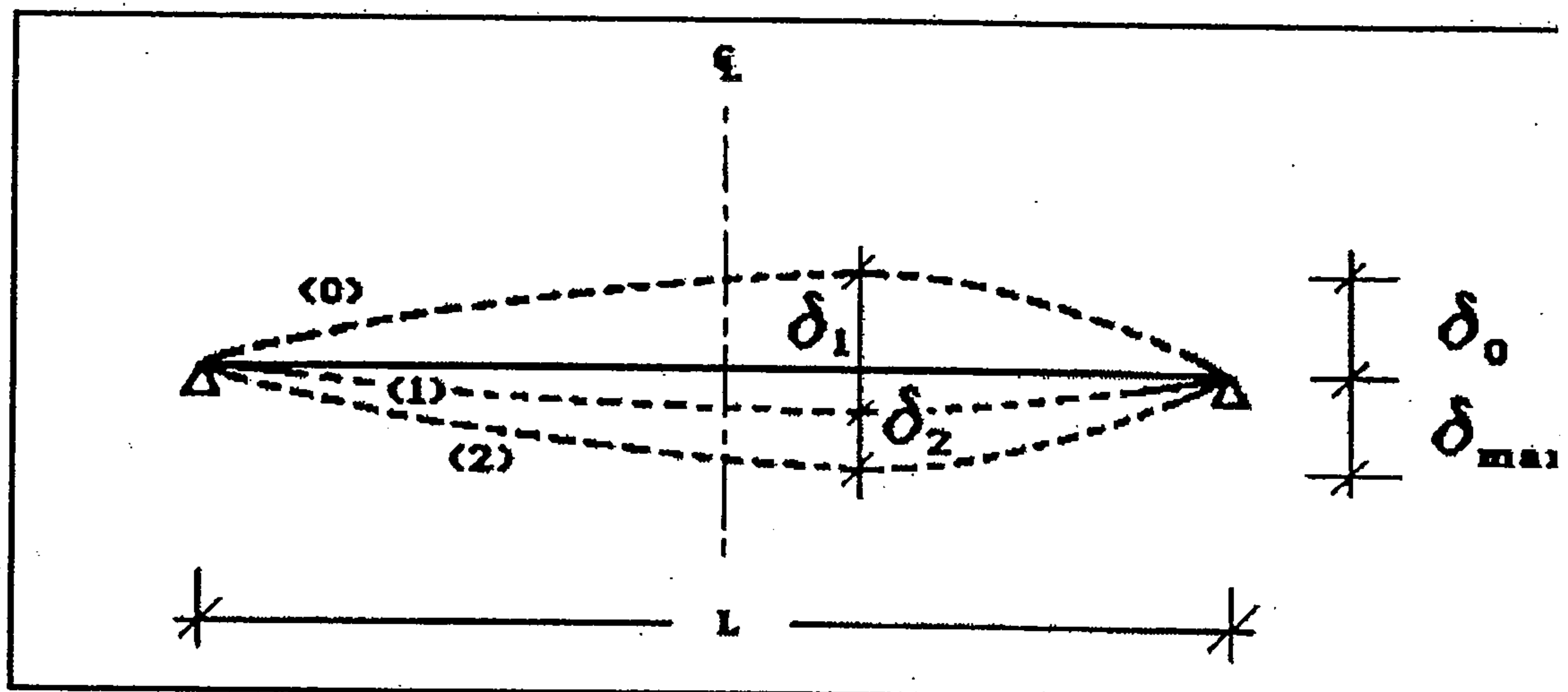


Figure 4.1: Flèches verticales

(2) Flèches limites des éléments de structures de bâtiments: Les valeurs limites recommandées de flèches verticales sont indiquées dans le tableau 4.1.

Dans le tableau 4.1, L désigne la portée de la poutre. Pour les poutres en porte faux, la longueur L à considérer est égale à 2 fois la longueur du porte à faux.

(3) Pour les poutres de chemin de roulement, il convient de limiter les flèches verticales et horizontales en fonction de l'utilisation et de la classe de l'équipement conformément aux normes y afférentes.

Conditions	δ_{vmax}	δ_2
Toitures en général *	L/200	L/250
Toitures supportant fréquemment du personnel autre que le personnel d'entretien	L/250	L/300
Planchers en général	L/250	L/300
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autres matériaux fragiles ou rigides	L/250	L/350
planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime)**	L/400	L/500
cas où δ_{vmax} peut nuire à l'aspect du bâtiment	L/250	

Tableau 4.1: Valeurs limites recommandées pour les flèches verticales

* On entend par toitures en général, les toitures non accessibles aux usagers. Ces toitures supportent, uniquement, le passage des personnes chargées de l'entretien. Pour les toitures à faible pente, il faut considérer également le paragraphe 4.2.3.

** Cette limitation n'est à considérer que si la flèche de ces planchers a une influence sur le comportement de la structure supportée par ces poteaux.

4.2.2.2.Flèches horizontales

(1) Bâtiments étagés courants : En conséquence de l'alinéa (4) du § 2331 pour ce qui concerne la valeur caractéristique de la charge du vent, les valeurs limites recommandées de flèches horizontales en tête de poteaux des bâtiments étagés comme illustrées sur la figure 4.2 sont indiquées au tableau 4.2.

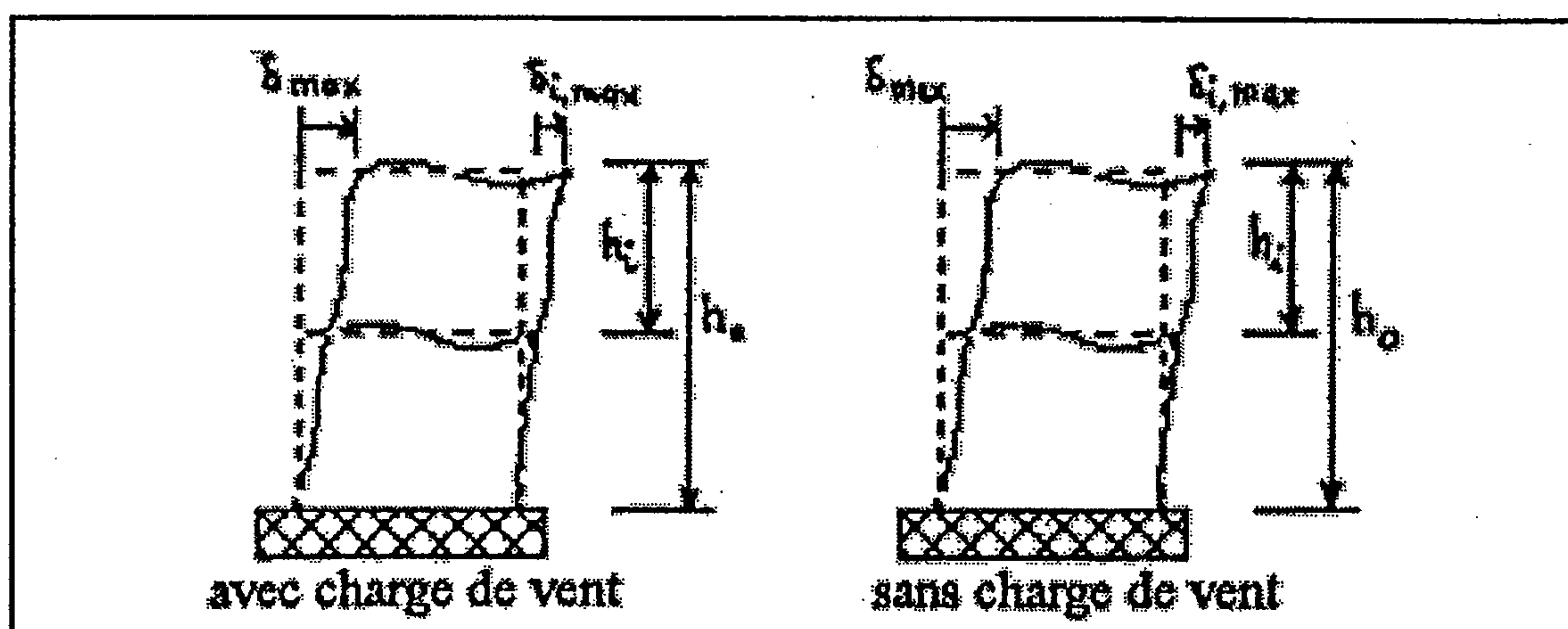


Figure 4.2 :Flèches horizontales de bâtiments étagés

	Avec vent	Sans vent
Déplacement total en tête $\delta_{\max}$	$h_0 / 420$	$h_0 / 500$
Déplacement inter-étage $\delta_{i\max}$	$h_i / 250$	$h_i / 300$

Tableau 4.2 : Valeurs limites de flèches horizontales pour bâtiments étagés

(2) Remarque : Pour les bâtiments ayant des exigences particulières en matière de déformations (fragilité des parois, aspect, confort, utilisation...) il est loisible au maître de l'ouvrage d'émettre des conditions de déplacements plus restrictives.

(3) Portiques de bâtiments industriels :

Les portiques de bâtiments industriels sans pont roulant sont des portiques sans exigence particulièrement restrictive en matière de déformation. Ces portiques peuvent être simples ou à portées multiples.

Les valeurs limites recommandées de flèches horizontales sont illustrées sur la figure 4.3.

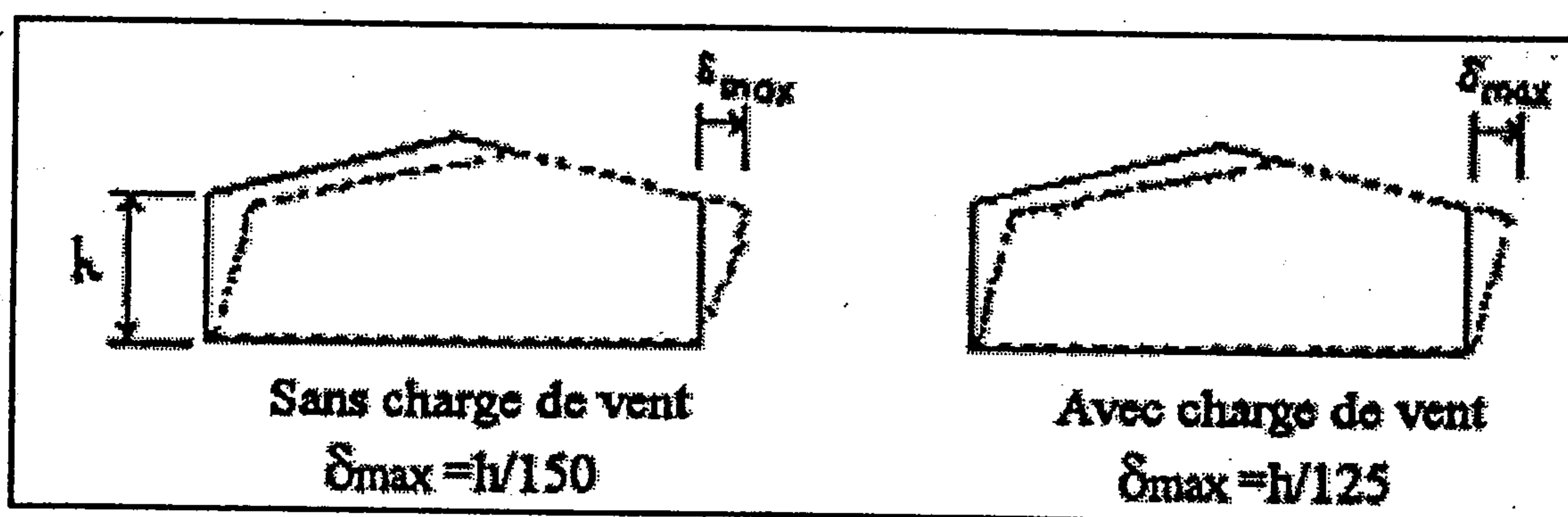


Figure 4.3 : Valeurs limites de flèches horizontales de bâtiments industriels

(4) Portiques de bâtiments industriels avec ponts roulants :

Pour les bâtiments industriels avec ponts roulants il convient de limiter les flèches horizontales au niveau de la face supérieure de la poutre de roulement conformément aux normes y afférentes.

4.2.3. Accumulation d'eau de pluie

(1) Dans le cas de toitures ayant une pente inférieure à 5% on vérifiera que les dispositions du projet permettent d'assurer une évacuation correcte de l'eau de pluie excluant toute possibilité de formation de flaques. Dans cette vérification, il convient de tenir compte des éventuelles imprécisions de constructions et des tassements.

de fondations, des flèches des éléments de couverture, des flèches des éléments structuraux ainsi que des effets du précintrage (contre flèche). Ceci s'applique également aux planchers de parkings ou à d'autres structures ouvertes sur le côté.

(2) Lorsque la pente de la toiture est inférieure à 3%, il y a lieu d'effectuer des calculs supplémentaires pour vérifier qu'il n'y a pas risque d'effondrement sous le poids des eaux soit retenues par la neige ou soit accumulées en flaques éventuellement formées en raison des flèches des éléments structuraux ou des éléments de couverture.

4.3. VIBRATIONS

4.3.1. Exigences

(1) En général, des mesures appropriées doivent être prises dans la conception pour tenir compte des effets des charges d'exploitation susceptibles de provoquer des vibrations, etc...

(2) Concernant les constructions ouvertes au public, les vibrations et oscillations des planchers doivent être limitées afin d'éviter un inconfort sensible aux utilisateurs.

(3) Il convient d'avoir des fréquences propres de structures ou de parties de structure suffisamment différentes de celles de la source excitatrice de vibrations pour éviter la mise en résonance.

(4) Il y a lieu de comparer la valeur de calcul des vibrations déduites à partir des combinaisons fréquentes à toutes les valeurs limites des vibrations recommandées dans ce paragraphe.

4.3.2. Valeurs limites de vibrations de planchers

(1) Les valeurs limites des vibrations de planchers de constructions ouvertes au public sont indiquées au tableau 4.3.

	(1)	(2)
	fréquence naturelle la plus basse du plancher*	flèche totale $(\delta_1 + \delta_2)^{**}$
Planchers sur lesquels les usagers marchent régulièrement	3 Hz	28 mm
Planchers sur lesquels les usagers sautent ou dansent de manière rythmée	5 Hz	10 mm

Tableau 4.3 : Valeurs limites des vibrations de planchers

* Il est admis de prendre la condition (1) comme satisfaite si la condition (2) est vérifiée.

** Dans la condition (2), la flèche totale instantanée $\delta_1 + \delta_2$ est définie au § 4221.

(2) La fréquence propre des poutres de planchers peut être calculée comme suit

$$f_0 = 1/2\pi \cdot \alpha_i/L^2 \cdot \sqrt{E I/m} \dots\dots\dots(4.2)$$

où f_0 : fréquence propre en Hz

E : module d'élasticité longitudinale

I : moment d'inertie

L : portée de la poutre

m : masse par unité de longueur

α_i : coefficient de la fréquence du mode de vibration i donné dans le tableau 4.4.

$\alpha_1 = 9.869$	$\alpha_1 = 22.37$	$\alpha_1 = 3.516$	$\alpha_1 = 15.418$
			
$\alpha_2 = 39.478$	$\alpha_2 = 61.67$	$\alpha_2 = 22.034$	$\alpha_2 = 49.96$
			

Tableau 4.4 : Coefficient de la fréquence du mode de vibration i

CHAPITRE 5

ETATS LIMITES ULTIMES

5.0. BASES

5.0.1. Généralités

(1) Les structures en acier ainsi que leurs éléments constitutifs doivent être dimensionnées de manière que les exigences générales du calcul aux états limites ultimes spécifiés au chapitre 2 soient satisfaites.

(2) Le coefficient partiel de sécurité γ_M pour les matériaux doit être pris égal aux valeurs suivantes :

Cas des états limites ultimes de résistance des sections

— sections de Classe (voir § 5.3) 1, 2 et 3 : $\gamma_{M0} = 1.10$

— sections de Classe 4: $\gamma_{M1} = 1.10$

— sections nettes au droit des trous: $\gamma_{M2} = 1.25$

Cas des états limites ultimes de résistance des éléments: $\gamma_{M1} = 1.10$

Cas des états limites de résistance des assemblages : (cf Chap. 6)

5.0.2. Vérifications des ossatures

(1) les ossatures en acier doivent être soumises aux vérifications suivantes :

- vérification de l'équilibre statique (voir § 5.1).
- vérification de stabilité globale de l'ossature (voir § 5.2).
- vérification de résistance des sections transversales (voir § 5.4).
- vérification de résistance des éléments (voir § 5.5).
- vérification de résistance des assemblages (voir Chap. 6).

(2) Ces vérifications doivent être effectuées sous les combinaisons d'action définies au chapitre 2.

5.0.3. Vérifications des éléments

(1) *Elément tendus :*

Les éléments tendus doivent être soumis à la vérification de résistance des sections transversales (se référer au § 543)

(2) *Elément comprimés :*

Les éléments comprimés doivent être soumis aux vérifications

- de résistance des sections transversales (se référer au § 544)
- de stabilité au flambement (se référer au § 551)

(3) Élément fléchis :

Les éléments fléchis doivent être soumis aux vérifications

- de résistance des sections transversales (se référer aux § 545 et 54
- de stabilité au déversement (se référer au § 55
- de stabilité au voilement par cisaillement (se référer au § 5
- de résistance à l'enfoncement de l'âme (se référer au § 57
- de stabilité au flambement de la semelle comprimée
dans le plan de l'âme (se référer au § 57

(4) Élément soumis à la flexion composée :

Ces éléments doivent être soumis aux vérifications

- de résistance des sections aux effets combinés (se référer au § 54
- de résistance des éléments aux effets combinés (se référer aux § 553 et 55
- des critères des éléments tendus ou comprimés..... (voir § 503 (1) ou (2
- des critères de résistance des éléments fléchis (voir § 503 (

5.0.4. Vérifications des assemblages

(1) Les joints et les assemblages doivent satisfaire aux conditions spécifiées chapitre 6.

5.1. ETAT LIMITE D'EQUILIBRE STATIQUE

5.1.1. Exigences

(1) Pour la vérification de l'équilibre statique, les actions déstabilisantes (défavorables) doivent être représentées par leur valeur de calcul supérieure et les actions stabilisantes (favorables) par leur valeur de calcul inférieure (voir § 2221 (1)).

(2) Pour la prise en compte des effets stabilisants, on ne doit inclure dans la combinaison que les actions dont on peut valablement supposer qu'elles agissent dans la situation considérée.

(3) Il convient d'appliquer les actions variables quand elles augmentent les effets déstabilisants, mais de ne pas les appliquer dans les cas où elles augmenteraient les effets stabilisants.

(4) Il convient d'envisager la possibilité que des éléments non structuraux aient pu ne pas avoir été mis en place ou avoir été enlevés.

(5) Les valeurs de calcul des actions permanentes sont choisies en examinant les effets stabilisants ou déstabilisants résultant :

- des parties défavorable et favorable d'une même action permanente, cf (9) ci-dessus,
- et/ou d'actions permanentes différentes, voir (10) ci-après.

(6) Les poids propres d'éléments structuraux ou non structuraux indépendants et constitués de matériaux de construction différents, sont à traiter en tant qu'actions permanentes différentes.

(7) Le poids propre d'une structure homogène est à traiter comme une action permanente unique composée d'une partie favorable et d'une partie défavorable.

(8) Les poids propres de parties essentiellement similaires d'une structure (ou d'éléments non structuraux essentiellement de même nature) peuvent être également traités comme parties favorable et défavorable d'une action permanente unique.

(9) Pour les structures de bâtiment, les coefficients partiels de sécurité spéciaux donnés au § 513 (2) s'appliquent aux parties défavorable et favorable d'une même action permanente, comme envisagé au § 512 (1).

(10) Pour les structures de bâtiment, les coefficients partiels normaux, donnés au § 513 s'appliquent aux actions permanentes autres que celles visées en (9).

(11) Quand l'incertitude sur la valeur d'une dimension géométrique influe de manière significative sur la vérification de l'équilibre statique, cette dimension doit être introduite dans la vérification avec la valeur la plus défavorable qu'elle peut raisonnablement atteindre.

5.1.2. Valeurs de calcul des actions permanentes

(1) Lorsque les résultats d'une vérification peuvent être très sensibles aux variations du niveau d'intensité d'une même action permanente d'un point à l'autre de la structure, cette action doit être considérée comme composée d'une partie favorable et d'une partie défavorable. Ceci s'applique en particulier, à la vérification de l'équilibre statique.

(2) Quand une action permanente est considérée comme composée d'une partie favorable et d'une partie défavorable, on peut prendre en compte la corrélation entre ces parties en adoptant des valeurs de calcul spécifiques (voir § 513 (2) pour les structures de bâtiment).

5.1.3. Coefficients partiels de sécurité

(1) Coefficients de sécurité normaux :

Pour les valeurs des coefficients de sécurité normaux, il faut se référer au tableau 2.1

(2) Coefficients de sécurité spéciaux :

Lorsque, conformément au § 512 (1), une action permanente unique est à considérer comme composée d'une partie favorable et d'une partie défavorable, la partie favorable peut, en alternative, être associée à $\gamma_{G,inf} = 1.10$ et la partie défavorable à $\gamma_{G,sup} = 1.35$

à condition que l'application de $\gamma_{G,inf} = 1.0$ à la fois aux parties favorables et défavorables ne conduise pas à un effet plus défavorable.

5.2. CALCUL DES SOLLICITATIONS

(1) La méthode d'analyse globale élastique a été privilégiée dans ce DTR car elle est la plus commode et la plus répandue; On peut néanmoins trouver dans certaines parties de ce document des références aux méthodes d'analyse plastique mais elles sont données uniquement pour mémoire ou pour information.

5.2.1. Méthode d'analyse globale et effets des déformations

5.2.1.1 Analyse globale élastique

(1) Les sollicitations dans une structure isostatique sont obtenues en utilisant les équations de la statique.

(2) Dans une structure hyperstatique, les sollicitations peuvent, en général, être déterminées par une analyse globale élastique.

(3) L'analyse globale élastique doit être fondée sur l'hypothèse d'un comportement contrainte-déformation du matériau linéaire, quel que soit le niveau de contrainte.

(4) Cette hypothèse peut être retenue pour l'analyse élastique au premier comme au second ordre, même dans les éléments où la résistance de la section transversale est basée sur sa résistance plastique.

(5) A la suite d'une analyse élastique au premier ordre, les moments calculés peuvent être modifiés en redistribuant jusqu'à 15% du moment de pointe calculé dans n'importe quel élément, à condition que:

- a) les sollicitations dans l'ossature restent en équilibre avec les charges appliquées,
- b) et que tous les éléments dans lesquels les moments sont réduits aient des sections transversales de Classe 1 ou de Classe 2 (voir 5.3.2.).

5.2.1.2. Effets des déformations de la structure

(1) Les sollicitations peuvent, en général, être déterminées en utilisant l'une des théories suivantes :

- a) théorie du premier ordre, se référant à la géométrie initiale de la structure.
- b) théorie du second ordre, prenant en considération l'influence de la déformation de la structure.

(2) L'analyse globale peut être fondée sur la théorie du premier ordre dans les cas suivants :

- a) ossatures rigides (voir 5252).
- b) ossatures contreventées (voir 5253).
- c) utilisation de méthodes de calcul prenant indirectement en compte les effets du second ordre (voir 526).

La prise en compte des effets du second ordre peut, dans certains cas, être imposée dans l'analyse du système de contreventement lui-même (voir 5253 (7)). De même, une analyse au second ordre doit être utilisée dans le cas d'une ossature contreventée pour laquelle il y a lieu d'introduire explicitement les imperfections de certains éléments fortement comprimés au niveau de l'analyse globale (cf 5242 (4)).

(3) L'analyse globale peut être fondée sur la théorie du second ordre dans tous les cas.

5.2.2. Hypothèses de calcul

- (1) Les hypothèses adoptées dans l'analyse globale de la structure doivent être cohérentes avec le type de comportement prévisible des assemblages.
- (2) Les hypothèses adoptées dans le calcul des éléments doivent être cohérentes avec (ou placer en sécurité eu égard à) la méthode utilisée pour l'analyse globale ainsi qu'avec le type de comportement prévisible des assemblages.

5.2.3. Systèmes structuraux

5.2.3.1. Structures

- (1) L'étendue de l'analyse globale requise dépend du type de structure.

- (a) Éléments structuraux simples

Les poutres à travée unique et les éléments isolés tendus ou comprimés sont isostatiques. Les structures triangulées peuvent être isostatiques ou hyperstatiques.

- (b) Poutres continues et ossatures rigides

Les poutres continues et les ossatures dans lesquelles les effets du second ordre sont négligeables ou sont éliminés par des mesures adéquates (voir 5.2.5.), doivent être analysées pour des dispositions appropriées de charges variables en vue de déterminer les combinaisons de sollicitations les plus défavorables nécessaires à la vérification de la résistance des éléments et des assemblages.

- (c) Ossatures souples

Les ossatures souples (voir 5.2.5) doivent être analysées pour les dispositions de charges variables qui sont les plus défavorables eu égard à une ruine suivant un mode à noeuds déplaçables. En outre, elles doivent également être analysées eu égard à une ruine suivant un mode à noeuds fixes comme décrit en (b).

- (2) Les imperfections initiales d'aplomb spécifiées en 5.2.4.3 ainsi que les imper-

fections des éléments où cela est nécessaire, (voir 5.2.4.2 (4)) doivent être introduits dans l'analyse globale de toutes les ossatures.

5.2.3.2 Sous-structuration

(1) Pour l'analyse globale, la structure peut être décomposée en un certain nombre de sous-structures, à condition que :

- (a) L'interaction structurale entre les sous-structures soit correctement modélisée
- (b) La disposition des sous-structures soit appropriée au système structural utilisé.
- (c) Les éventuels effets défavorables, dus à l'interaction entre les sous-structures, soient pris en compte.

5.2.3.3. Rigidité des appuis

(1) On doit prendre en compte les caractéristiques de déformation des bases et autres fondations auxquelles les poteaux sont connectés par des assemblages résistants à la rotation. Des valeurs de rigidité appropriées doivent être adoptées dans toutes les méthodes d'analyse globale autres que la méthode rigide-plastique.

(2) Lorsqu'un véritable axe d'articulation ou un grain est mis en oeuvre, la rigidité de rotation de l'appui doit être prise égale à zéro.

5.2.4. Prise en compte des imperfections

5.2.4.1. Bases

(1) Le calcul doit prendre en compte, par des moyens appropriés, les effets des imperfections de réalisation, incluant les contraintes résiduelles et les imperfections géométriques telles que défaut de verticalité, défaut de rectitude ou d'ajustage, ainsi que les excentricités de moindre importance inévitables dans les assemblages réels.

(2) On peut utiliser des imperfections géométriques équivalentes adéquates, dont les valeurs permettent de simuler les effets possibles de tous les types d'imperfections.

Ces imperfections géométriques équivalentes ne doivent en aucun cas être considérées comme des tolérances géométriques de fabrication et de montage à part entière. Elles prennent en compte à la fois ces tolérances ainsi que d'autres effets comme ceux des contraintes résiduelles et de l'hétérogénéité du matériau.

(3) Les effets des imperfections doivent être pris en compte dans les cas suivants

- (a) analyse globale.
- (b) analyse des systèmes de contreventement.
- (c) calcul des éléments.

5.2.4.2. Méthode d'application

(1) Les imperfections doivent être prises en compte en incluant, dans l'analyse, des quantités additionnelles adéquates représentant les imperfections pour l'analyse des systèmes de contreventement.

On entend par quantités additionnelles, soit des imperfections affectant la géométrie initiale de l'ossature, soit des charges simulant des effets équivalents à ces imperfections. La nature et l'amplitude des quantités additionnelles peuvent dépendre du type d'analyse globale effectuée (voir par exemple la figure 55.1).

(2) Les effets des imperfections globales de l'ossature données en 5.2.4.3 doivent être inclus dans l'analyse globale de celle-ci. Les sollicitations résultant alors de l'analyse doivent être utilisées pour le calcul des éléments.

Les effets des imperfections globales de l'ossature peuvent être généralement négligés dans les combinaisons d'actions où interviennent des charges horizontales significatives telles que celles résultant de l'action du vent ou du seisme.

(3) Les effets des imperfections données en 5.2.4.4. doivent être inclus dans l'analyse des systèmes de contreventement. Les sollicitations résultant alors de l'analyse doivent être utilisées pour le calcul des éléments.

(4) Les effets des imperfections des éléments (voir 5.2.4.5) peuvent être négligés dans l'analyse globale sauf, dans les ossatures souples (voir 5.2.5.2), dans le cas d'éléments comprimés dont les liaisons transmettent des moments et pour lesquels :

$$\bar{\lambda} > 0.5 \sqrt{A \cdot f_y / N_{Sd}} \dots\dots\dots (5.1)$$

où N_{Sd} = valeur de calcul de l'effort de compression

et $\bar{\lambda}$ = élancement réduit de l'élément dans le plan (voir 5.5.1.2), calculé sur la base d'une longueur de flambement égale à sa longueur d'épure.

La présence simultanée dans un élément d'une compression importante et d'une imperfection initiale en forme d'arc génère aux extrémités de celui-ci des effets qui peuvent modifier de façon sensible le comportement global d'une ossature. On considère que ceci intervient pour tout élément comprimé à plus du quart de son effort axial critique élastique N_{cr} , calculé pour la barre supposée bi-articulée ($N_{Sd} > N_{cr}/4$). Cette condition est équivalente à la condition (5.1) ci-dessus.

Dans le cadre de l'analyse globale, qui doit alors être au second ordre, les imperfections peuvent n'être introduites que pour les éléments remplissant la condition (5.1).

Il est de bonne pratique d'effectuer dans un premier temps l'analyse globale sans

tenir compte de ces imperfections et de vérifier à posteriori si l'un quelconque des éléments remplit la condition énoncée. Dans les cas, en général peu nombreux, la réponse est affirmative, l'analyse globale doit alors être reprise pour les combinaisons d'actions concernées.

5.2.4.3. Imperfections globales d'ossature

(1) Les effets des imperfections doivent être pris en compte dans l'analyse de l'ossature au moyen d'une imperfection géométrique ayant la forme d'un défaut initial d'aplomb $\varnothing$ déterminé par la formule :

$$\varnothing = k_c k_s \varnothing_0 \dots\dots\dots (5.2)$$

avec

$$\varnothing_0 = 1/200$$

$$k_c = \sqrt{0.5 + 1/n_c} \quad \text{avec } k_c \leq 1.0$$

$$k_s = \sqrt{0.2 + 1/n_s} \quad \text{avec } k_s \leq 1.0$$

n_c est le nombre de poteaux par plan.

n_s est le nombre d'étages.

Le défaut initial d'aplomb peut varier de 1/630 à 1/200. On se place en sécurité prenant $\varnothing = 1/200$.

(2) Les poteaux qui supportent une charge verticale N_{Sd} inférieure à 50% de charge verticale moyenne par poteau dans le plan considéré ne doivent pas être inclus dans n_c .

La charge verticale moyenne est définie comme le quotient de la charge verticale totale appliquée à l'ossature dans le plan considéré, divisée par le nombre total de poteaux dans ce plan (entendre ici colonnes de poteaux).

(3) Les poteaux qui ne traversent pas tous les étages inclus dans n_s ne doivent pas être inclus dans n_c . Les niveaux de plancher ou de toiture non connectés à tous les poteaux inclus dans n_c ne doivent pas être pris en compte dans la détermination de n_s .

Note : Toute combinaison de n_c et n_s satisfaisant à ces conditions peut être utilisée en toute sécurité.

(4) Ces imperfections initiales d'aplomb s'appliquent dans toutes les directions horizontales, mais elles ne doivent être prises en considération que dans une seule direction à la fois.

(5) On doit aussi considérer les éventuels effets de torsion que ces imperfections peuvent engendrer dans la structure lorsqu'elles sont introduites de manière antisymétrique sur deux faces opposées de celle-ci.

(6) Pour la commodité du calcul, l'imperfection initiale d'aplomb peut être remplacée par un système équilibré de forces horizontales équivalentes, voir figure 52.

(7) Dans les ossatures de bâtiment à plusieurs niveaux, il convient d'appliquer c

forces horizontales équivalentes à chaque niveau de plancher et de toiture, ces forces étant proportionnelles aux charges verticales appliquées à la structure au niveau considéré, voir figure 52.2.

Les forces horizontales équivalentes aux imperfections d'aplomb dans chaque tronçon de poteau, appliquées conformément à la figure 52.1, conduisent au système de charges donné dans la figure 52.3 ci-après, système dont est déduit le chargement équivalent du schéma de la figure 52.2. Dans ce dernier, la résultante des forces au niveau de chaque poutre a été ramenée sur la colonne de gauche et les forces en pied des poteaux ont été omises. Dans la mesure où, en général, les liaisons aux appuis sont rigides en translation horizontale, les forces qui leur sont appliquées n'ont en effet pas d'influence sur le comportement global de l'ossature, mais il y aurait lieu de les introduire dans l'analyse globale dans le cas contraire.

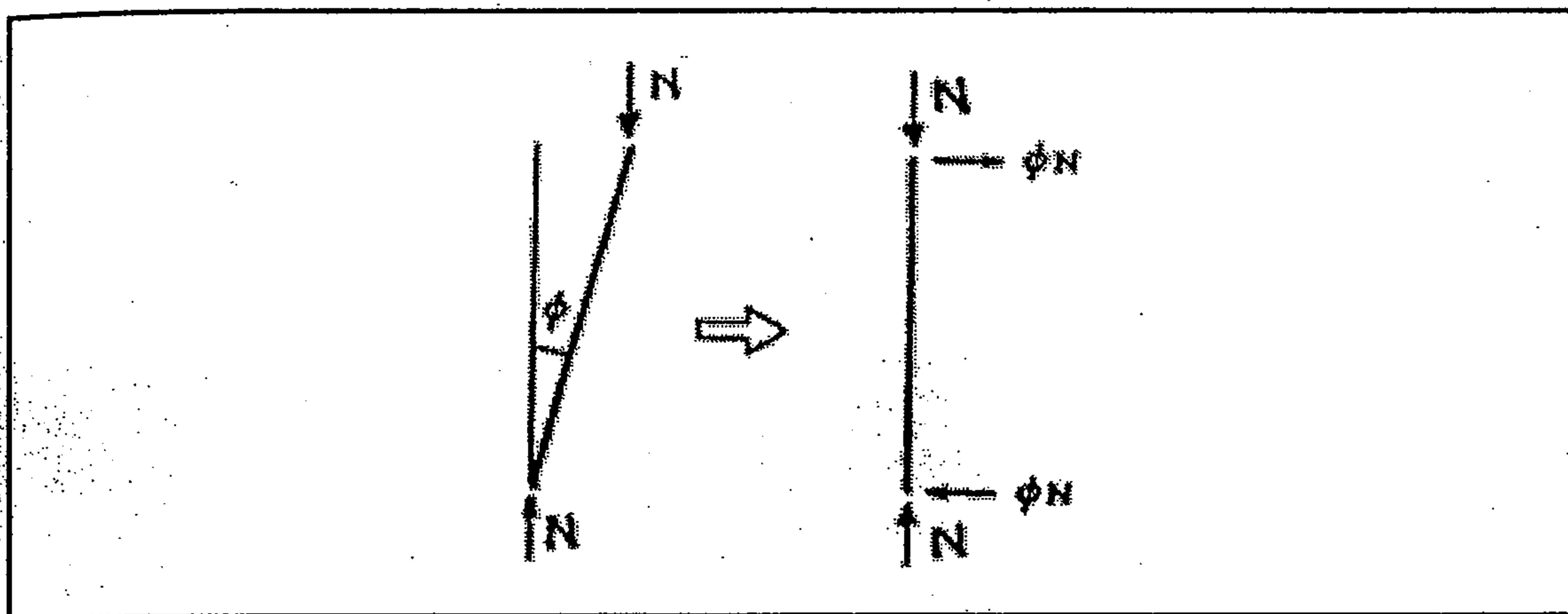


Figure 52.1: Forces horizontales équivalentes aux imperfections initiales d'aplomb

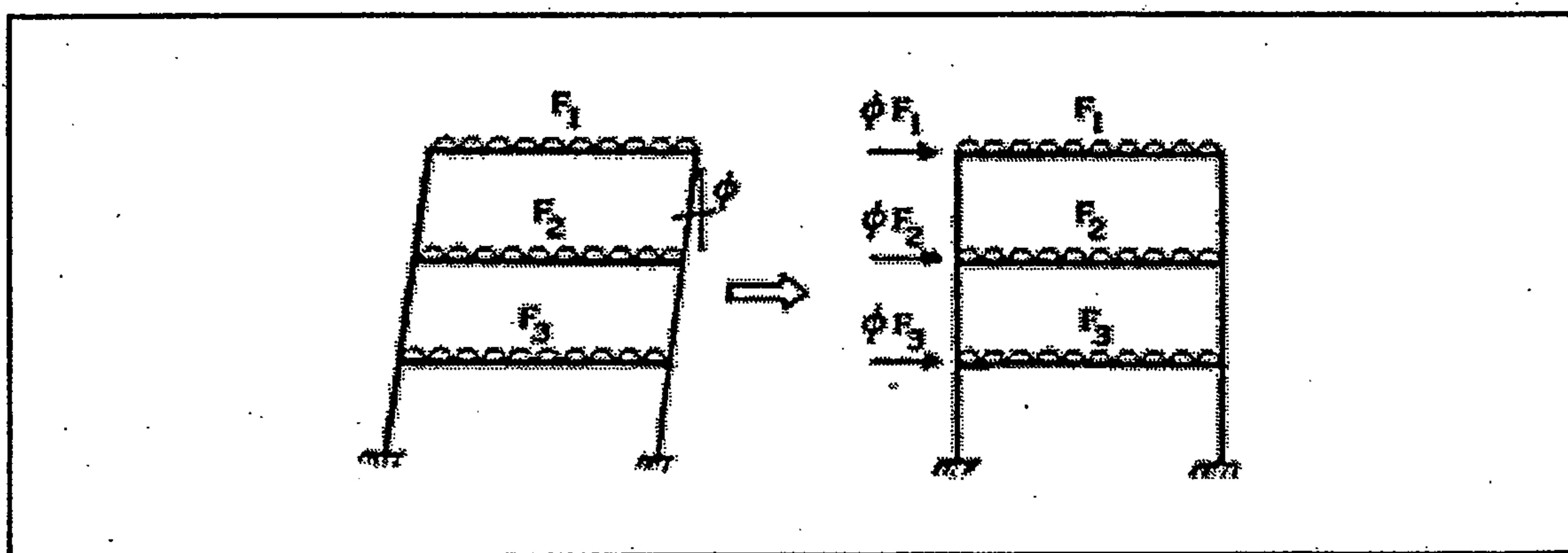


Figure 52.2. Forces horizontales équivalentes

(8) Il y a lieu de déterminer les réactions horizontales à chaque appui en partant de l'imperfection initiale d'aplomb et non des forces horizontales équivalentes. En l'absence de charges horizontales réelles, la résultante des réactions horizontales est nulle.

Les réactions d'appui déterminées par l'analyse globale de l'ossature soumise au système de forces équivalentes présenté à la figure 52.2. doivent être corrigées à chaque appui, par la force équivalente apparaissant sur la figure donnée au 5.2.4.3 (7) ci-dessus, en pied du poteau de base correspondant, c'est-à-dire égale au produit du faux aplomb initial global par l'effort axial dans ce poteau. Cette correction n'est, bien sûr, pas nécessaire si les forces équivalentes en pied de poteaux sont introduites au départ dans l'analyse globale.

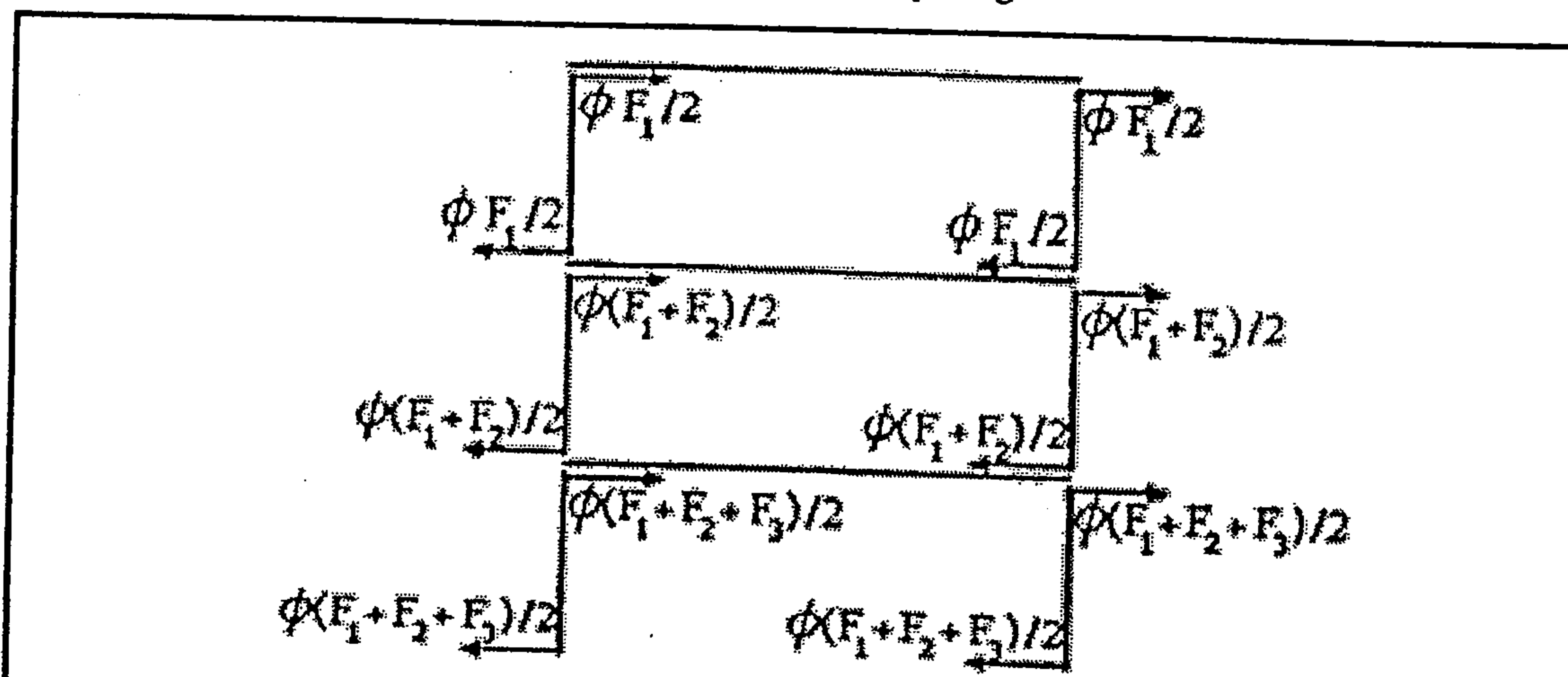


Figure 52.3: Système de charges duquel on déduit les forces équivalentes.

5.2.4.4. Imperfection pour analyse des systèmes de contreventement

(1) Les effets des imperfections doivent être pris en compte dans l'analyse des systèmes de contreventement nécessaires pour assurer la stabilité latérale, sur la longueur, des poutres ou des éléments comprimés. Ces effets doivent être introduits au moyen d'une imperfection géométrique équivalente des éléments à stabiliser, sous la forme d'une imperfection initiale en arc, de flèche :

$$e_0 = k_r \cdot L / 500 \quad \dots \dots \dots (5.3)$$

où L est la portée du système de contreventement.

$$\text{et } k_r = \sqrt{0.2 + 1/n_r} \dots \dots \dots \text{mais } k_r \leq 1.0$$

où n_r est le nombre d'éléments à stabiliser.

(2) Par commodité, les imperfections initiales en arc des éléments à stabiliser peuvent être remplacées par la force équivalente définie à la figure 52.4.

(3) Lorsque le système de contreventement doit stabiliser une poutre fléchie, convient de déterminer la force N de la figure 52.4 par

$$N = M / h \dots\dots\dots (5.4)$$

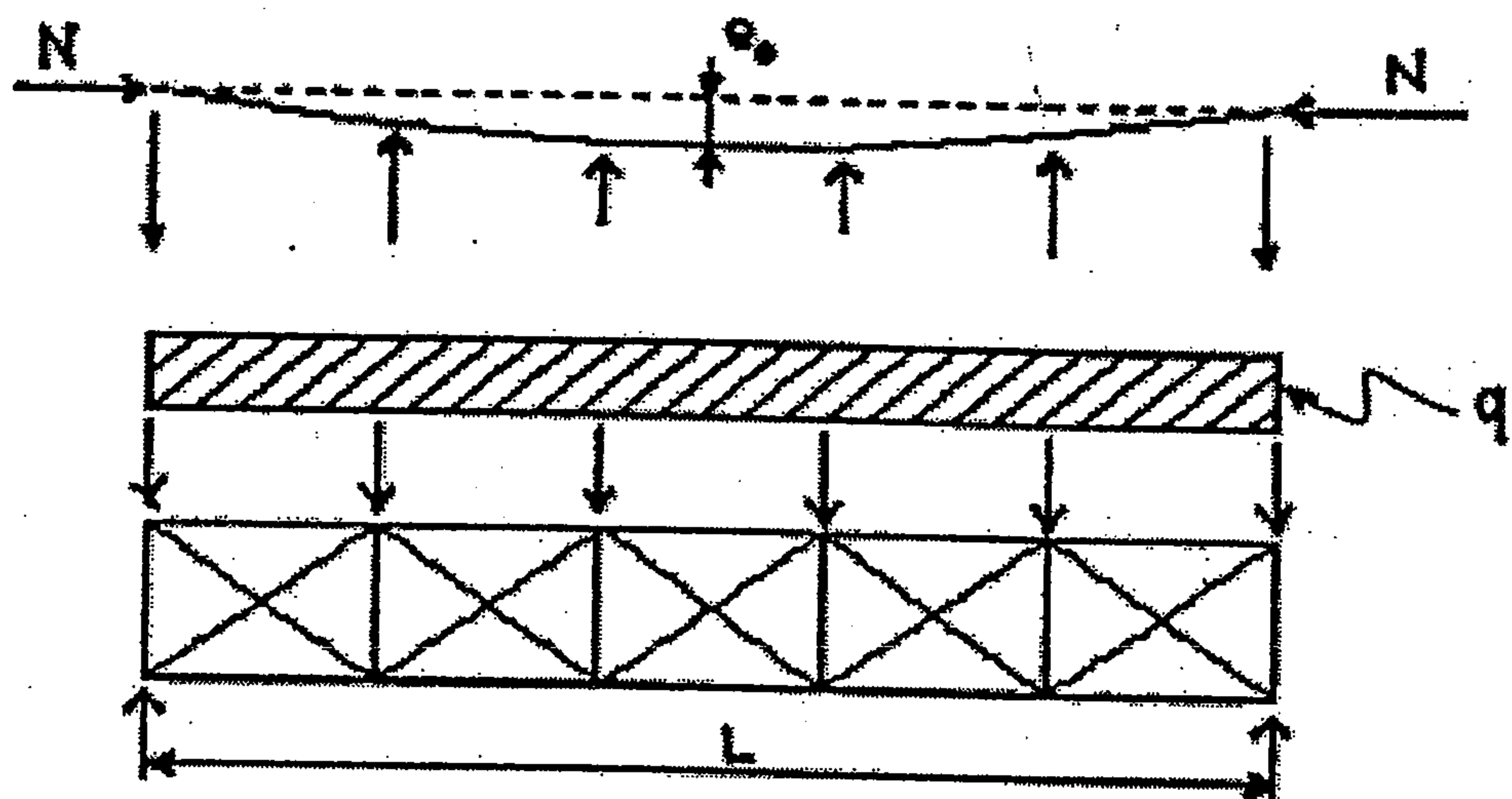
où M = moment maximal dans la poutre.

h = hauteur totale de la poutre.

Pour le calcul du système de contreventement, la force équivalente q propre à chaque poutre peut n'être, dans ce cas, appliquée que sur la longueur comprimée de la membrure stabilisée et N prend la valeur maximale de l'effort de compression.

(4) Lorsque des poutres ou des éléments comprimés possèdent des joints de continuité, on doit aussi vérifier que le système de contreventement est capable de résister à un effort local égal à $k_r.N/100$ qui lui est appliqué par chacune de ces poutres ou chacun de ces éléments comprimés et de transmettre cet effort aux points de maintien adjacents de ces poutres ou éléments comprimés; voir figure 52.5.

Au droit d'un joint de continuité le long d'une poutre ou d'un élément, les dispositions constructives et/ou les conditions d'exécution sont susceptibles de créer une imperfection initiale en forme de brisure. Dans ces conditions, il convient de considérer les effets d'imperfection définis en (4). On peut citer comme exemples les assemblages de continuité des colonnes de poteaux au niveau d'un plancher dans une ossature de bâtiment à étages (imperfections agissant sur la palée de stabilité verticale) ou l'assemblage de continuité de la membrure comprimée d'une poutre-treillis.



e_0 : imperfection

q : force équivalente de stabilisation par unité de longueur

La force N est supposée constante sur la portée L du système de contreventement. Pour un effort variable, ceci place légèrement en sécurité.

Pour un élément contreventé unique

Si $\delta_q \leq L/2500$: $q = N/50L$

Si $\delta_q > L/2500$: $q = N[1 + \alpha]/60L$

où δ_q : flèche du système de contreventement dans son plan due à q plus toute charge extérieure.

et $\alpha = 500 \delta_q/L$ mais $\alpha \geq 0.2$

Pour des éléments contreventés multiples

Si $\delta_q \leq L/2500$: $q = \Sigma N[k_r + 0.2]/60L$

Si $\delta_q > L/2500$: $q = \Sigma N[k_r + \alpha]/60L$

Figure 52.4. Force équivalente de stabilisation

(5) Dans cette vérification, cet effort local s'ajoute à toutes les charges externe agissant sur le système de contreventement, mais les efforts dus à l'imperfection définie en (1) peuvent être omis.

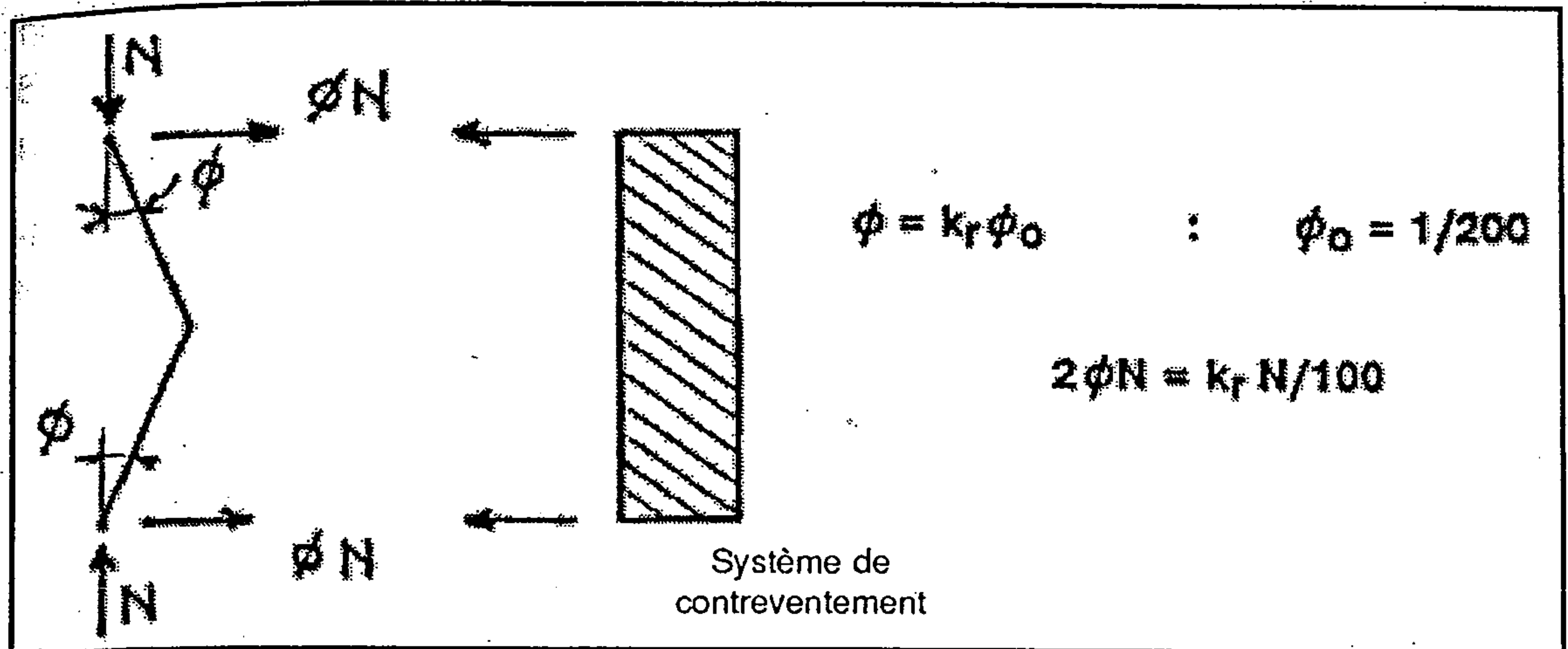


Figure 52.5 : Forces à considérer au droit d'un joint de continuité dans un élément comprimé.

5.2.4.5. Imperfections des éléments

- (1) En règle générale, on doit prendre en compte les effets des imperfections sur le calcul des éléments en utilisant les formules de flambement appropriées données dans ce DTR.
- (2) En alternative, pour un élément comprimé, on peut inclure les imperfections initiales en arc spécifiées en 5.5.1.3 dans une analyse au second ordre de cet élément.
- (3) Lorsqu'il est nécessaire (voir 5.2.4.2) de prendre en compte des imperfections d'éléments dans l'analyse globale, les imperfections spécifiées en 5.5.1.3 doivent être incluses et une analyse globale au second ordre doit être utilisée.

5.2.5. Stabilité latérale

5.2.5.1. Rigidité latérale

- (1) Toutes les structures doivent posséder une rigidité suffisante en vue de limiter la déformation latérale. Ceci peut être assuré par :
 - a) la rigidité à la déformation latérale de système de contreventement qui peuvent être
 - des ossatures triangulées
 - des ossatures à noeuds rigides
 - des voiles, des noyaux et autres éléments de même type
 - b) la rigidité des ossatures elles-mêmes, qui peut faire appel à une ou plusieurs des possibilités suivantes :

- triangulation
- rigidité des assemblages
- poteaux en console

Dans le contexte général de ce sous-chapitre considérant principalement des ossatures planes, on désigne par déformation latérale une déformation de l'ossature dans son plan, résultant des déplacements horizontaux des noeuds (intersection des poutres et poteaux) dans ce plan.

(2) Des assemblages semi-rigides peuvent être utilisés à condition que l'on puisse démontrer qu'ils possèdent une rigidité de rotation fiable et suffisante pour satisfaire aux conditions requises de stabilité globale suivant un mode à noeuds déplaçables (voir 5.2.6).

5.2.5.2. Classification en ossatures souples ou ossatures rigides

(1) Une ossature peut être classée comme ossature rigide si sa réponse aux charges horizontales dans le plan est suffisamment rigide pour que l'on puisse avec une précision acceptable, négliger les sollicitations additionnelles engendrées par la prise en compte des déplacements horizontaux de ses noeuds.

(2) Toute autre ossature doit être classée comme ossature souple et les effets des déplacements horizontaux de ses noeuds doivent être pris en compte dans son calcul (voir 5.2.1).

(3) Une ossature peut être classée comme ossature rigide, pour un cas de charge donné, si le rapport de charges V_{sd}/V_{cr} pour ce cas de charge, satisfait au critère :

$$V_{sd}/V_{cr} \leq 0.1 \dots\dots\dots(5.5)$$

où V_{sd} = valeur de calcul de la charge verticale totale

V_{cr} = valeur critique élastique de la charge verticale totale pour l'instabilité suivant le mode à noeuds déplaçables

La charge V_{cr} est, en général, calculée sous son aspect de charge de bifurcation d'équilibre, c'est-à-dire sans les charges horizontales et sur la géométrie initiale de la structure (sans imperfection). Lorsqu'on utilise des assemblages semi-rigides, on doit retenir, pour le calcul de V_{cr} la valeur initiale de la rigidité en rotation de ces assemblages. La clause 5.2.6.2 (6) donne, dans le cas d'ossatures de bâtiments à étages, une méthode approximative permettant de calculer V_{sd}/V_{cr} à partir des résultats d'une analyse globale élastique au premier ordre.

(4) Les ossatures planes de structures de bâtiments à étages avec, à chaque niveau, des poutres assemblées à chaque poteau (voir figure 52.6), peuvent être traitées comme ossatures rigides, pour un cas de charge donné, si le critère qui suit est satisfait. Calculés à l'aide d'une théorie du premier ordre, les déplacements horizontaux intrinsèques à chaque étage, résultant de l'application des charges

horizontales et verticales de calcul, ainsi que de l'imperfection initiale d'aplomb (voir 5.2.4.3) appliquée sous forme de forces horizontales équivalentes, doivent satisfaire au critère :

$$(\delta/h) \cdot (V / H) \leq 0.1 \dots\dots\dots(5.6)$$

où δ = déplacement horizontal à la partie supérieure de l'étage par rapport à sa partie inférieure

h = hauteur de l'étage

H = réaction horizontale totale à la partie inférieure de l'étage

V = réaction verticale totale à la partie inférieure de l'étage

Les portiques à un niveau sont considérés comme un cas particulier auquel cette méthode s'applique. Dans le cas de traverses à une ou deux pentes, elle ne sera pas appliquée, sauf justification particulière, si la pente excède 20%.

Dans le cas général, pour que cette méthode soit applicable, les poutres ne doivent pas être interrompues à l'intérieur de l'ossature (voir figure 52.7).

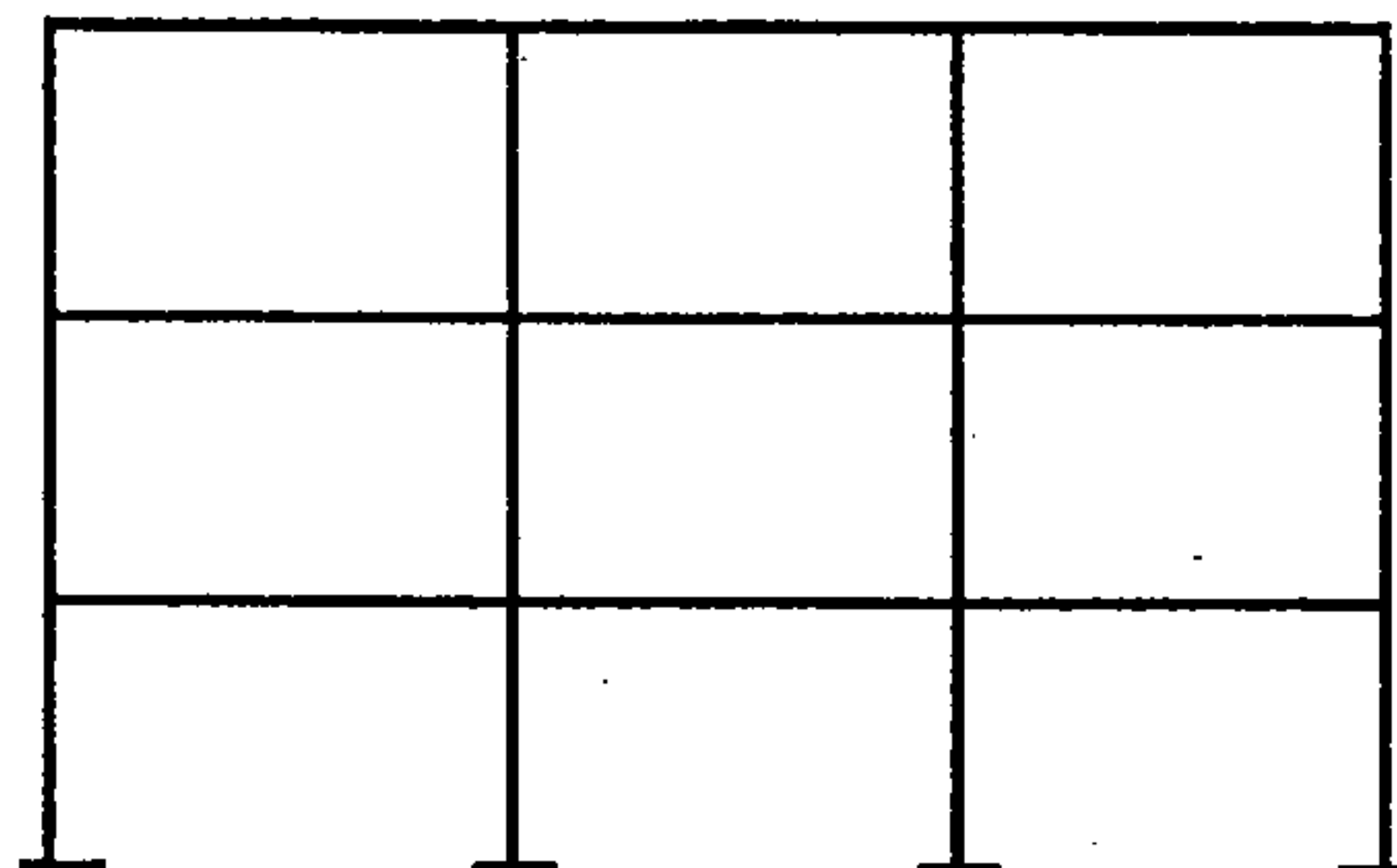
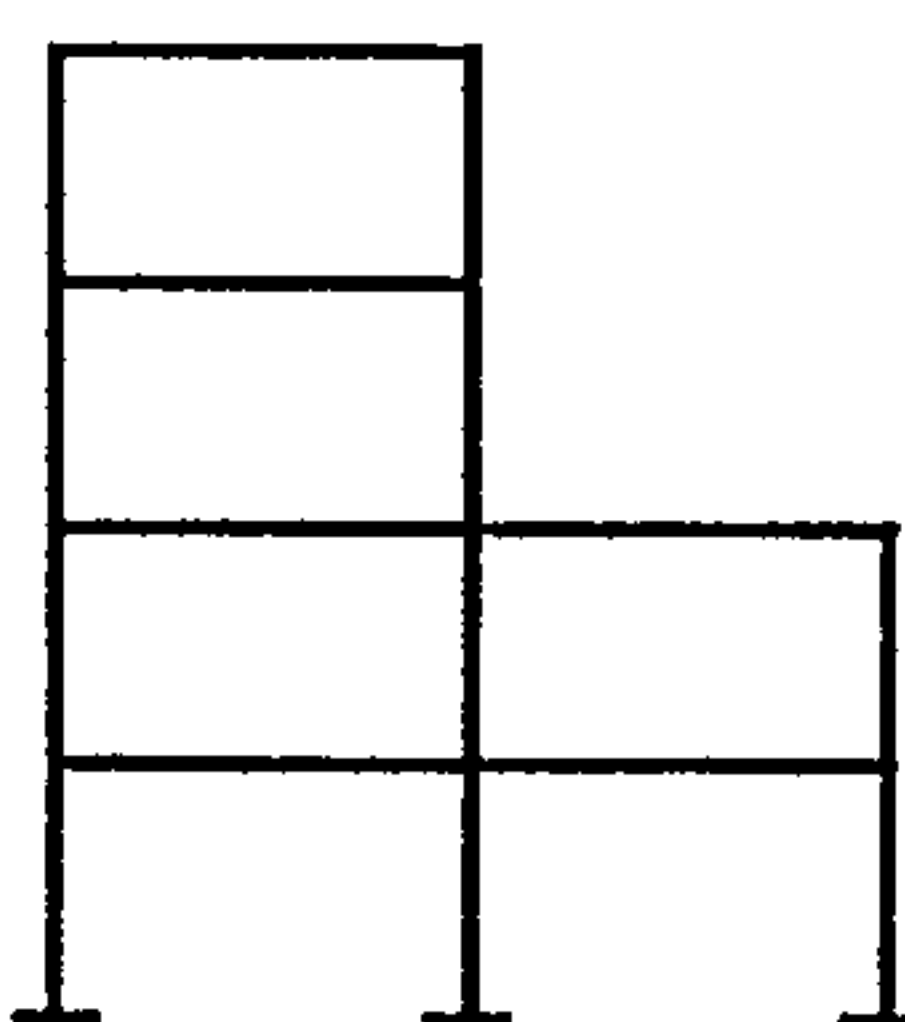
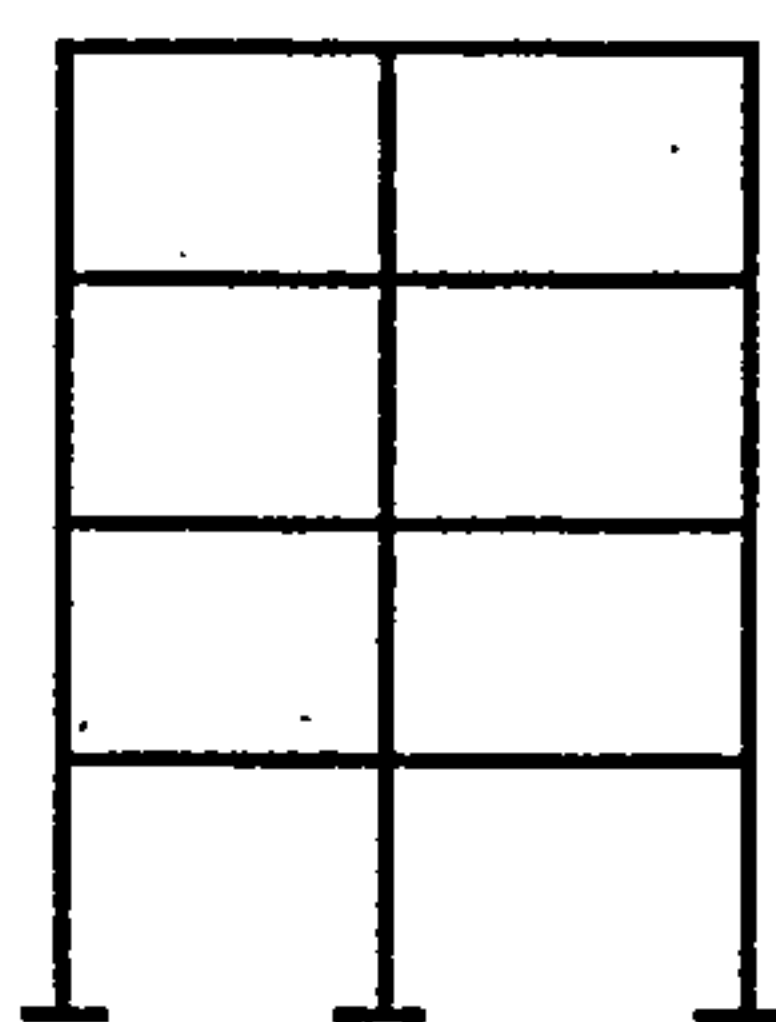
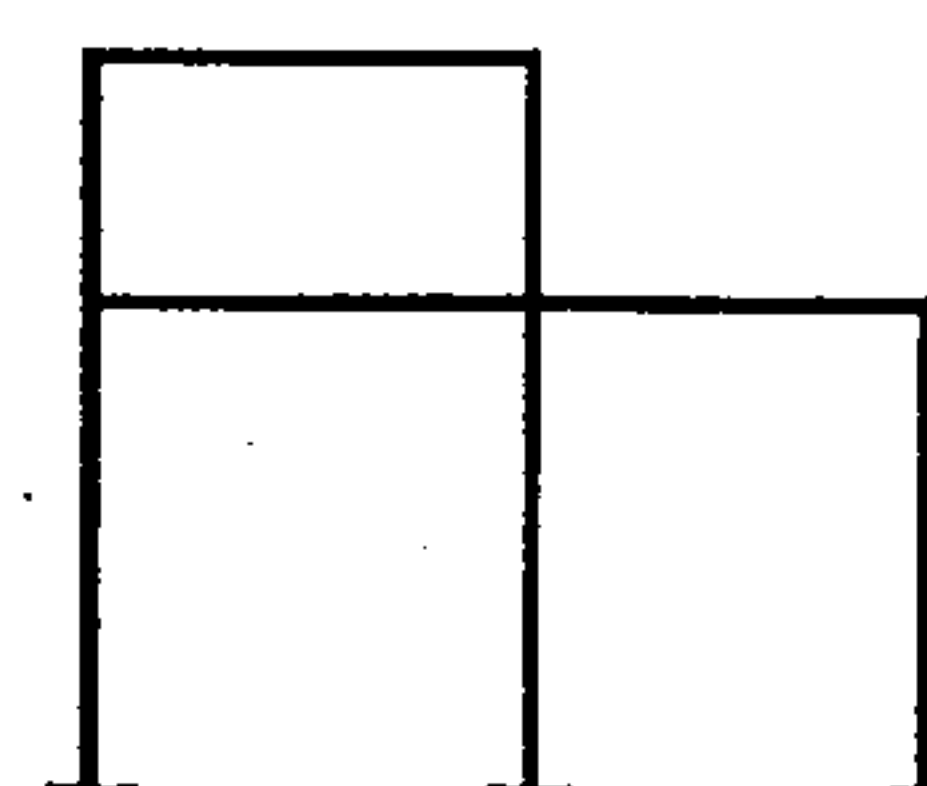
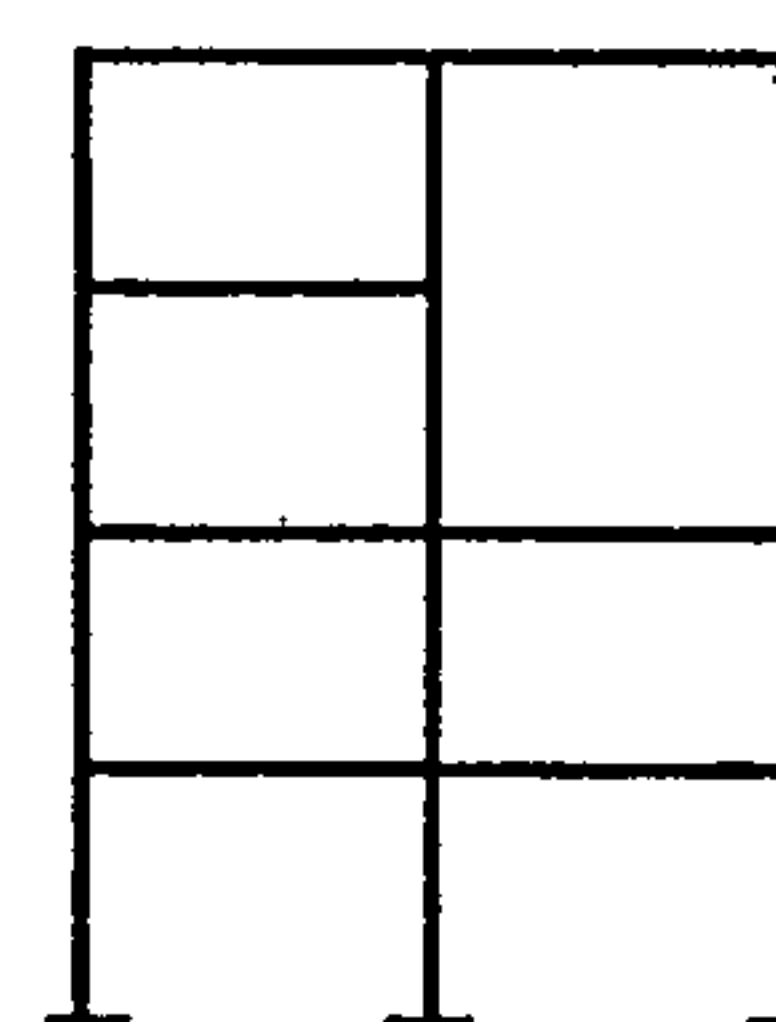


Figure 52.6 : Ossatures de bâtiments dont les poutres sont connectées à chaque poteau et à chaque étage.



Méthode applicable



Méthode non-applicable

Figure 52.7 : Exemples d'applicabilité de la méthode

5.2.5.3. Classification en ossatures contreventées ou non contreventée:

(1) Une ossature peut être classée comme contreventée si sa rigidité latérale est assurée par un système de contreventement dont la réponse aux charges horizontales dans le plan est suffisamment rigide pour que l'on puisse considérer, avec une précision acceptable, que toutes les charges horizontales sont prises par ce système de contreventement.

Cette classification ne concerne que les ossatures de bâtiments à étages possédant un système de contreventement à chaque niveau, et dont on peut, par son structuration, analyser séparément l'ossature stabilisée d'une part et le système de contreventement d'autre part (palée de stabilité, par exemple). De plus, on doit pouvoir considérer, avec une précision suffisante, que les forces horizontales sont appliquées au droit des files de poutres. Dans le cas contraire, il y a lieu de prendre en compte les moments engendrés par ces forces dans l'analyse de l'ossature stabilisée.

(2) Une ossature métallique peut être classée comme contreventée, si le système de contreventement réduit ses déplacements horizontaux d'au moins 80 %.

Cette réduction doit être effective sur le déplacement horizontal relatif entre le sommet et la base de chacun des étages.

Dans le cas d'une ossature à un niveau (voir figure 52.8), il est équivalent de dire que pour que celle-ci soit considérée contreventée, il convient que la rigidité latérale R_a de l'ossature avec son système de contreventement soit au moins 5 fois supérieure à la rigidité latérale R_s de l'ossature sans son système de contreventement :

$$R_a \geq 5 R_s$$

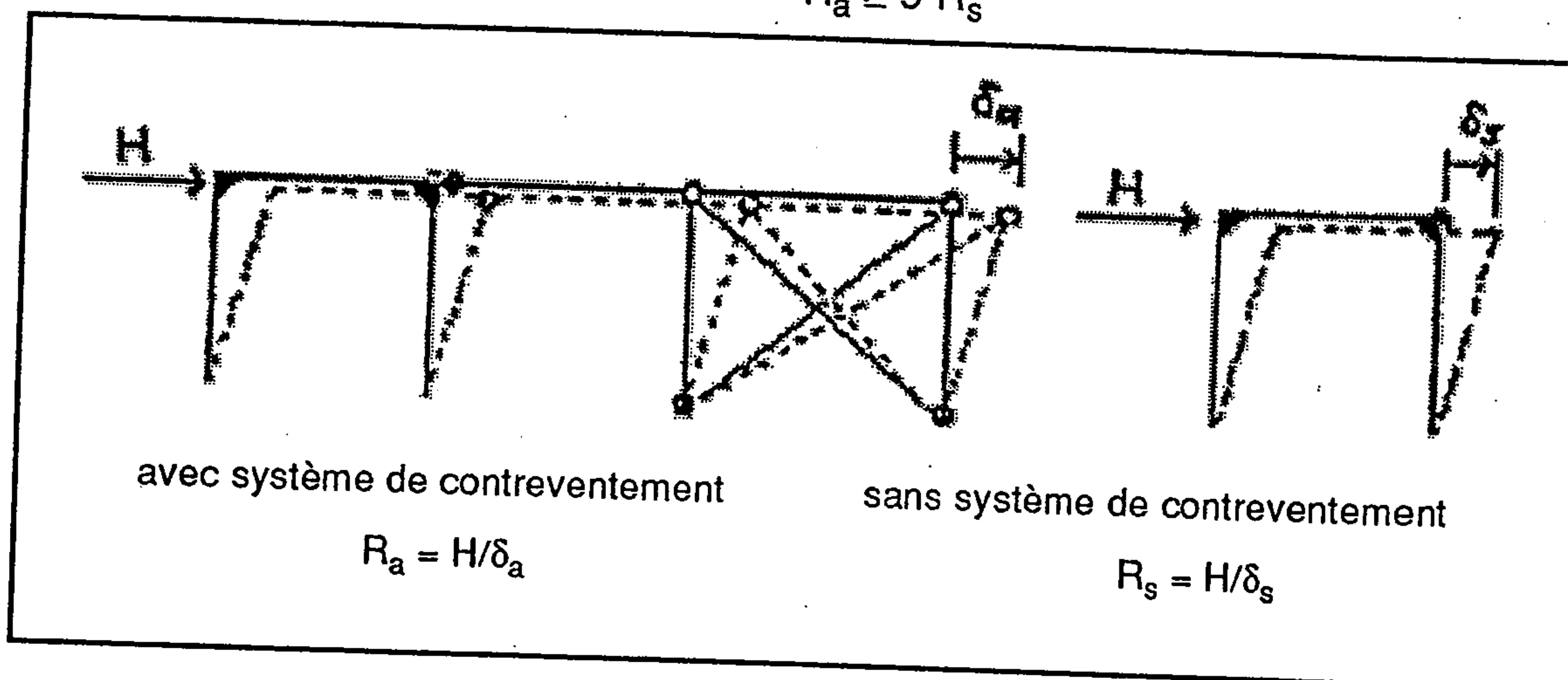


Figure 52.8 : Classification d'une ossature à un niveau

(3) Une ossature contreventée peut être traitée comme parfaitement appuyée latéralement. Il s'agit ici de l'ossature que stabilise le système de contreventement dans le plan de contreventement considéré. Le système de contreventement lui-même peut, selon le cas, être classé comme souple ou rigide (voir 5.2.5.3 (7)).

(4) Les effets des imperfections initiales d'aplomb (voir 5.2.4.3) dans une ossature contreventée doivent être pris en compte dans le calcul du système de contreventement.

(5) On peut considérer que les imperfections initiales d'aplomb (ou les forces horizontales équivalentes, voir 5.2.4.3), ainsi que toutes les charges horizontales appliquées à une ossature contreventée, ne sollicitent que le système de contreventement.

(6) Il convient de dimensionner le système de contreventement pour résister :

- à toutes les charges horizontales appliquées aux ossatures dont il assure le contreventement,
- à toutes les charges horizontales ou verticales appliquées directement au système de contreventement lui-même,
- aux effets des imperfections initiales d'aplomb (ou aux forces horizontales équivalentes) propres au système de contreventement lui-même et ceux provenant de toutes les ossatures dont il assure le contreventement.

(7) Lorsque le système de contreventement est une ossature ou une sous ossature, il peut lui-même être classé comme ossature souple ou rigide, voir 5.2.5.2.

(8) Lorsque le critère donné en 5.2.5.2 (3) est appliqué à une ossature ou sous ossature faisant office de système de contreventement, il convient de prendre également en compte dans le calcul la charge verticale totale agissant sur toutes les ossatures dont elle assure le contreventement.

(9) Lorsque le critère donné en 5.2.5.2 (4) est appliqué à une ossature ou sous ossature faisant office de système de contreventement, il y a lieu de prendre également en compte la charge totale horizontale et verticale agissant sur toutes les ossatures dont elle assure le contreventement, ainsi que l'imperfection initiale d'aplomb appliquée sous forme de forces horizontales équivalentes issues du système de contreventement lui-même et de toutes les ossatures qu'il stabilise.

5.2.6. ETAT LIMITE DE STABILITE GLOBALE DES OSSATURES

5.2.6.1. Exigences

(1) La résistance de toute ossature vis à vis d'un mode de ruine à noeuds déplaçables doit être vérifiée. Cependant, cette résistance est considérée acquise s'il est démontré que l'ossature est rigide (voir 5.2.5.2).

(2) La résistance de toute ossature vis à vis d'un mode de ruine à noeuds fixes doit également être vérifiée, y compris dans le cas d'ossatures classées comme souples.

(3) Il convient d'envisager la possibilité de modes de ruine locaux intéressant un seul étage.

(4) Dans les ossatures à traverses brisées non-triangulées, la stabilité des traverses dans leur plan doit aussi être vérifiée. Une perte de stabilité dans le plan des traverses peut survenir lorsqu'un effet de chapeau ou d'arc apparaît (voir fig. 52.9)

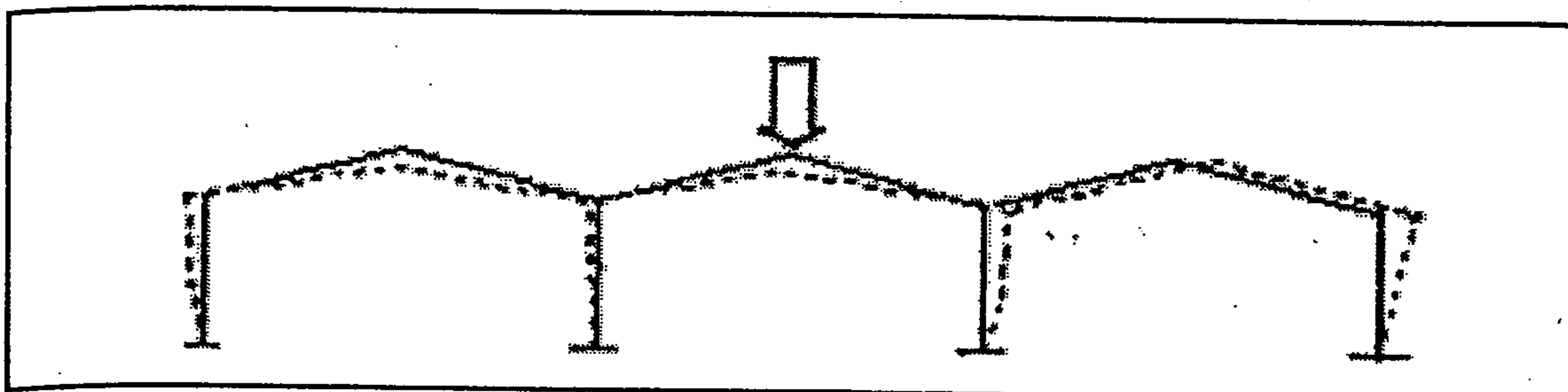


Figure 52.9 : Perte de stabilité des ossatures à traverses brisées.

5.2.6.2. Analyse élastique des ossatures souples

(1) Quand on utilise une analyse globale élastique, les effets du second ordre suivant le mode de déformation à noeuds déplaçables doivent être inclus, soit directement en utilisant une analyse élastique au second ordre, soit indirectement au moyen de l'une des méthodes alternatives suivantes :

- a) analyse élastique au premier ordre,
avec amplification des moments dus à la déformation latérale.
- b) analyse élastique au premier ordre,
avec longueurs de flambement correspondant au mode d'instabilité à noeuds déplaçables.

Le paragraphe 5.2.6.2 (5) définit les moments dus à la déformation latérale.

(2) Si l'on effectue une analyse globale élastique au second ordre, on peut utiliser pour le calcul des éléments, des longueurs de flambement dans le plan déterminées suivant le mode d'instabilité à noeuds fixes.

Lorsque les effets du second ordre liés au déplacement latéral relatif entre les extrémités (noeuds de l'ossature) des éléments comprimés sont pris en compte dans l'analyse globale, seuls les effets du second ordre dus à la déformée locale entre leurs extrémités sont introduits dans les vérifications de résistance de ces éléments. Pour des raisons de cohérence visant à ne pas introduire deux fois les mêmes effets, ceci implique alors de considérer, pour ces vérifications, les longueurs de flambement suivant le mode d'instabilité à noeuds fixes (voir annexe A).

Dans ces conditions, adopter la longueur d'épure des éléments comme longueur de flambement est une approximation qui est du côté de la sécurité.

(3) Dans la méthode avec amplification des moments dus à la déformation latérale, il convient de majorer ces derniers, calculés par une analyse élastique au premier ordre, dans le rapport :

$$1/(1 - V_{sd}/V_{cr}) \dots\dots\dots(5.7)$$

où V_{sd} = valeur de calcul de la charge totale

V_{cr} = valeur critique élastique de la charge verticale totale suivant un mode d'instabilité à noeuds déplaçables.

(4) Il convient de ne pas utiliser la méthode avec amplification des moments dus à la déformation latérale lorsque le rapport de charges V_{sd}/V_{cr} est supérieur à 0,25.

On se reportera au § 5.2.6.2 (6) pour le calcul de V_{cr} dans le cas de bâtiments à étages et au § 5.2.5.2 (3) dans le cas général.

(5) Les moments dus à la déformation latérale sont les moments associés à la translation horizontale du sommet d'un étage par rapport à la base de celui-ci. Ils sont dus au chargement horizontal mais peuvent également provenir du chargement vertical si soit la structure, soit ce chargement, est asymétrique.

Dans le cas d'ossatures de bâtiment à étages, on peut, en général, considérer avec une précision suffisante, que les moments dus à la déformation latérale sont ceux qui résultent, aux extrémités des éléments, des forces horizontales (réelles ou équivalentes) appliquées à l'ossature. Il faut remarquer que l'introduction de l'imperfection globale initiale $\varnothing$ ou des forces horizontales équivalentes implique qu'une part des moments dus à la déformation latérale provient du chargement vertical.

Dans la mesure où l'on peut supposer que les forces horizontales sont appliquées aux noeuds (intersections poutres-poteaux), il est loisible de prendre en compte les effets du second ordre directement au niveau de l'analyse globale au 1er ordre en appliquant l'amplification du paragraphe (3) à ces forces horizontales (réelles ou équivalentes aux imperfections globales de l'ossature).

Dans les autres cas d'ossatures, ou pour les ossatures de bâtiment où la forte dissymétrie soit de l'ossature elle-même, soit du mode d'application des forces verticales, impliquerait une déformation latérale importante sous la seule action de forces verticales, les moments dus à la déformation latérale sont ceux obtenus dans les éléments de l'ossature à l'issue des opérations suivantes :

- (a) en plus des conditions d'appui naturelles, on bloque les noeuds (intersection des poutres et des poteaux) de l'ossature en translation horizontale et on procède à l'analyse globale pour le cas de charge étudié,
- (b) on relève les réactions horizontales aux noeuds bloqués en translation horizontale,
- (c) on procède à une analyse globale de l'ossature avec ses seules conditions

d'appui naturelles et soumise seulement aux opposées des réactions relevées en (b).

Les moments fléchissants alors obtenus sont les moments dus à la déformation latérale.

Les moments qui résulteraient d'une analyse au second ordre sont donc égaux à la somme

- des moments obtenus en a)
 - des moments obtenus en c)
- amplifiés par le coefficient d'amplification $((1/(1 - V_{sd}/V_{cr})))$.

(6) Dans le cas des ossatures de bâtiments à étages visées en 5.2.5.2 (4), l'approximation suivante peut être utilisée comme alternative à la détermination directe de V_{sd}/V_{cr} :

$$V_{sd} / V_{cr} = (\delta/h) \cdot (V/H) \dots\dots\dots(5.8)$$

où δ , h , H et V sont définis en 5.2.5.2 (4).

La formule proposée ici permet de déterminer le rapport $(V_{sd} / V_{cr})_e$ pour un quelconque étage e de l'ossature de bâtiment. La valeur V_{sd}/V_{cr} à retenir pour l'ossature est la plus grande des valeurs de chaque étage, c'est à dire

$$V_{sd}/V_{cr} = \max (V_{sd} / V_{cr})_e$$

(7) Dans le cas de la méthode avec amplification des moments dus à la déformation latérale, on peut utiliser, dans le calcul des éléments, des longueurs de flambement dans le plan déterminées suivant le mode d'instabilité à noeuds fixes.

(8) Lorsque l'on utilise une analyse au premier ordre avec, pour le calcul des poteaux, des longueurs de flambement dans le plan déterminées suivant le mode d'instabilité à noeuds déplaçables, il convient de multiplier, dans les poutres et les assemblages poutre-poteau, les moments dus à la déformation latérale par 1,2, à moins qu'une valeur plus petite puisse être justifiée par analyse.

5.3 CLASSIFICATION DES SECTIONS TRANSVERSALES

5.3.1. Bases

(1) Lorsque l'on utilise une analyse globale élastique, les éléments peuvent avoir des sections transversales de n'importe quelle classe, à condition que le calcul de ces éléments prenne en compte la limitation éventuelle de la résistance de la section par le voilement local.

5.3.2. Classification

(1) Quatre classes de sections transversales sont définies :

- *Classe 1* : Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.
- *Classe 2* : Sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.
- *Classe 3* : Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.
- *Classe 4* : Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local.

Des lois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section sont présentées sur la figure 53.1, mettant en évidence la résistance et la capacité de rotation qui peuvent être atteintes avant apparition du phénomène de voilement local (correspondant à l'affaissement de la loi de comportement), tout risque de déversement étant empêché.

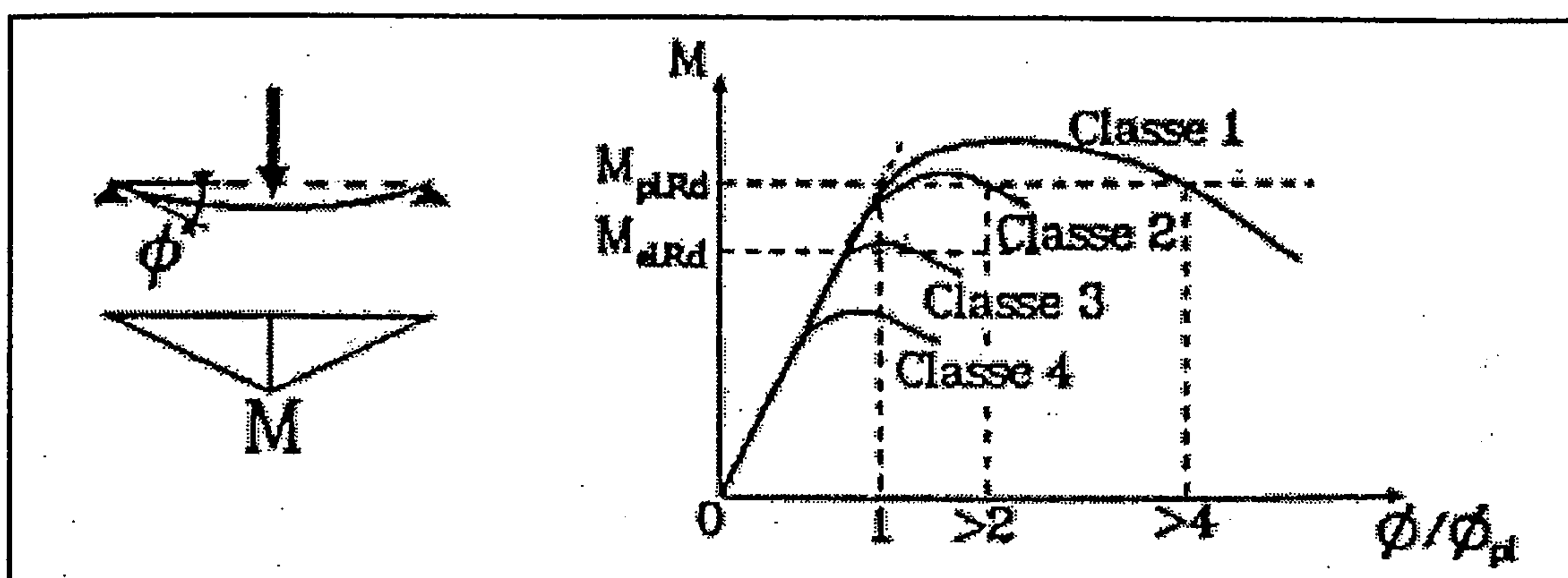


Figure 53.1: Lois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section

- (2) Les réductions de résistance dues aux effets de voilement local des sections transversales de Classe 4 peuvent être prises en compte à l'aide de la méthode de largeurs efficaces (voir § 5.3.4).
- (3) Le classement d'une section transversale dépend des dimensions de chacun de ses parois comprimées.
- (4) Les parois comprimées à considérer dans une section transversale comprennent toute paroi totalement ou partiellement comprimée par l'effort axial et/ou le moment fléchissant présent dans la section sous le cas de charge considéré.
- (5) Les différentes parois comprimées d'une section transversale (telles qu'une âme ou une semelle) peuvent, en général, être de classes différentes.

- (6) La classe d'une section transversale est, normalement, la classe la plus haute (la plus défavorable) de ses parois comprimées.
- (7) En alternative, le classement d'une section transversale peut être défini en mentionnant à la fois la classe de la semelle et celle de l'âme.
- (8) *Il convient de tirer les proportions limites des parois comprimées pour les classes 1, 2 et 3 du tableau 53.1. Il y a lieu de considérer de Classe 4 toute paroi dont les proportions sont au delà des limites de la Classe 3.*

5.3.3. Conditions sur les sections transversales pour une analyse globale élastique

- (1) Lorsque l'on utilise une analyse globale élastique, le rôle de la classification des sections transversales est d'identifier à quel niveau la résistance d'une section transversale est limitée par sa résistance au voilement local. Le classement des sections a pour conséquence de fixer le coefficient partiel de sécurité (γ_{M0} ou γ_{M1}) à appliquer dans la détermination de la résistance de calcul de la section.
- (2) Si toutes les parois comprimées d'une section transversale sont de Classe 2, cette section peut être considérée comme capable d'atteindre son moment de pleine résistance plastique.
- (3) Si toutes les parois comprimées d'une section transversale sont de Classe 3, la résistance de celle-ci peut être fondée sur une répartition élastique des contraintes dans la section, ces contraintes étant plafonnées à la limite d'élasticité dans les fibres extrêmes.
- (4) Dans le cas d'une section transversale de classe 3 pour laquelle la limite d'élasticité est d'abord atteinte dans la fibre extrême tendue, les réserves plastiques de la zone tendue de la section peuvent être utilisées, au moyen de la méthode présentée ci-après, pour déterminer sa résistance.

Dans une section de Classe 3, lorsque la limite d'élasticité f_y est d'abord atteinte dans la fibre tendue (voir figure 53.2), les réserves plastiques de la zone tendue peuvent être utilisées jusqu'à ce que la contrainte dans la fibre comprimée atteigne à son tour f_y (résistance élasto-plastique de la section). Ces réserves augmentent la résistance de calcul de la section qui demeure néanmoins en Classe 3, notamment dans le cadre de l'analyse globale.

Le calcul de la résistance de la section implique normalement un processus itératif pour déterminer la hauteur plastifiée de la zone tendue conduisant à f_y dans la fibre comprimée. Dans le cas de la flexion composée, on pourra déterminer le moment résistant en présence de l'effort axial fixé à sa valeur de calcul N_{Sd} .

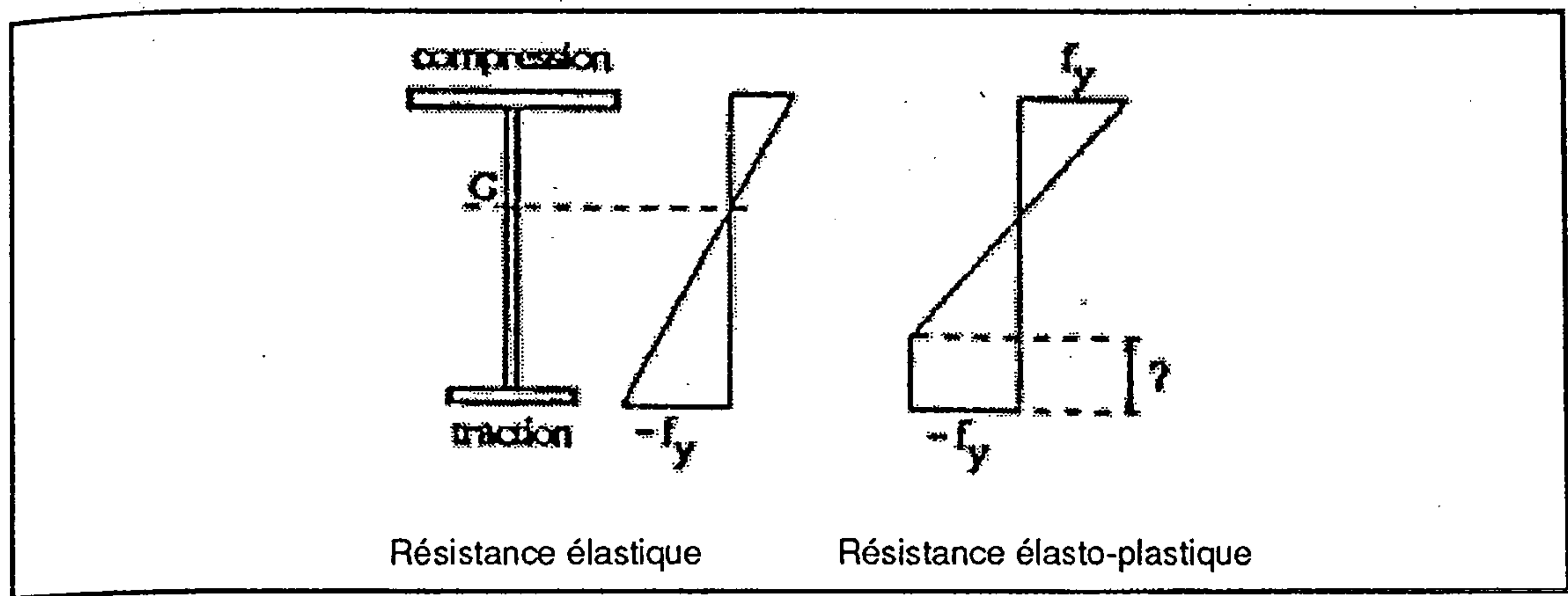


Figure 53.2: Section de Classe 3 pour laquelle f_y est atteinte dans la fibre tendue.

(5) En alternative, la résistance d'une section transversale comportant une semelle comprimée de Classe 2 mais une âme de Classe 3 peut être déterminée en traitant l'âme comme une âme efficace de Classe 2, avec une aire efficace réduite, en utilisant la méthode présentée ci-après.

La capacité de rotation d'une section étant due essentiellement à la capacité de raccourcissement de sa semelle comprimée, la section ainsi réduite peut être considérée comme une section de Classe 2, y compris pour l'analyse globale et il est donc loisible de compter sur la résistance plastique de la section réduite.

L'âme de Classe 3 peut être représentée par une âme efficace de Classe 2 en supposant que la hauteur d'âme qui résiste en compression est limitée à $20 t_w \epsilon$ (pour la partie adjacente à la semelle comprimée et à $20 t_w \epsilon$ (également pour la partie adjacente à la position finale de l'axe neutre plastique dans la section considérée avec l'âme efficace (voir figure 53.3).

(6) Lorsque l'une quelconque des parois comprimées d'une section transversale est de Classe 4, cette section doit être calculée comme une section de classe 4 (voir § 5.3.4).

On remarque que les limites supérieures des rapports largeur-épaisseur définis pour la Classe 3 dans le tableau 53.1 ne coïncident pas avec celles déduites des calculs de section efficace (voir § 5.3.4. (3)) en prenant $p = 1$; c'est uniquement le tableau 53.1. qui doit être utilisé pour le classement des sections.

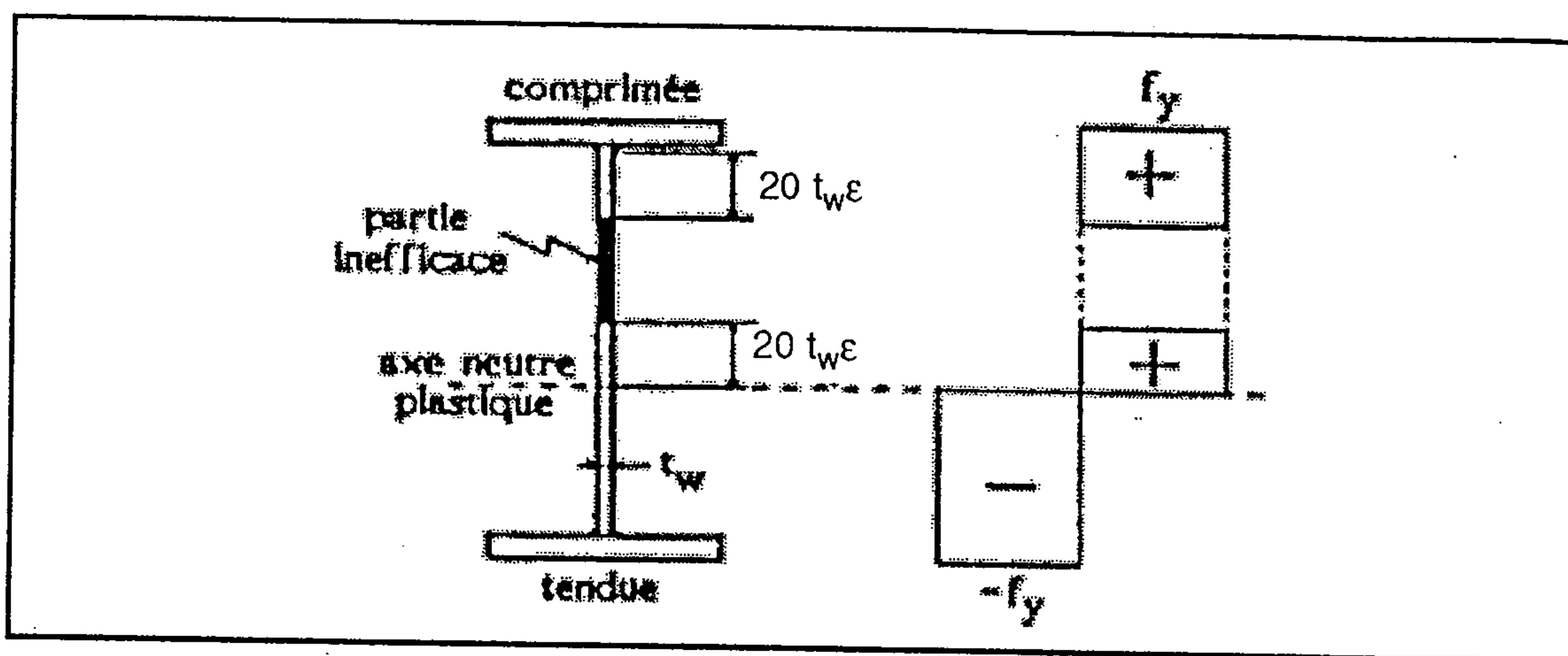


Fig.53.3 : Aire efficace réduite des sections à semelle de Classe 2 et âme de Classe 3

(7) Commentaires sur le tableau 53.1

Tableau 53.1 : Feuille 1

Une paroi est ici traitée isolément de la section à laquelle elle appartient. Le diagramme de contraintes est propre à l'âme. Ainsi, dans le cas d'une section dissymétrique simplement fléchie, l'âme est soumise à une flexion composée.

Dans le cas de la flexion composée, la position de l'axe neutre élastique ou plastique n'est connue qu'après détermination des sollicitations dans la section, donc après l'analyse globale de la structure. Ceci implique ainsi une vérification à posteriori de la classe de l'âme donc de la section. Cependant, lorsque l'effort axial peut être évalué ou connu avant de procéder à l'analyse globale, il est possible, en exprimant le moment résistant (élastique ou plastique) de la section en présence de cet effort axial, de déterminer la classe de l'âme en fonction de son élancement.

L'effort axial admissible peut, à l'inverse, être déterminé pour une classe d'âme donnée et un élancement donné.

Dans le cas d'une âme fléchie-tendue, l'élancement limite de la Classe 3 est calculé avec un rapport de contraintes déterminé sur la base d'une distribution élastique de contraintes ($\psi < 1$), en faisant abstraction du fait qu'à l'état limite ultime, la limite d'élasticité serait d'abord atteinte sur la fibre tendue.

Tableau 53.1 : Feuille 2

Dans le cas de sections uniformément comprimées, les élancements limites de parois pour les Classes 1 et 2 sont identiques à ceux de la Classe 3 car aucune capacité de rotation plastique n'est alors nécessaire (pas de rotule plastique) pour assurer une redistribution des sollicitations dans l'élément considéré.

Tableau 53.1 : Feuille 1

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées

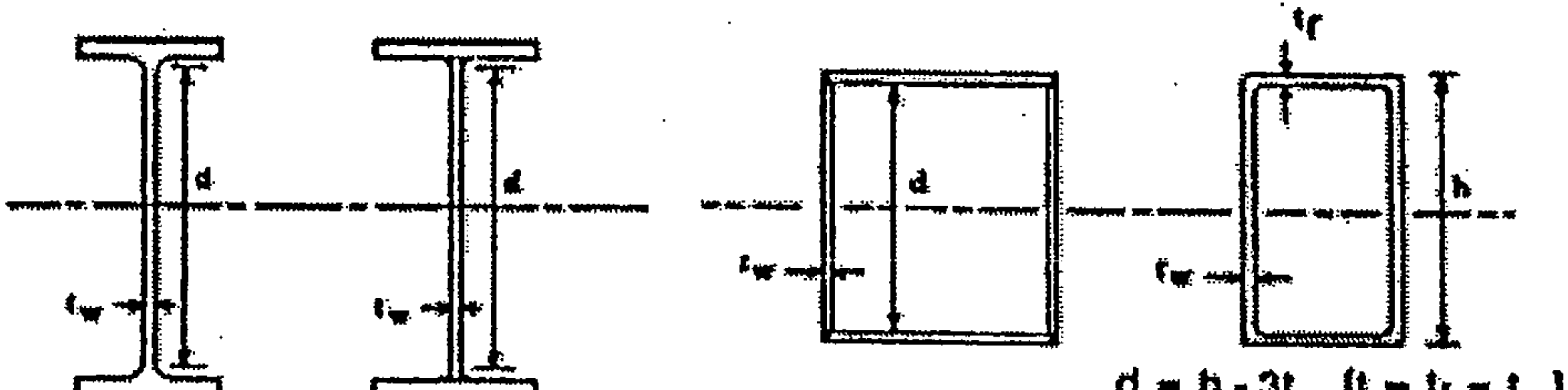
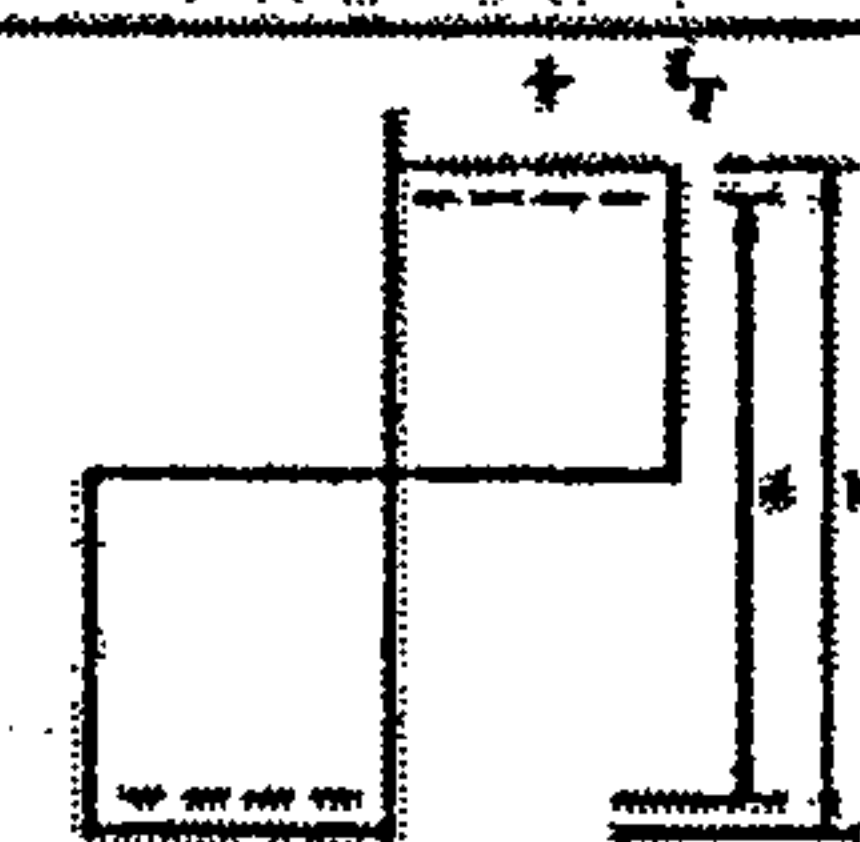
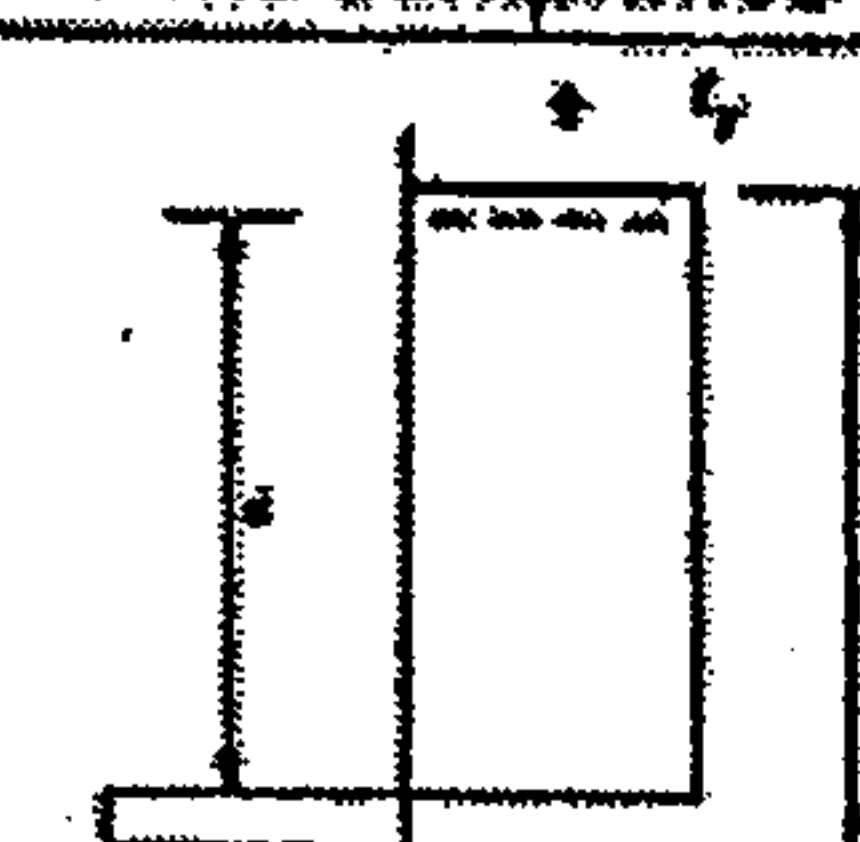
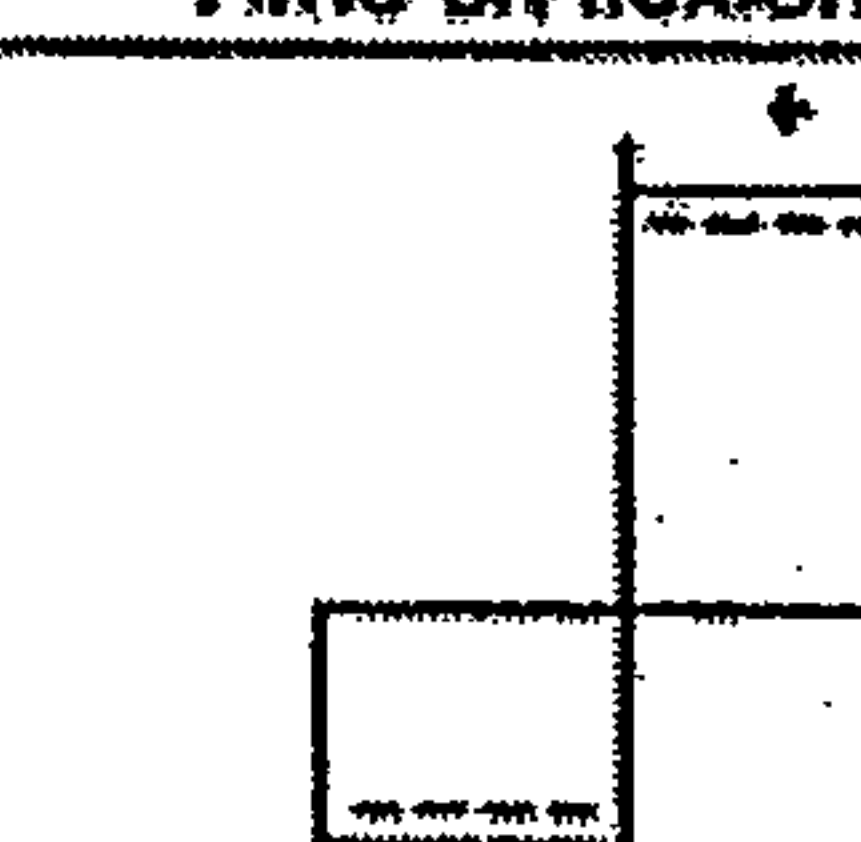
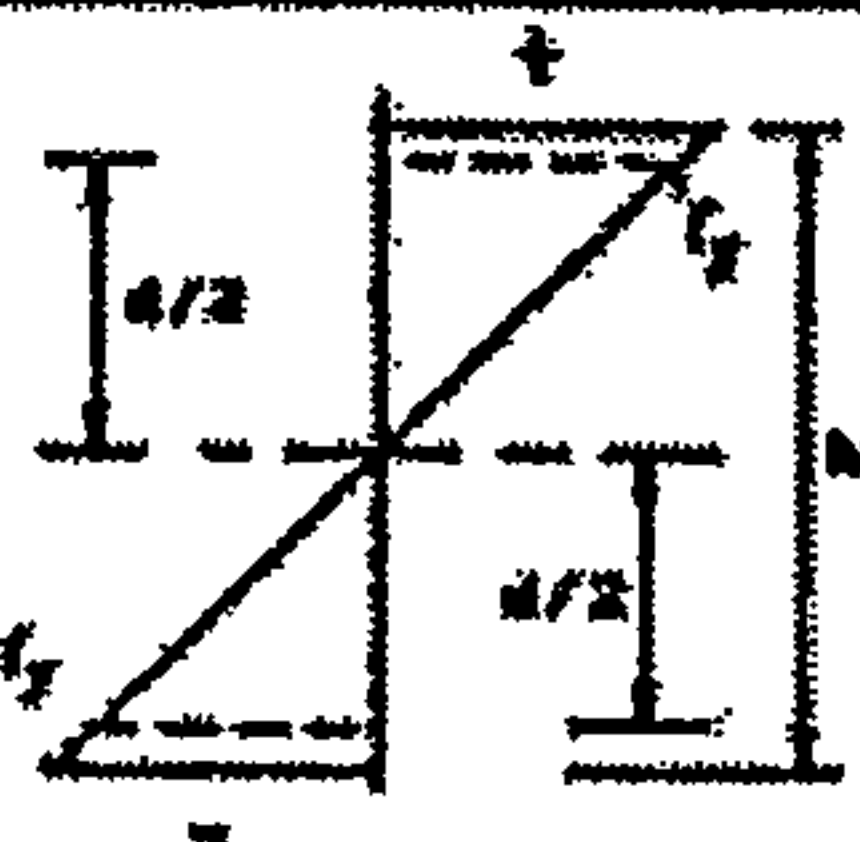
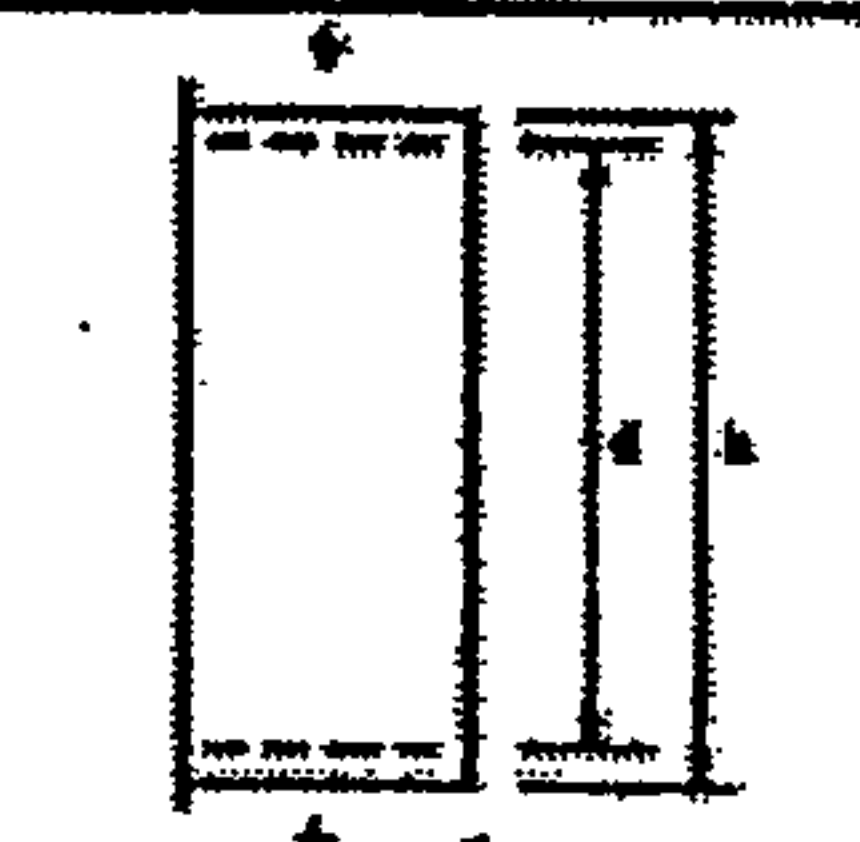
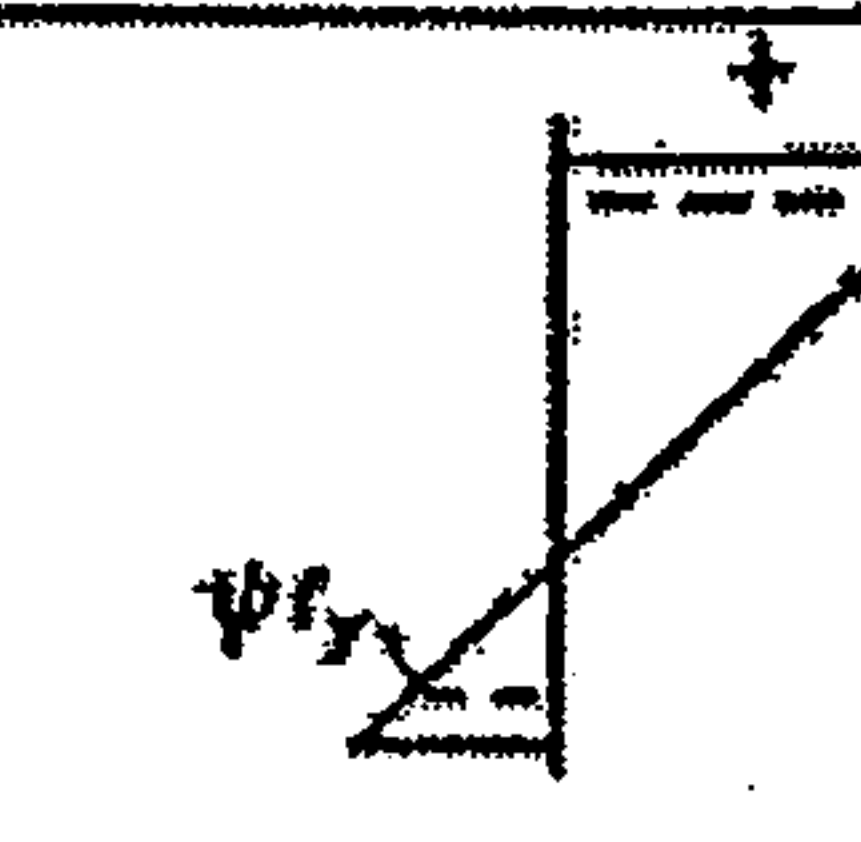
(a) <u>Ames</u> : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion) [*]				
 Axe de flexion $d = h - 3t \quad (t = t_f = t_w)$				
Classe	Arme fléchie	Arme comprimée	Arme en flexion composée	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	$d/t_w \leq 72 \epsilon$	$d/t_w \leq 33 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 396 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 36 \epsilon / \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \epsilon$	$d/t_w \leq 38 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 456 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5 \epsilon / \alpha$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d/t_w \leq 124 \epsilon$	$d/t_w \leq 42 \epsilon$	Quand $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42 \epsilon / (0,67 + 0,33\psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \epsilon (1 - \psi) \sqrt{(-\psi)}$	
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	$f_y \text{ (N/mm}^2\text{)}$	235	275	355
	ϵ	1	0,92	0,81

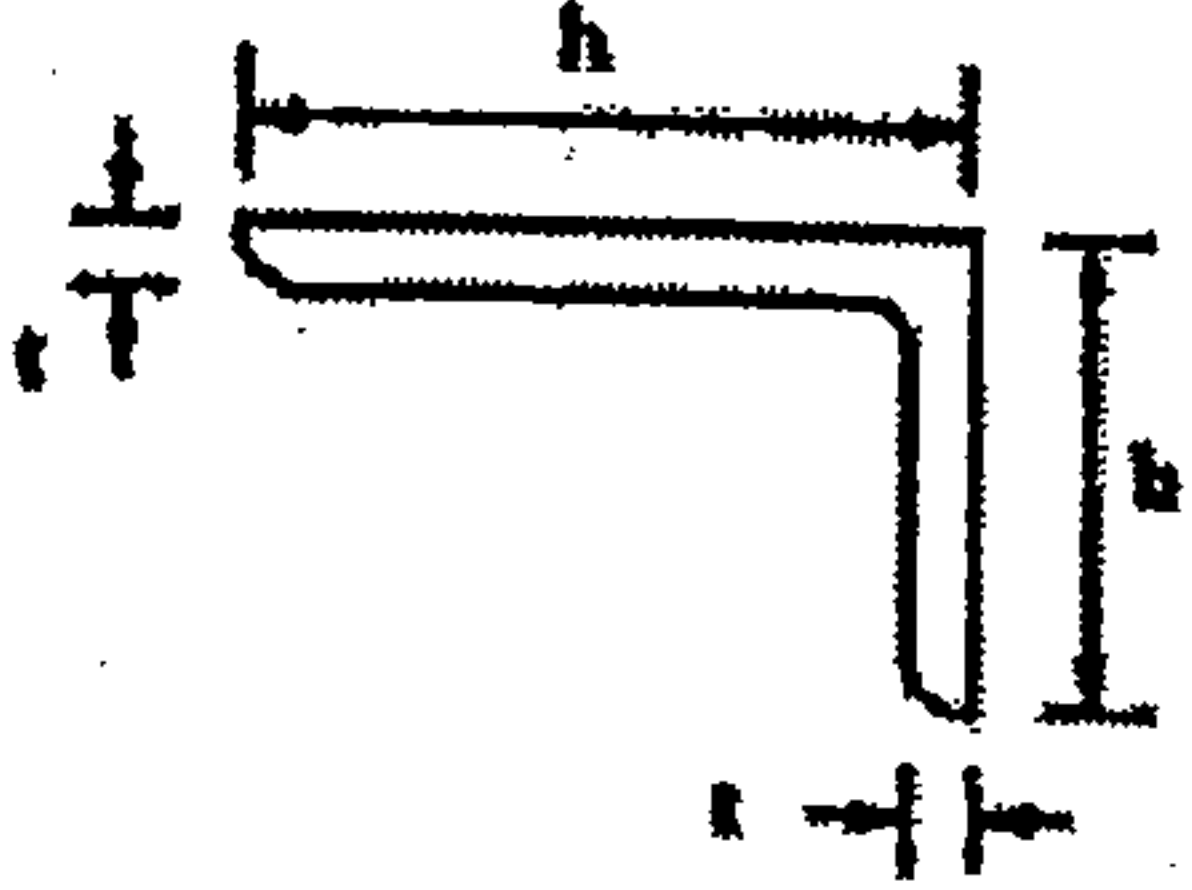
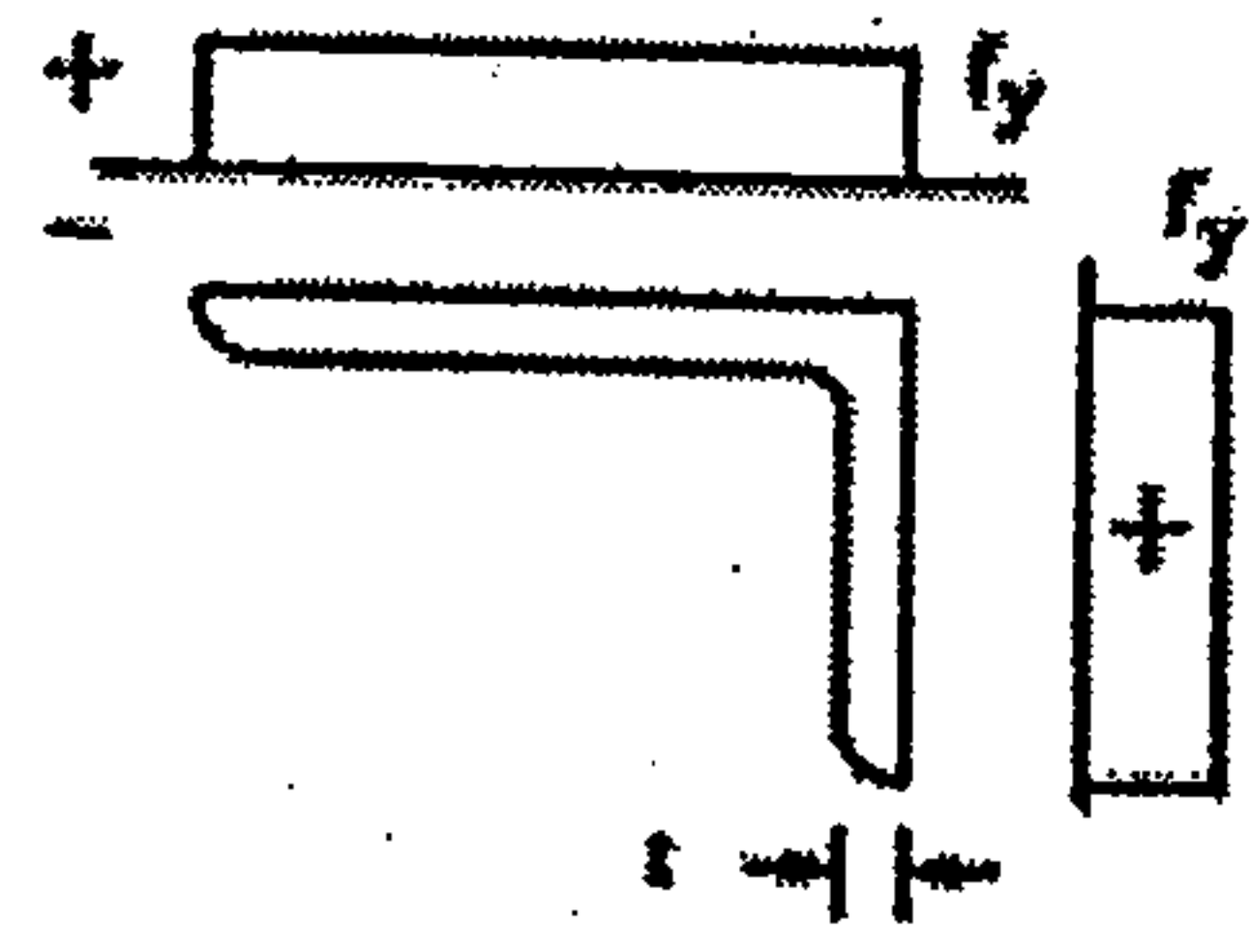
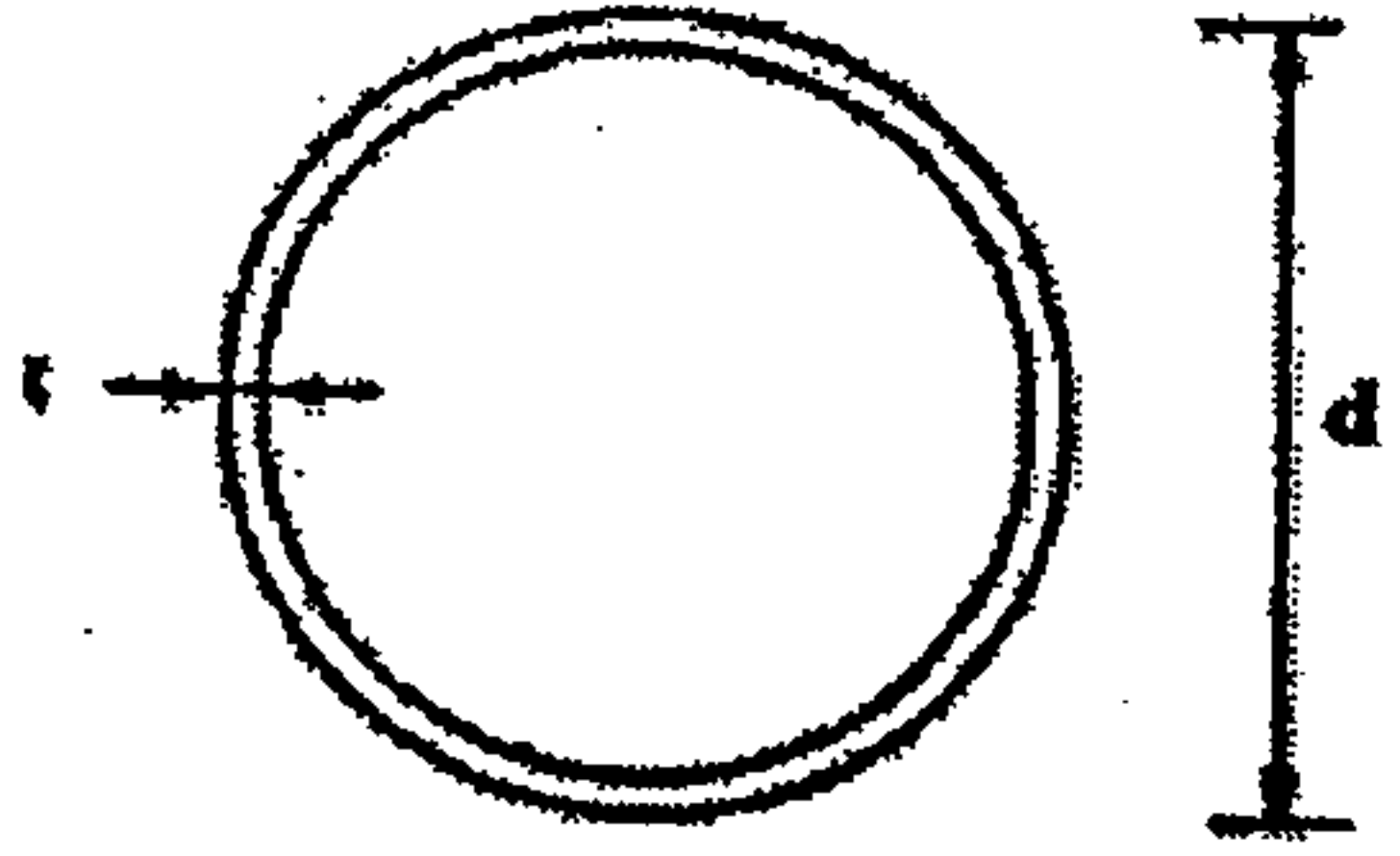
Tableau 53.1: Feuille 2

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées

(b) parois internes de semelles : (parois internes parallèles à l'axe de flexion)				
Classe	Type	Section fléchie		Section comprimée
Distribution de contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section (compression positive)				
1	Sections creuses laminées	$(b + 3t_f)/t_f \leq 33 \epsilon$		$(b + 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$
	Autres	$b/t_f \leq 33 \epsilon$		$b/t_f \leq 42 \epsilon$
2	Sections creuses laminées	$(b + 3t_f)/t_f \leq 38 \epsilon$		$(b + 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$
	Autres	$b/t_f \leq 38 \epsilon$		$b/t_f \leq 42 \epsilon$
Distribution de contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section (compression positive)				
3	Sections creuses laminées	$(b + 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$		$(b + 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$
	Autres	$b/t_f \leq 42 \epsilon$		$b/t_f \leq 42 \epsilon$
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$		f_y (N/mm ²)	235	275
		ϵ	1	0,92
				355
				0,81

Tableau 53.1: Feuille 4

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées

d) Cornières				
Se référer aussi à (c) "Parois de semelles en console" (voir feuille 3)				(Ne s'applique pas aux cornières en contact continu avec d'autres composants)
Classe	Section comprimée			
Distribution de contraintes dans la section (compression positive)				
3	$\frac{h}{t} \leq 15 \epsilon$ $\frac{b + h}{2t} \leq 11,5 \epsilon$			
(e) Sections tubulaires				
				
Classe	Section fléchie et/ou comprimée			
1	$d/t \leq 50 \epsilon^2$			
2	$d/t \leq 70 \epsilon^2$			
3	$d/t \leq 90 \epsilon^2$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355
	ϵ	1	0,92	0,81
	ϵ^2	1	0,85	0,66

5.3.4. Caractéristiques de la section efficace des sections transversales de Classe 4

(1) Le calcul des caractéristiques de section efficace des sections de Classe 4 doit être fondé sur les largeurs efficaces des parois comprimées (voir 5.3.2 (2)).

En général, l'analyse globale des ossatures hyperstatiques doit être effectuée en utilisant les caractéristiques des sections brutes. Toutefois, dans les cas où l'on utilise des sections comportant des semelles de Classe 4 et où il est prévisible que le voilement local influe notablement sur la distribution des sollicitations, il convient de procéder à une analyse globale basée sur les caractéristiques des sections efficaces.

Il est rappelé (voir 5.3.2 (4)) que par parois comprimées, on entend aussi les parois partiellement comprimées (par exemple les âmes fléchies).

La détermination de la partie efficace d'une paroi de Classe 4 peut être faite suivant l'une des deux méthodes suivantes :

a) On considère que la contrainte maximale dans la paroi, celle-ci gardant la même distribution de contraintes (paramètre Ψ), est égale à la limite d'élasticité f_y . Dans ce cas, la largeur efficace de la paroi est indépendante du niveau des contraintes et ne dépend que de leur distribution et des conditions d'appui de la paroi (voir tableaux 53.2 et 53.3).

b) On effectue les calculs avec les contraintes effectivement présentes dans la paroi sous les charges de calcul. Dans ce cas, la réduction de la paroi et les contraintes qui en résultent pour équilibrer les sollicitations s'influencent tour à tour dans un processus itératif qui s'arrête quand une convergence est obtenue sur l'état final de contraintes.

La méthode a) est exposée explicitement en 5.3.4 (3) et la clause 5.3.4 (8) offre la possibilité d'effectuer la méthode b), celle-ci étant cependant exclue pour les cas visés en 5.3.4 (9).

Dans le cadre d'application de la méthode a), les clauses 5.3.4 (4) et (5) fixent l'ordre de traitement des différentes parois composant une section pour déterminer la partie efficace de celle-ci. Dans le cadre d'application de la méthode b), cet ordre de traitement des parois peut également être adopté.

(2) Les largeurs efficaces des parois comprimées sont définies au tableau 53.2 pour les parois internes de section et au tableau 53.3 pour les parois en console.

On entend ici par "paroi interne" une paroi ayant ses deux bords longitudinaux raidis (appuyés). Lorsque l'appui longitudinal est le fait d'un bord tombé, il y a lieu de vérifier que celui-ci assure une rigidité suffisante.

On entend ici par "paroi en console" une paroi ayant un bord longitudinal raidi (appuyé), l'autre étant libre.

Les largeurs efficaces fournies par les tableaux 53.2 et 53.3 sont celles de la partie comprimée seulement. Il faut leur ajouter la largeur de la partie tendue de la paroi pour obtenir la largeur efficace totale.

Tableau 53.2 : Parois internes comprimées

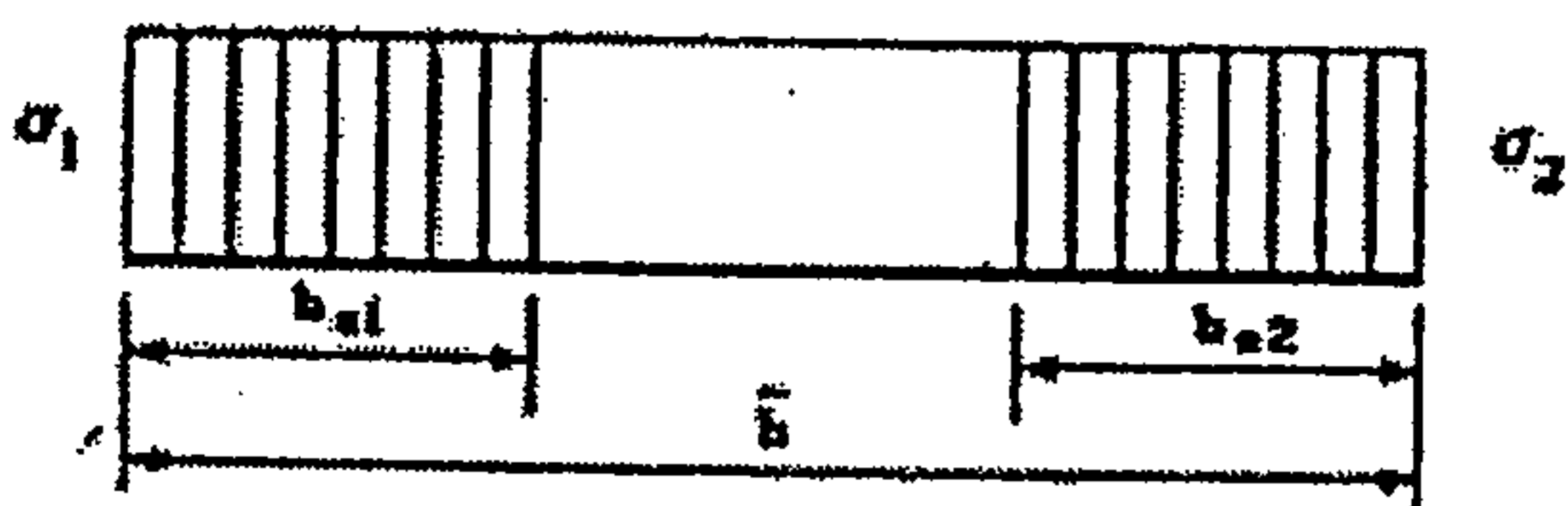
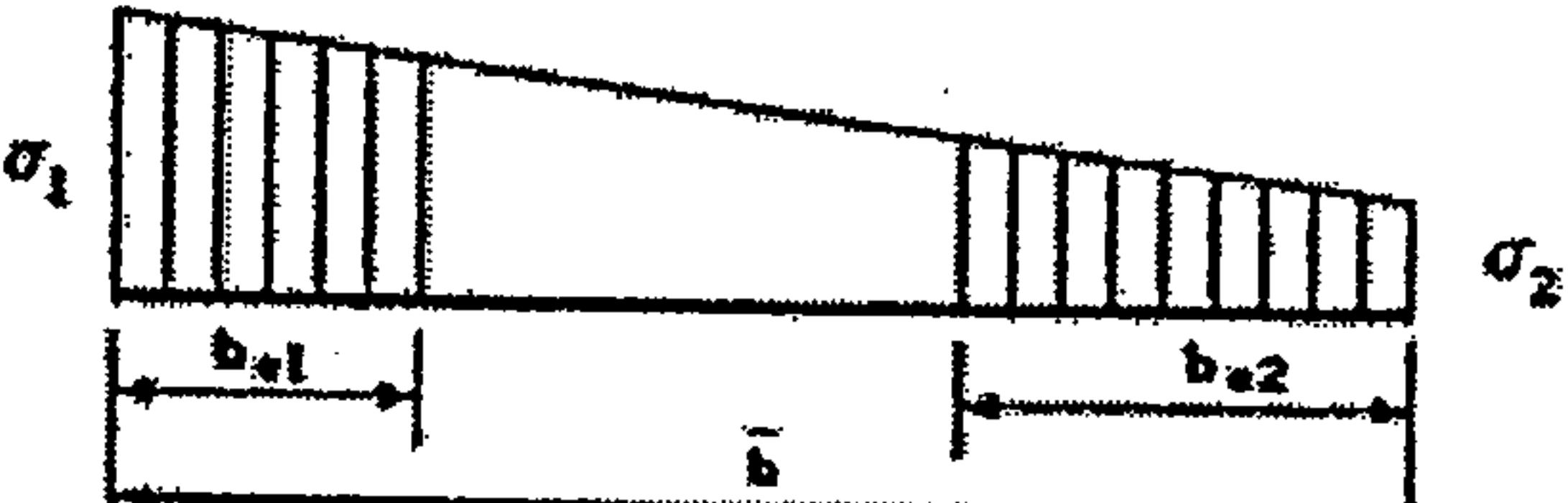
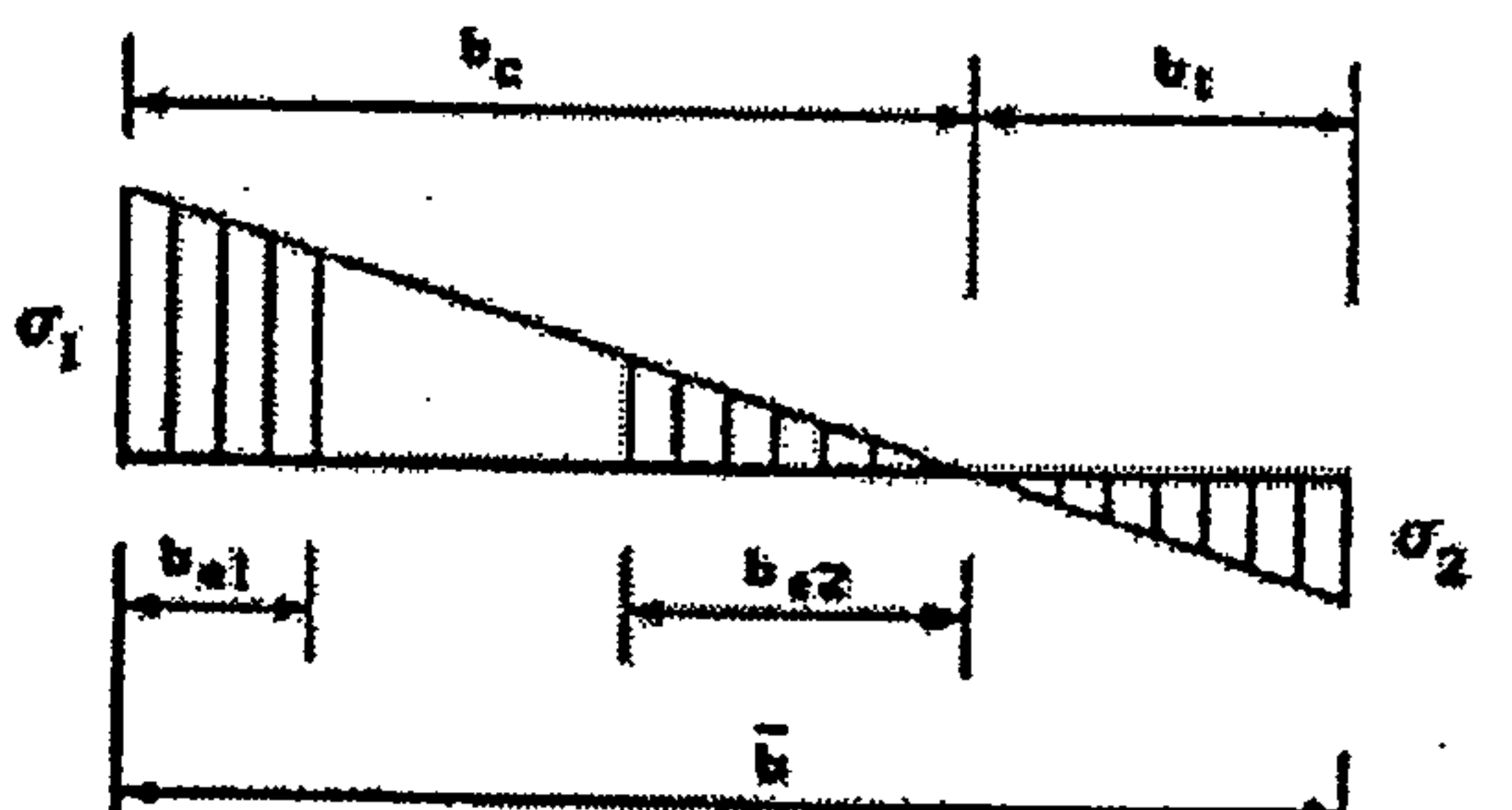
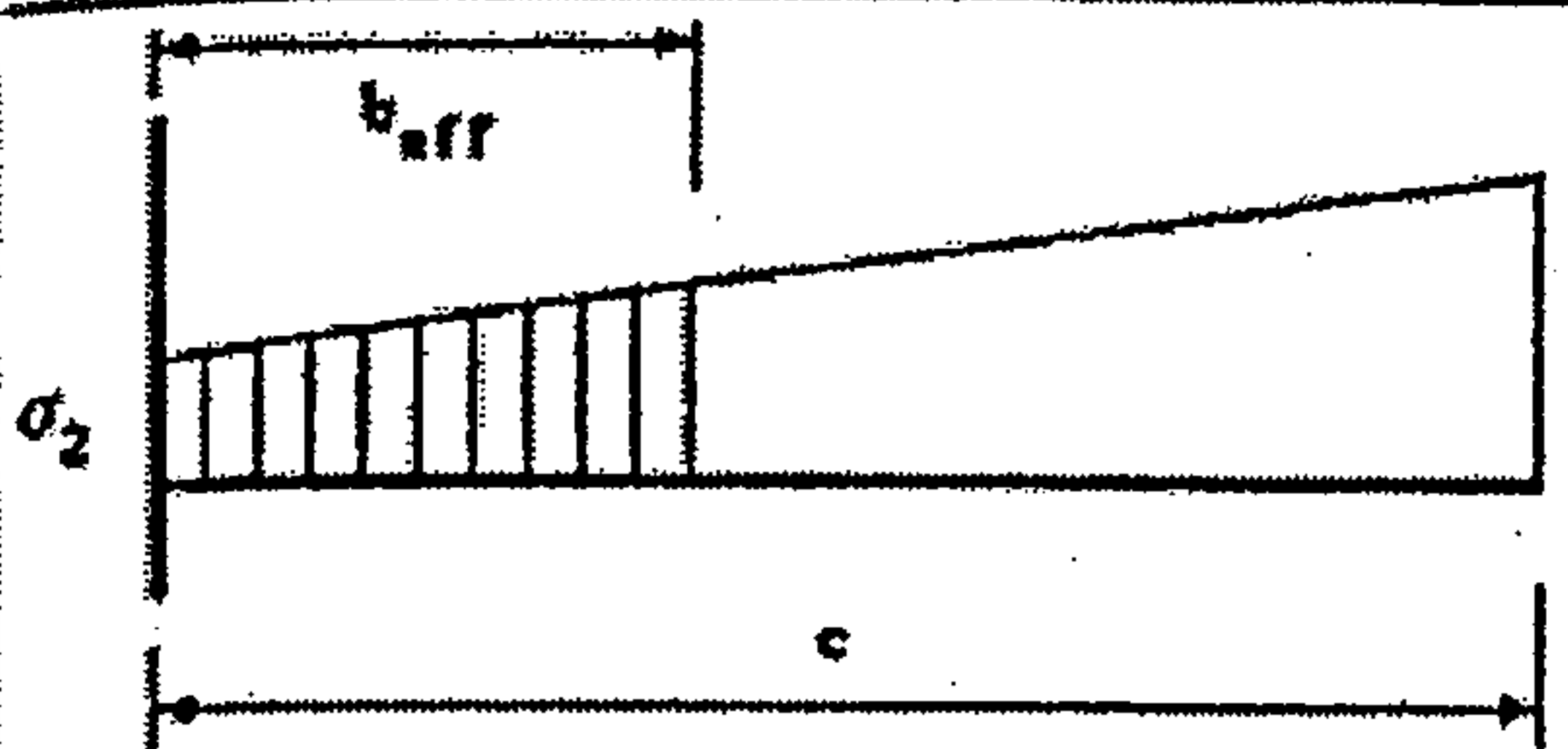
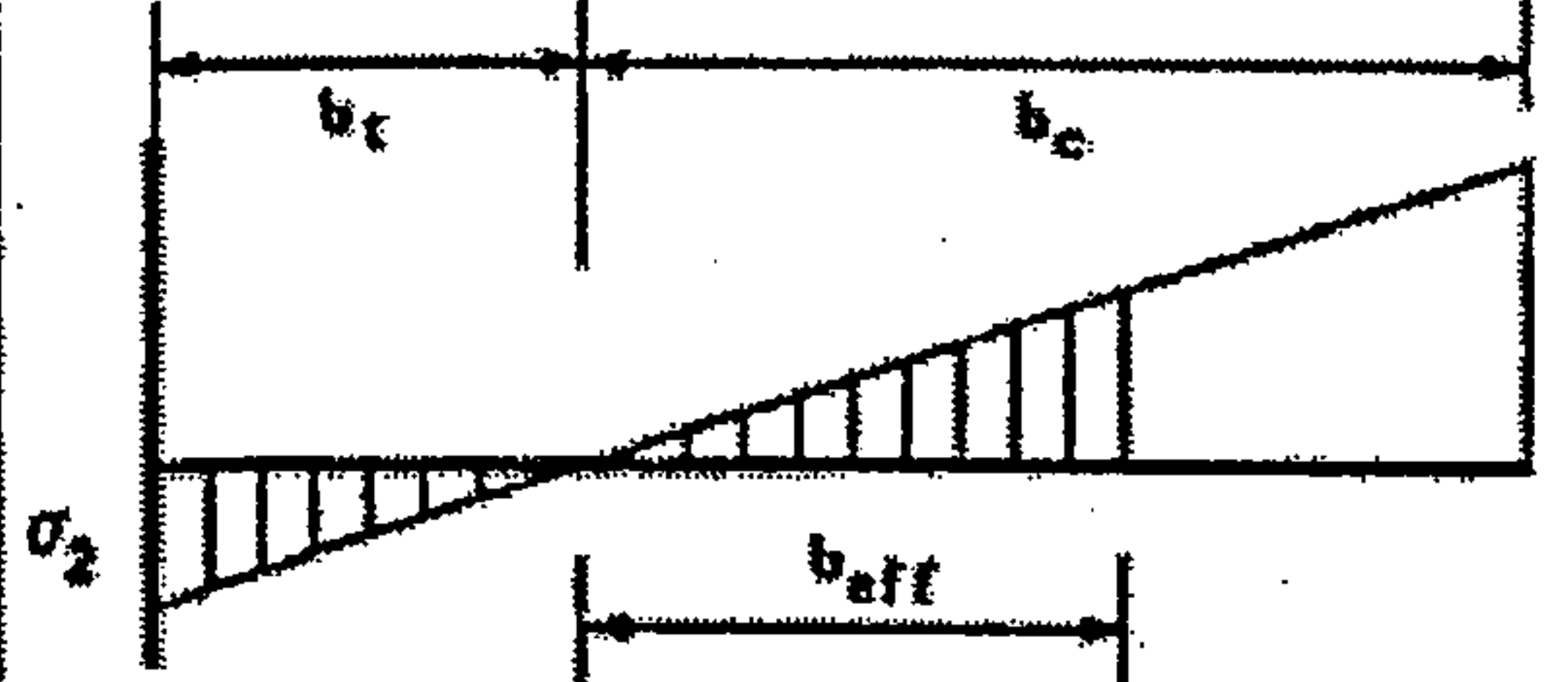
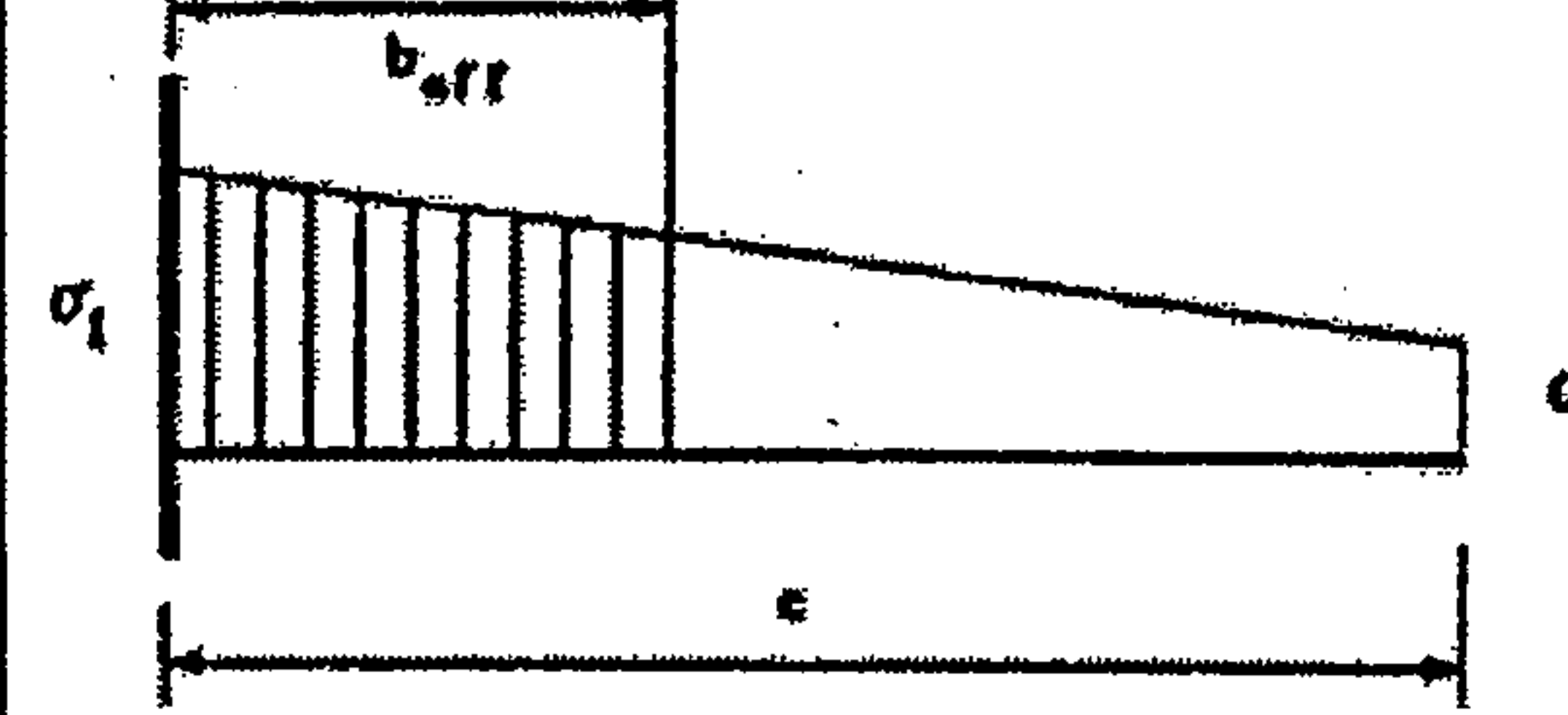
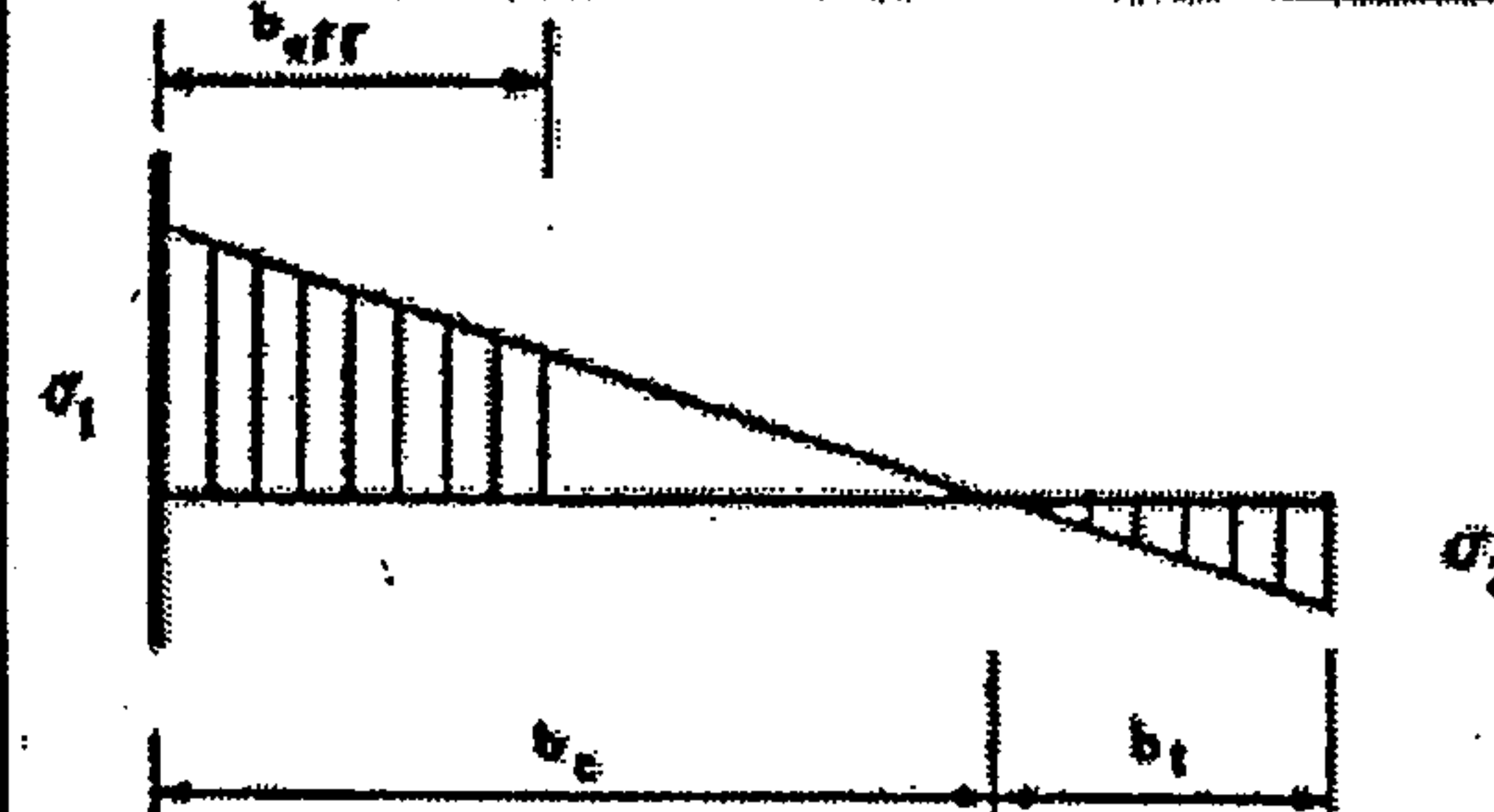
Distribution de contraintes (compression positive)				Largeur efficace b_{eff} de la partie comprimée de paroi		
				$\psi = +1 :$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,5 b_{eff}$		
				$0 \leq \psi < 1 :$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2b_{eff}}{5 - \psi}$ $b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\psi < 0 :$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,6 b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	+1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -2$
Coefficient de voilement k_σ	4,0	$\frac{8,2}{1,05 + \psi}$	7,81	$7,81 - 6,29 \psi + 9,78 \psi^2$	23,9	$5,98 (1 - \psi)^2$
Alternativement, pour $-1 \leq \psi \leq +1$: $k_\sigma = \frac{16}{[(1 + \psi)^2 + 0,112(1 - \psi)^2]^{0,5} + (1 + \psi)}$						

Tableau 53.3 : Parois comprimées en console

Distribution de contraintes (compression positive)		Largeur efficace b_{eff} de la partie comprimée de paroi			
		$0 \leq \psi < 1:$ $b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$		+1	0	-1	$+1 \geq \psi \geq -1$
Coefficient de voilement k_σ		0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21 \psi + 0,07 \psi^2$
		$0 \leq \psi < 1:$ $b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$		+1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$
Coefficient de voilement k_σ		0,43	$\frac{0,578}{\psi + 0,34}$	1,70	$1,7 - 5 \psi + 17,1 \psi^2$
					23,8

A cause d'une discontinuité dans le passage de la Classe 3 à la Classe 4 déjà mentionnée en 533 (6), l'application de la méthode exposée en 5.3.4 à des parois de classe 4 ayant un élancement b/t dans le voisinage de l'élancement limite supérieur de la Classe 3 (voir tableau 53.1) peut conduire à des largeurs efficaces inférieures aux largeurs de parois limites de la Classe 3. Dans ce cas, il est loisible d'adopter ces dernières dans la suite des calculs.

(3) De façon approchée, le coefficient de réduction ρ peut être obtenu de la manière suivante :

- lorsque $\lambda_p \leq 0,673$: $\rho = 1$
- lorsque $\lambda_p > 0,673$: $\rho = (\lambda_p - 0,22)/\lambda_p^2$ (5.9)

où λ_p est l'élancement de la paroi donné par

$$\lambda_p = \sqrt{(f_y/\sigma_{cr})} = (\bar{b}/t) / 28,4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma} \text{ (5.10)}$$

où t est l'épaisseur de la paroi

σ_{cr} est la contrainte critique de voilement

k_σ est le coefficient de voilement correspondant au rapport de contraintes.

(ψ) , tiré du tableau 5.3.2 ou du tableau 5.3.3.

$\bar{b}$ est la largeur de paroi à considérer, (voir tableau 5.3.1) définie comme suit

$\bar{b} = d$ pour les âmes

$\bar{b} = b$ pour les parois internes de semelles (sauf pour les sections creuses laminées)

$\bar{b} = b - 3t$ pour les semelles de sections creuses laminées

$\bar{b} = c$ pour les parois de semelles en console

$\bar{b} = (b + h)/2$ pour les cornières à ailes égales

$\bar{b} = h$ ou $(b + h)/2$ pour les cornières à ailes inégales

La contrainte critique de voilement est donnée par

$$\sigma_{cr} = k_\sigma \cdot [(\pi^2 E) \cdot (t/\bar{b})^2 / 12 (1 - \nu^2)] \text{ (5.11)}$$

$$\begin{aligned} \text{d'où } \lambda_p &= (\bar{b}/t) \cdot (1/\pi) \sqrt{12 (1 - \nu^2) \cdot f_y / k_\sigma \cdot E} \\ &= (\bar{b}/t) / (28,4 \cdot \varepsilon \sqrt{k_\sigma}) \end{aligned}$$

Les contraintes étant limitées à f_y/γ_{M1} dans les sections de Classe 4, il est loisible de remplacer f_y par $f_{yd} = f_y/\gamma_{M1}$ dans le calcul de λ_p . Cette possibilité ne s'applique pas aux cas visés en 5.3.4.(9).

Dans les tableaux 53.2 et 53.3, les coefficients de voilement k_σ sont donnés dans l'hypothèse défavorable où la paroi est supposée assez longue pour que les conditions d'appui des bords transversaux n'aient pas d'influence notable. Par ailleurs, pour le calcul de k_σ , il est loisible d'adopter, au lieu des approximations polyno-

miales proposées, des valeurs plus précises fournies par la littérature spécialisée, à condition que celles-ci soient établies pour des parois articulées sur leurs lignes d'appuis.

(4) Pour déterminer la largeur efficace des parois de semelles, le rapport de contraintes ψ intervenant dans le tableau 53.2 ou le tableau 53.3 peut être basé sur les caractéristiques de la section transversale brute.

(5) Pour déterminer la largeur efficace d'une âme, le rapport de contraintes ψ intervenant dans le tableau 53.2 peut être obtenu en utilisant l'aire efficace de la (ou des) semelle(s) comprimée(s) mais en considérant la section brute de l'âme.

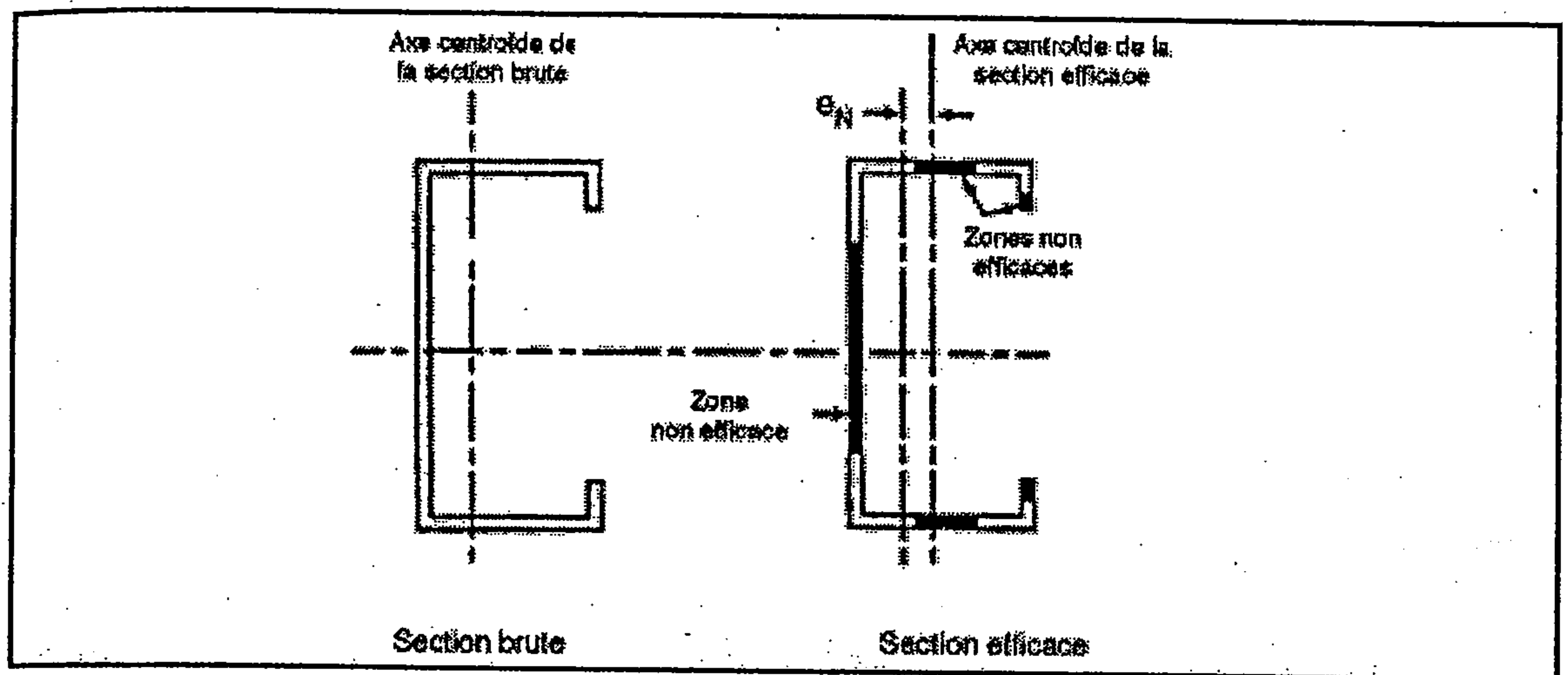


Figure 53.4 : Section de Classe 4- Effort axial

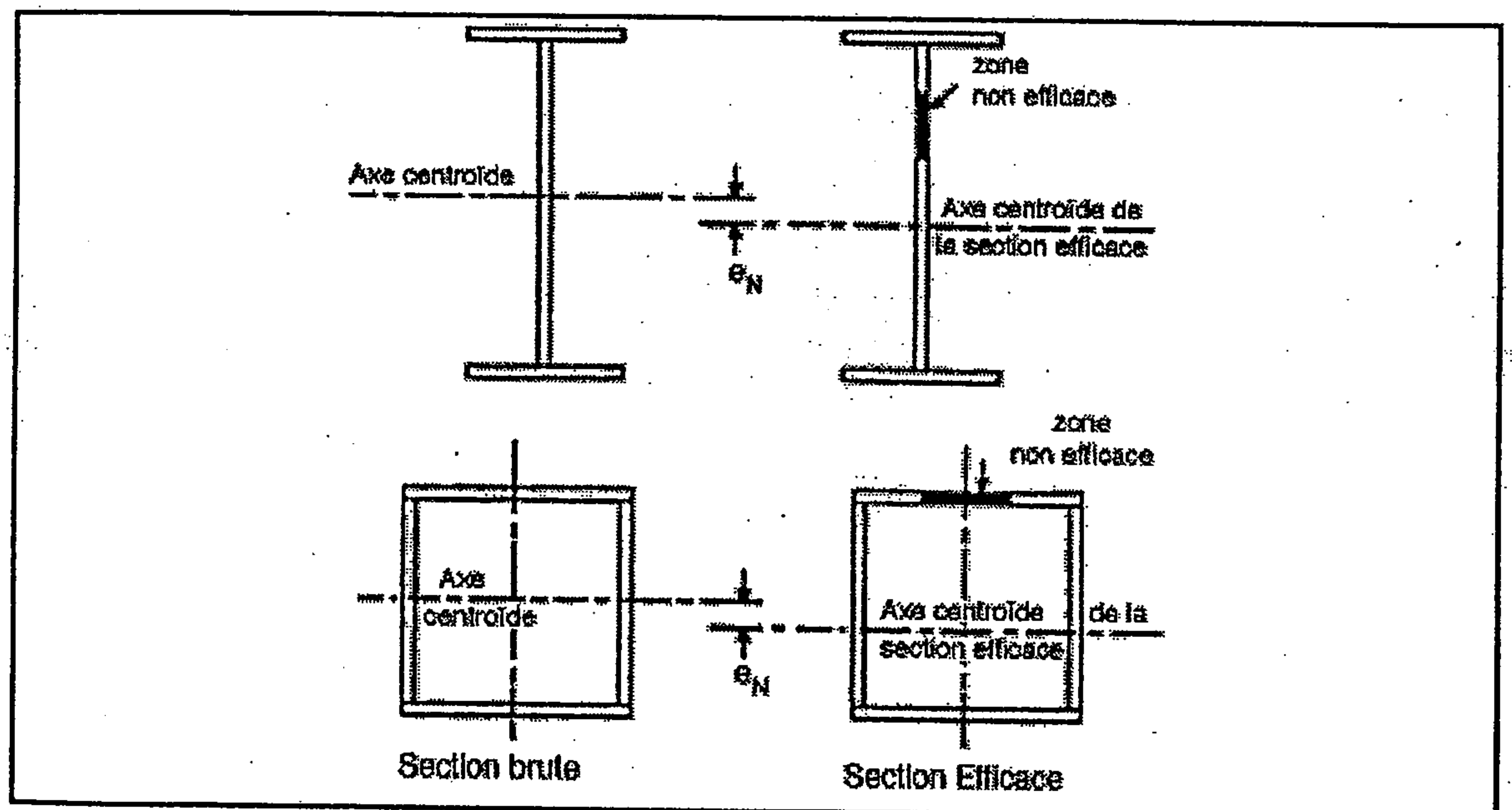


Figure 53.5: Section de Classe 4- Moment fléchissant

(6) En général, l'axe centroïde (axe passant par le centre de gravité) de la section efficace se décalera d'une distance e par rapport à celui de la section brute, voir figures 53.4 et 53.5. Il convient de prendre ce décalage en compte dans le calcul des caractéristiques de la section transversale efficace.

(7) Lorsque la section transversale est soumise à un effort axial, il convient d'utiliser la méthode donnée en 5.4.8.3 qui prend en compte le moment additionnel ΔM calculé par

$$\Delta M = N \cdot e_N \dots\dots\dots(5.12)$$

où

e_N = décalage de l'axe centroïde lorsque la section transversale est soumise à une compression uniforme, voir figure 53.4.

N est positif pour la compression.

En cas d'effort axial, on peut également appliquer le critère 5.4.8.3(1) en considérant une section efficace calculée en utilisant les méthodes a) ou b) du § 5.3.4 (1). L'attention est attirée sur le fait que dans le cadre de la méthode approchée donnée en 5.4.8.3(2), l'effet de ΔM est calculé sur la section efficace déterminée en flexion seule.

(8) A l'exception du cas visé en (9), il est possible de déterminer, en vue d'une meilleure économie, l'élancement $\bar{\lambda}_p$ d'une paroi en utilisant la contrainte maximale de compression $\sigma_{com} \cdot E_d$ dans cette paroi à la place de la limite d'élasticité f_y , à condition que $\sigma_{com} \cdot E_d$ soit calculée en utilisant les largeurs efficaces b_{eff} de toutes les parois comprimées de la section. Cette procédure exige, en général, un calcul itératif au cours duquel Ψ est redéterminé à chaque pas à partir des contraintes calculées sur la section efficace obtenue à la fin du pas précédent, en incluant les contraintes résultant du moment additionnel ΔM .

(9) Cependant, lorsque la vérification de la résistance de calcul d'un élément aux instabilités est faite en appliquant le paragraphe 5.5, il convient de toujours calculer l'élancement $\bar{\lambda}_p$ d'une paroi sur la base de sa limite d'élasticité f_y pour la détermination de A_{eff} , e_N et W_{eff} .

5.3.5. Effets des charges transversales appliquées sur les âmes

(1) Les effets de contraintes transversales de compression significatives sur la résistance au voilement local d'une âme doivent être pris en compte dans le calcul. De telles contraintes peuvent provenir de charges transversales appliquées à l'élément ou apparaître aux intersections d'éléments.

(2) La présence de contraintes transversales de compression significatives peut effectivement réduire les valeurs maximales des rapports largeur sur épaisseur d/t_w des âmes de Classe 1,2 ou 3 données dans le tableau 53.1, en fonction de l'espacement des raidisseurs d'âme.

5.4. RESISTANCE DES SECTIONS TRANSVERSALES

5.4.1. Généralités

(1) Ce sous-chapitre concerne la résistance des sections transversales des éléments, résistance qui peut être limitée par :

- la résistance plastique de la section transversale brute,
- la résistance de la section nette au droit des trous de fixations,
- les effets du traînage de cisaillement,
- la résistance au voilement local, sous contraintes normales,
- la résistance au voilement par cisaillement.

Dans ce sous-chapitre 5.4, sauf spécification contraire, les sollicitations à utiliser dans les critères de vérification ou dans la détermination des résistances de calcul sont à prendre avec leur valeur absolue.

(2) *La résistance plastique d'une section transversale peut être vérifiée en trouvant une distribution de contraintes qui équilibre les sollicitations sans dépasser la limite d'élasticité du matériau, à condition que cette distribution soit vraisemblable, tout en considérant les déformations plastiques associées.*

(3) Outre les conditions requises dans ce sous-chapitre 5.4, la résistance des éléments aux instabilités doit aussi être vérifiée, (voir § 5.5.).

(4) *Au besoin, il convient également de procéder à une vérification de la stabilité globale de l'ossature, voir § 5.2.1.2. et § 5.2.6.*

5.4.2. Caractéristiques des sections transversales

5.4.2.1. Caractéristiques de la section transversale brute

(1) Les caractéristiques de la section brute doivent être déterminées en utilisant les dimensions nominales. Il n'est pas nécessaire de déduire les trous pratiqués pour les fixations, mais il faut tenir compte des ouvertures plus importantes. Les pièces de couvre-joints et les traverses de liaison ne doivent pas être considérées.

5.4.2.2. Aire nette

(1) L'aire nette d'une section transversale d'élément ou d'une paroi de section doit être prise égale à son aire brute diminuée des aires des trous et autres ouvertures.

(2) Dans le calcul des caractéristiques d'une section nette, la déduction pour un trou de fixation doit être prise égale à l'aire de la section transversale brute du trou dans le plan de son axe. Pour les trous à épaulement fraisé, on doit tenir compte de la portion fraisée de manière appropriée.

(3) A condition que les trous de fixations ne soient pas en quinconce, l'aire totale à déduire pour leur prise en compte doit être la somme maximale des aires des sections des trous dans n'importe quelle section transversale perpendiculaire à l'axe de l'élément.

(4) Lorsque les trous de fixations sont en quinconce, l'aire totale à déduire pour leur prise en compte doit être la plus grande des valeurs suivantes :

- a) déduction des trous qui ne sont pas en quinconce, voir (3)
- b) somme des aires des sections de tous les trous situés sur une ligne quelconque, diagonale ou brisée, s'étendant progressivement à travers ou le long de l'élément, diminuée de la somme des valeurs $s^2t/(4p)$ calculées pour chaque intervalle entre trous le long de la ligne, voir fig. 54.1.

où : s est l'espacement des centres des deux trous qui bordent l'intervalle considéré, mesuré parallèlement à l'axe de l'élément.

p est l'espacement des centres de ces deux mêmes trous, mesuré perpendiculairement à l'axe de l'élément.

t est l'épaisseur.

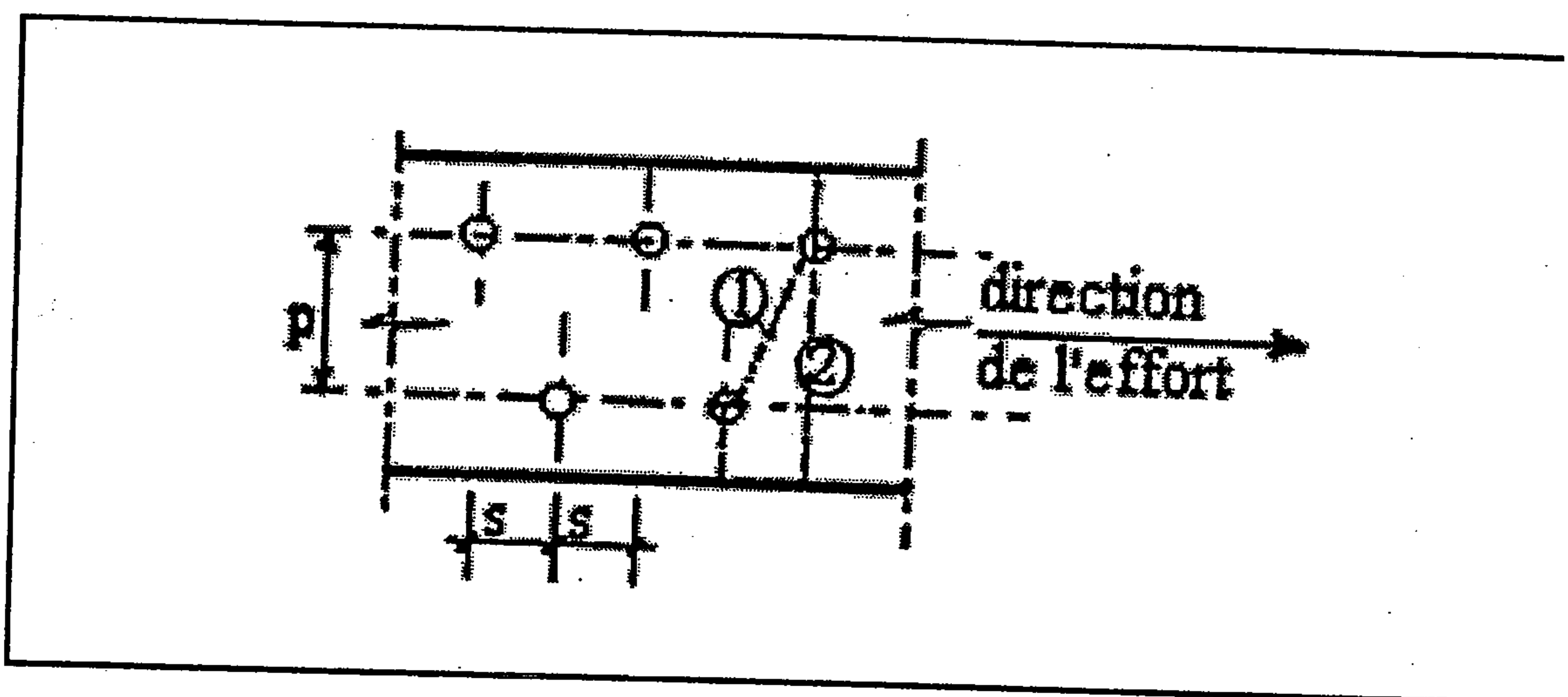


Figure 54.1 : Trous en quinconce

(5) Dans une cornière ou tout autre élément comportant des trous dans plus d'un plan, l'espacement p doit être mesuré le long de la ligne moyenne dans l'épaisseur du matériau (voir fig.54.2).

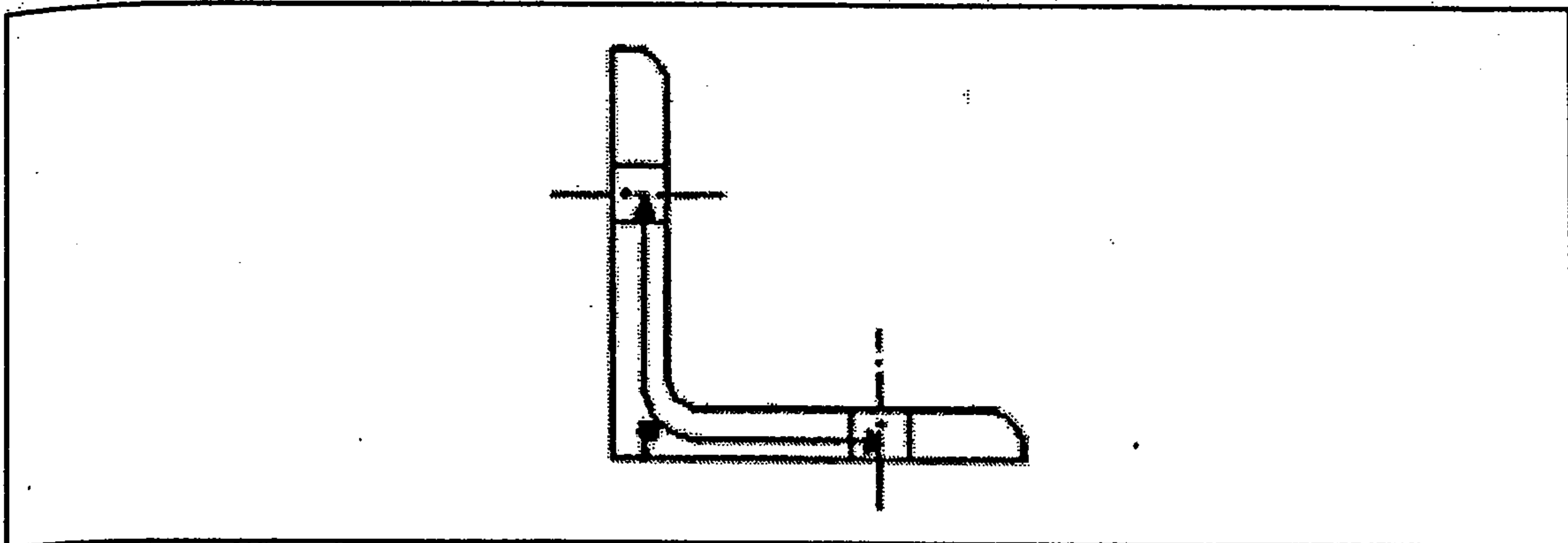


Figure 54.2 : Cornières avec trous dans les deux ailes

5.4.2.3. Effets du traînage de cisaillement

(1) Les effets du traînage de cisaillement dans les semelles peuvent être négligés à condition que

- a) pour les parois de section en console : $c \leq L_0/20$
- b) pour les parois internes de section : $b \leq L_0/10$

où : L_0 est la longueur entre points de moment nul

b est la largeur de la paroi interne de section

c est la largeur de la paroi de section en console.

Ces effets sont dus aux déformations de cisaillement présentes dans les parois de sections soumises à des contraintes normales. Ils entraînent une modification de la répartition de ces contraintes. Ces effets ne doivent pas être confondus avec les effets du second ordre de voilement local qui, eux aussi, modifient, dans le même sens en général, cette répartition des contraintes normales. Les largeurs b et c sont les largeurs libres des parois définies au tableau 53.1, feuilles 2 et 3. L_0 est la longueur entre points de moment nul dans le cas de poutres continues.

(2) Lorsque ces limites sont dépassées, il convient d'adopter une largeur efficace de semelle.

(3) Pour le calcul des largeurs efficaces, on peut procéder comme suit :

- Parois internes de section : $b_{\text{eff}} = \psi_s \cdot b$
- Parois de section en console : $b_{\text{eff}} = 0,85 \psi_s \cdot c$

où

ψ_s : coefficient de réduction ($\psi_s \leq 1$) pour prise en compte des effets de traînage de cisaillement, dont la valeur peut être tirée de la figure 54.3 (a) en fonction de (L_0/b) pour les parois internes ou ($2 L_0/c$) pour les parois en console.

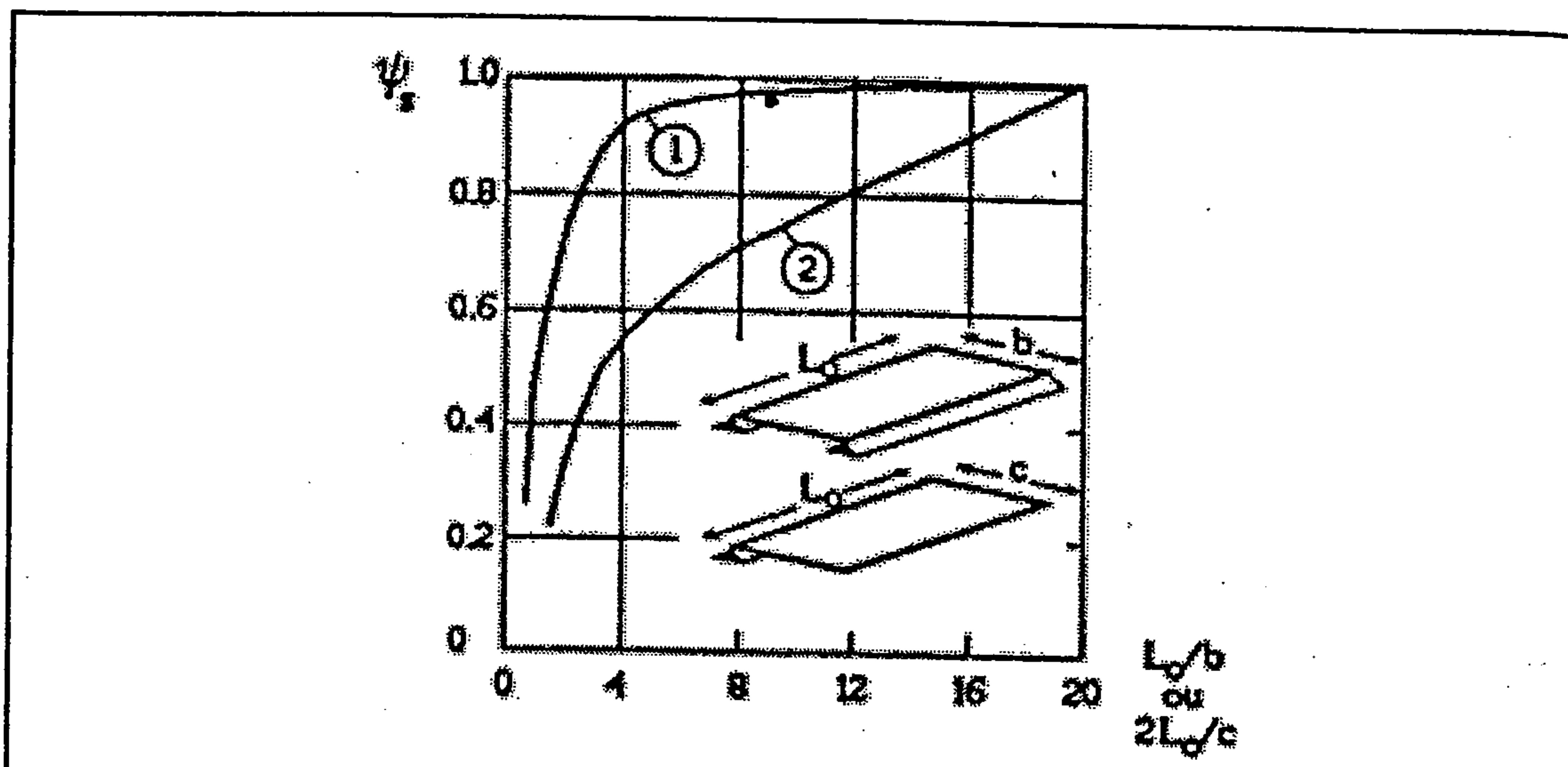


Figure 54.3 (a) : Coefficient de réduction ψ_s

La courbe 1 doit être utilisée en milieu de travée et la courbe 2 aux appuis et dans les zones d'application des charges localisées comme illustré sur la figure 54.3 (b).

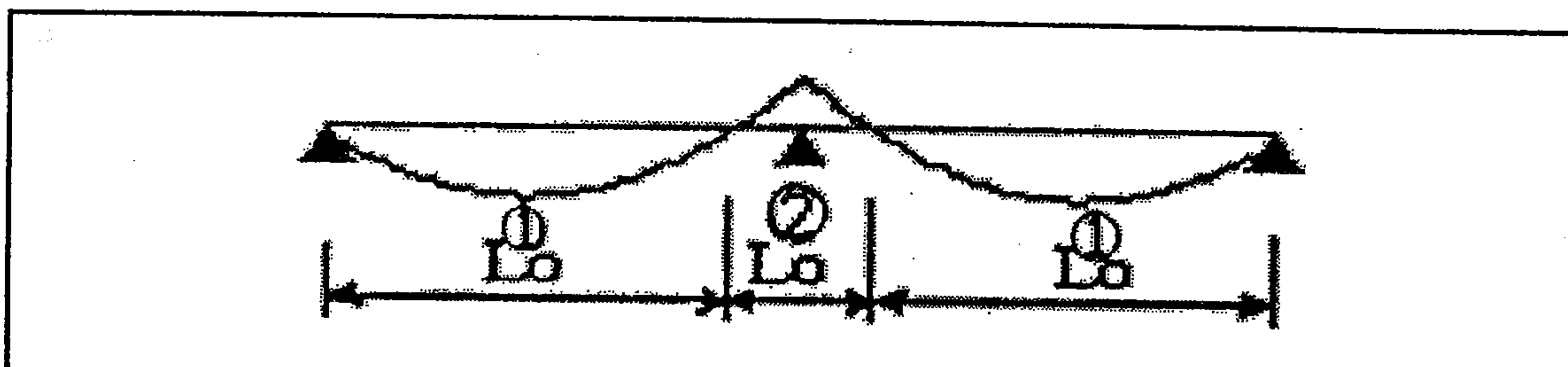


Figure 54.3 (b) : Zones d'utilisation des courbes 1 et 2 donnant ψ_s .

Dans le cas où la paroi considérée est de Classe 4 (paroi comprimée), l'interaction des effets de traînage de cisaillement avec ceux du voilement local conduit à retenir pour cette paroi la largeur efficace suivante :

- Parois internes de section : $b_{\text{eff}} = \psi_s \cdot \rho \cdot b$
- Parois de section en console : $b_{\text{eff}} = 0,85 \cdot \psi_s \cdot \rho \cdot c$

où ρ est le coefficient de réduction calculé en 5.3.4.

5.4.3. Effort axial de traction

(1) Dans les éléments sollicités en traction axiale, la valeur de calcul N_{Sd} de l'effort de traction dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition :

$$N_{Sd} \leq N_{t,Rd} \dots\dots\dots(5.13)$$

où

$N_{t,Rd}$ est la résistance de calcul de la section à la traction, prise comme la plus petite des valeurs suivantes :

a) résistance plastique de calcul de la section brute

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

b) résistance ultime de calcul de la section nette au droit des trous de fixations

$$N_{u,Rd} = 0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$$

(2) Dans les assemblages de la Catégorie C calculés pour résister au glissement à l'état limite ultime (voir 6.5.3.1), la résistance plastique de calcul $N_{net,Rd}$ de la section nette au droit des trous de fixations doit être prise égale à :

$$N_{net,Rd} = A_{net} \cdot f_y / \gamma_{M0} \dots\dots\dots(5.14)$$

(3) Pour les cornières uniques assemblées par une seule aile, ainsi que pour d'autres types de sections assemblées par des parties en console telles que section en T et en U, l'excentricité des éléments d'attaches dans les assemblages d'extrémité ainsi que les effets des entraxes et des pinces des boulons doivent être pris en considération dans les calculs.

(4) Si un comportement ductile est requis, la résistance plastique de calcul $N_{pl,Rd}$ doit être inférieure à la résistance ultime de la section nette $N_{u,Rd}$ au droit des trous de fixations, c'est-à-dire :

$$N_{u,Rd} \geq N_{pl,Rd} \dots\dots\dots(5.15)$$

Cette condition sera satisfaite si :

$$0,9 \cdot (A_{net} / A) \geq (f_y / f_u) \cdot (\gamma_{M2} / \gamma_{M0})$$

5.4.4. Effort axial de compression

(1) Pour les éléments sollicités en compression axiale, la valeur de calcul N_{Sd} de l'effort de compression dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition :

$$N_{Sd} \leq N_{c,Rd} \dots\dots\dots(5.16)$$

où

$N_{c,Rd}$ est la résistance de calcul à la compression de la section transversale, prise comme la plus petite des valeurs suivantes :

a) résistance plastique de calcul de la section brute

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

b) résistance de calcul de la section brute au voilement local

$$N_{0,Rd} = A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1}$$

où

A_{eff} = aire efficace de la section, voir 5.3.4.

Pour les sections de Classe 1, 2 ou 3, la résistance de calcul $N_{0,Rd}$ au voilement local, déterminée sur la section efficace, n'a pas lieu d'être considérée (la notion de section efficace n'a pas de sens pour ces classes de sections). De ce fait, comme cela apparaît en (2), il convient de retenir la résistance plastique de calcul $N_{pl,Rd}$ pour la résistance de calcul à la compression.

(2) La résistance de calcul à la compression $N_{c,Rd}$ de la section transversale est déterminée comme suit :

Sections de Classe 1,2 ou 3 : $N_{c,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$

Sections de Classe 4 : $N_{c,Rd} = A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1}$

(3) *Dans le cas des sections transversales dissymétriques de classe 4, il convient d'utiliser la méthode donnée en § 5.4.8.3 pour prendre en compte le moment additionnel ΔM dû au décalage de l'axe centroïde (axe passant par le centre de gravité) de la section efficace, voir § 5.3.4 (7).*

(4) De plus, on doit vérifier la résistance des éléments au flambement, voir § 5.5.1

(5) Il n'est pas nécessaire de déduire les trous de fixations dans les éléments comprimés.

On ne peut considérer comme trous de fixations que les trous remplis par des éléments d'attache de diamètre adapté.

5.4.5. Moment fléchissant

5.4.5.1. Bases

(1) En absence d'effort tranchant, la valeur de calcul M_{Sd} du moment fléchissant dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition :

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} \dots\dots\dots(5.17)$$

où

$M_{c,Rd}$ est la résistance de calcul de la section transversale à la flexion, prise égale à la plus petite des valeurs suivantes :

a) moment de résistance plastique de calcul de la section brute

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

b) moment de résistance de calcul de la section brute au voilement local

$$M_{0,Rd} = W_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1}$$

où W_{eff} est le module élastique de la section efficace, voir § 5.3.4

Il convient de retenir le module élastique minimal de la section efficace. Pour les sections de Classe 1,2 ou 3, la résistance de calcul $M_{0,Rd}$ au voilement local, déterminée sur la section efficace, n'a pas lieu d'être considérée (la notion de section efficace n'a pas de sens pour ces classes de sections). De ce fait, comme cela apparaît en 5.4.5.2(1), il convient de retenir

le moment de résistance plastique $M_{pl.Rd}$ (Classes 1 et 2) et le moment de résistance élastique $M_{el.Rd}$ (Classe 3) pour la résistance de calcul à la flexion.

c) moment de résistance ultime de calcul $M_{u.Rd}$ de la section nette au droit des trous de fixations, voir § 5.4.5.3.

(2) Pour les sections de Classe 3, la résistance de calcul de la section brute à la flexion doit être prise égale au moment de résistance élastique de calcul donné par:

$$M_{el.Rd} = W_{el} \cdot f_y / \gamma_{M0} \dots\dots\dots (5.18)$$

Il convient ici de retenir le module élastique minimal de la section brute.

(3) Pour les interactions de moment fléchissant et d'effort tranchant, se référer à 5.4.7.

(4) L'élément doit, en outre, être soumis à une vérification de sa résistance au déversement, voir § 5.5.2.

5.4.5.2. Flexion uniaxiale

(1) En absence d'effort tranchant, la résistance de calcul à la flexion d'une section transversale sans trous de fixations est déterminée comme suit :

Sections de Classe 1 ou 2 :	$M_{c.Rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0}$
Sections de Classe 3 :	$M_{c.Rd} = W_{el} \cdot f_y / \gamma_{M0}$
Sections de Classe 4 :	$M_{c.Rd} = W_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1}$

5.4.5.3. Trous de fixations

(1) Il n'est pas nécessaire de tenir compte des trous de fixations dans la semelle tendue à condition que pour celle-ci :

$$0.9 \frac{A_{f.net}}{A_f} \geq \frac{f_y}{f_u} \cdot \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M1}} \dots\dots\dots (5.19)$$

(2) Lorsque $A_{f.net} / A_f$ ne remplit pas cette condition, on peut adopter une aire réduite de semelle satisfaisant à la limite. L'aire réduite à adopter est définie par

$$A_{f.red} = 0.9 \cdot A_{f.net} \cdot \frac{f_u}{f_y} \cdot \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M2}}$$

A_f : Aire de la section de la semelle tendue

(3) Les trous de fixations dans la zone tendue de l'âme n'ont pas besoin d'être pris en compte à condition que le critère indiqué en (1) soit satisfait pour toute la zone tendue incluant la semelle tendue plus la zone tendue de l'âme.

(4) Les trous de fixations dans la zone comprimée de la section transversale n'ont pas besoin d'être pris en compte, à l'exception des trous surdimensionnés et des trous oblongs.

5.4.5.4. Flexion biaxiale

(1) Dans les cas de flexion suivant les deux axes, on doit utiliser les méthodes données en § 5.4.8.

5.4.6. Effort tranchant

(1) La valeur de calcul V_{Sd} de l'effort tranchant dans chaque section transversal doit satisfaire à la condition :

$$V_{Sd} \leq V_{pl.Rd} \dots\dots\dots (5.20)$$

où : $V_{pl.Rd}$ est la valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement donnée par

$$V_{pl.Rd} = A_v \cdot (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

où : A_v est l'aire de cisaillement

(2) L'aire de cisaillement A_v peut être déterminée comme suit :

- a) profils en I ou en H laminés, effort parallèle à l'âme $A - 2 b \cdot t_f + (t_w + 2r) l$
- b) profils en U laminés, effort parallèle à l'âme $A - 2 b \cdot t_f + (t_w + r) l$
- c) sections soudées en I, H ou en caisson, effort parallèle à l'âme $\Sigma (d \cdot t_w)$
- d) sections soudées en I, H, U ou en caisson,
effort parallèle à la semelle $A - \Sigma (d \cdot t_w)$
- e) profils creux rectangulaires laminés d'épaisseur uniforme :
effort parallèle à la hauteur $A h / (b + h)$
effort parallèle à la largeur $A b / (b + h)$
- f) profils creux circulaires d'épaisseur uniforme $2 A / \pi$
- g) plats et barres pleines A

où A = aire de la section transversale

b = largeur hors-tout

d = hauteur d'âme entre nus intérieurs des semelles

h = hauteur hors-tout

r = rayon du congé de raccordement

t_f = épaisseur de semelle

t_w = épaisseur d'âme

(3) Dans les autres cas, il convient de déterminer A_v par analogie.

(4) Pour simplifier, la valeur de A_v des profils laminés en I, H ou U, avec effort parallèle à l'âme, peut être prise égale à $1,04 \cdot h \cdot t_w$.

(5) Le cas échéant, les formules données en (2) peuvent être appliquées aux éléments constitutifs d'une section d'élément composé.

(6) Si l'épaisseur de l'âme n'est pas constante, il convient de retenir l'épaisseur minimale pour t_w .

(7) En outre, la résistance au voilement par cisaillement doit être vérifiée comme spécifié en 5.6 lorsque :

pour une âme non raidie : $d / t_w > 69 \varepsilon$

pour une âme raidie : $d / t_w > 30 \varepsilon \sqrt{k_T}$

où k_T est le coefficient de voilement par cisaillement, voir 5.6.3.

$\varepsilon = \sqrt{(235 / f_y)}$ [f_y en N/mm²]

(8) Il n'est pas nécessaire de prendre en compte les trous de fixations dans les âmes si

$$A_{v.net} \geq (f_y / f_u) \cdot (\gamma_{M2} / \gamma_{M0}) A_v \text{ (5.21)}$$

si $A_{v.net}$ ne satisfait pas à cette condition, l'aire efficace est alors calculée par :

$$A_{v,eff} = A_{v.net} (f_u / f_y) \cdot (\gamma_{M0} / \gamma_{M2})$$

Et l'on doit substituer l'aire efficace ainsi définie à A_v dans la formule donnant $V_{pl.Rd}$ en 5.4.6.1. Il faut se reporter à 5.4.2.2 pour le calcul de $A_{v.net}$.

(9) En outre, le critère de cisaillement de bloc donné en 6.5.2.2 doit être vérifié aux extrémités de l'élément.

5.4.7. Moment fléchissant et effort tranchant

(1) Le moment théorique de résistance plastique d'une section transversale est réduit par la présence du cisaillement. Pour de petites valeurs d'effort tranchant, cette réduction est si faible qu'elle est compensée par l'écrouissage du matériau et peut donc être négligée. Toutefois, lorsque l'effort tranchant dépasse la moitié de la résistance plastique au cisaillement, il faut tenir compte de son effet sur le moment de résistance plastique.

(2) A condition que la valeur de calcul V_{sd} de l'effort tranchant ne dépasse pas 50 % de la résistance plastique de calcul au cisaillement $V_{pl.Rd}$, il n'est pas nécessaire de réduire les résistances à la flexion données par 5.4.5.2.

(3) Lorsque l'effort tranchant V_{sd} dépasse 50 % de $V_{pl.Rd}$, il convient de réduire la valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la flexion à $M_{v.Rd}$, moment de résistance plastique réduit compte tenu de l'effort tranchant, obtenu comme suit :

a) pour les sections transversales à semelles égales, fléchies suivant l'axe de forte inertie

$$M_{v.Rd} = (W_{pl} \frac{\rho - A_v^2}{4t_w}) \cdot f_y / \gamma_{M0} \text{ mais } M_{v.Rd} \leq M_{c.Rd} \text{ (5.22)}$$

où $\rho = (2V_{sd} / V_{pl.Rd} - 1)^2$

b) dans les autres cas :

$M_{V.Rd}$ est pris égal au moment de résistance plastique de calcul de la section transversale, déterminé en utilisant une limite d'élasticité réduite $(1-\rho)f_y$ pour l'aire de cisaillement, mais en étant limité à $M_{c.Rd}$.

Note : La clause (3) s'applique aux sections de Classes 1, 2, 3 et 4. Il y a lieu d'utiliser la valeur appropriée de $M_{c.Rd}$, voir 5.4.5.2.

5.4.8. Moment fléchissant et effort axial

(1) Les notations du paragraphe 5.4.8 sont, sauf spécifications contraires, celles définies à la figure 1.1.

5.4.8.1. Sections transversales de Classes 1 et 2

(1) Pour les sections transversales de Classes 1 et 2, le critère à satisfaire en l'absence d'effort tranchant est :

$$M_{sd} \leq M_{N.Rd} \dots\dots\dots(5.23)$$

où $M_{N.Rd}$ est le moment de résistance plastique de calcul réduit par la prise en compte de l'effort axial.

Pour calculer la résistance plastique de sections qui ne sont pas traitées ici, on pourra utiliser la méthode générale énoncée en 5.4.1(2).

(2) Pour un plat sans trous de fixations, le moment de résistance plastique réduit est donné par :

$$M_{N.Rd} = M_{pl.Rd} [1 - (N_{sd} / N_{pl.Rd})^2]$$

et le critère devient :

$$\frac{M_{sd}}{M_{pl.Rd}} + \frac{N_{sd}^2}{N_{pl.Rd}^2} \leq 1 \dots\dots\dots(5.24)$$

(3) Dans les sections comportant des semelles, la réduction du moment théorique de résistance plastique par la présence d'un effort axial faible est compensée par l'écrouissage du matériau et peut être négligée. Cependant, dans le cas de flexion par rapport à l'axe y-y, on doit tenir compte de l'influence de l'effort axial sur le moment de résistance plastique lorsque cet effort axial excède la moitié de la résistance plastique de l'âme à la traction, ou le quart de celle de la section transversale complète si cela est plus défavorable. De même, dans le cas de flexion par rapport à l'axe z-z, cette influence doit être prise en compte si l'effort axial excède la résistance plastique de l'âme à la traction.

(4) Pour les sections transversales sans trous de fixations des profils laminés en I ou H normalisés, on peut utiliser les approximations suivantes :

$$M_{Ny.Rd} = M_{pl.y.Rd} (1-n) / (1-0,5a) \dots\dots\dots$$

$$\text{mais } M_{Ny.Rd} \leq M_{pl.y.Rd} \dots\dots\dots (5.25)$$

si $n \leq a$: $M_{Nz.Rd} = M_{pl.z.Rd}$

si $n > a$: $M_{Nz.Rd} = M_{pl.z.Rd} \cdot \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \dots\dots\dots (5.26)$

où $n = N_{sd} / N_{pl.Rd}$

et $a = (A - 2 b \cdot t_f) / A$ mais $a \leq 0,5$

(5) Les expressions données en (4) peuvent également être utilisées pour les sections soudées en I ou H à semelles égales.

(6) Les approximations données en (4) peuvent être simplifiées davantage (pour les profils laminés en I ou H normalisés seulement):

$$M_{Ny.Rd} = 1,11 M_{pl.y.Rd} (1-n) \dots\dots\dots \text{mais } M_{Ny.Rd} \leq M_{pl.y.Rd} \dots\dots\dots (5.27)$$

si $n \leq 0,2$: $M_{Ny.Rd} = M_{pl.z.Rd}$

si $n > 0,2$: $M_{Ny.Rd} = 1,56 M_{pl.z.Rd} \cdot (1-n)(n+0,6) \dots\dots\dots (5.28)$

(7) Pour les sections transversales sans trous de fixations, on peut adopter les approximations ci-après pour les profils creux rectangulaires à épaisseur uniforme utilisés en construction :

$$M_{Ny.Rd} = M_{pl.y.Rd} ((1-n) / (1-0,5 a_w)) \dots\dots\dots$$

$$\text{mais } M_{Ny.Rd} \leq M_{pl.y.Rd} \dots\dots\dots (5.29)$$

$$M_{Ny.Rd} = M_{pl.z.Rd} ((1-n) / (1-0,5 a_f)) \dots\dots\dots$$

$$\text{mais } M_{Nz.Rd} \leq M_{pl.z.Rd} \dots\dots\dots (5.30)$$

où $a_w = (A - 2 b t) / A$ mais $a_w \leq 0,5$

et $a_f = (A - 2 h t) / A$ mais $a_f \leq 0,5$

(8) Les expressions données en (7) peuvent aussi être utilisées pour les sections soudées en caisson à âmes égales et à semelles égales, en adoptant :

$$a_w = (A - 2 b \cdot t_f) / A \quad \text{mais } a_w \leq 0,5$$

$$a_f = (A - 2 h \cdot t_w) / A \quad \text{mais } a_f \leq 0,5$$

(9) Les approximations données en (7) peuvent être simplifiées davantage pour les profils normalisés creux et rectangulaires, à épaisseur uniforme, utilisés en construction, et ce de la façon suivante :

* pour les profils à section carrée :

$$M_{N.Rd} = 1,26 M_{pl.Rd} \cdot (1-n) \dots\dots\dots$$

$$\text{mais } M_{N.Rd} \leq M_{pl.Rd} \dots\dots\dots (5.31)$$

* pour les profils à section rectangulaire :

$$M_{Ny.Rd} = 1,33 M_{ply.Rd} \cdot (1-n) \dots\dots\dots$$

$$\text{mais } M_{Ny.Rd} \leq M_{pl.y.Rd} \dots\dots\dots (5.32)$$

$$M_{Nz.Rd} = M_{pl.z.Rd} \cdot ((1-n)/(0,5+ht/A)) \dots\dots\dots$$

$$\text{mais } M_{Nz.Rd} \leq M_{pl.z.Rd} \dots\dots\dots (5.33)$$

(10) Dans le cas de sections creuses circulaires sans trous de fixations et d'épaisseur uniforme, on peut utiliser les approximations ci-après :

$$M_{N.Rd} = 1,04 M_{pl.Rd} \cdot (1-n^{1,7}) \dots\dots\dots$$

$$\text{mais } M_{N.Rd} \leq M_{pl.Rd} \dots\dots\dots (5.34)$$

(11) Dans le cas de flexion biaxiale, on peut utiliser le critère approché ci-après où α et β sont des exposants qui peuvent être pris, en sécurité, égaux à l'unité.

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{Ny.Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{Nz.Rd}} \right]^\beta \leq 1 \dots\dots\dots (5.35)$$

Il est également loisible de prendre les valeurs suivantes :

- sections en I et H : $\alpha = 2$ $\beta = 5n$ mais $\beta \geq 1$
 - profils creux circulaires : $\alpha = 2$ $\beta = 2$
 - profils creux rectangulaires: $\alpha = \beta = 1,66 / (1-1,13n^2)$ mais $\alpha = \beta \leq 6$
 - barres rectangulaires; plats : $\alpha = \beta = 1,73 + 1,8n^3$
- où $n = N_{sd} / N_{pl.Rd}$

Ce critère ne concerne que les sections bisymétriques. Les sollicitations sont prises en valeurs absolues. Pour les autres sections, il y a lieu d'appliquer la méthode générale mentionnée en 5.4.1 (2).

(12) Le critère suivant constitue une autre approximation qui place encore plus du côté de la sécurité (Voir également 5.4.8.1 (11)) :

$$\frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd}} + \frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.Rd}} + \frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.Rd}} \leq 1 \dots\dots\dots (5.36)$$

5.4.8.2. Sections transversales de Classe 3

(1) En l'absence d'effort tranchant, les sections transversales de Classe 3 sont considérées comme satisfaisantes si la contrainte longitudinale maximale ($\sigma_{x.Ed}$) remplit la condition :

$$\sigma_{x.Ed} \leq f_{yd} \dots\dots\dots (5.37)$$

où $f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$

(2) Pour les sections transversales sans les trous de fixations, on peut remplacer la condition ci-dessus par la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{A \cdot f_d} + \frac{M_{y.sd}}{W_{el. y} \cdot f_{yd}} + \frac{M_{z.sd}}{W_{el. z} \cdot f_{yd}} \leq 1 \dots\dots\dots (5.38)$$

Sous cette forme, le critère concerne les sections bisymétriques. Il peut également s'appliquer aux autres sections lorsque les contraintes dues à chacune des sollicitations N_{sd} , $M_{y.sd}$ et $M_{z.sd}$ se cumulent avec le même signe dans la fibre extrême la plus sollicitée (les modules de section se rapportent alors à cette fibre). Dans ces deux cas, les sollicitations sont prises en valeurs absolues. Dans les autres cas, seul le critère donné en (1) s'applique.

Lorsque la limite d'élasticité est d'abord atteinte dans la fibre tendue, il est loisible de remplacer dans le critère les résistances élastiques en flexion simple par celles prenant en compte les réserves de résistance plastique de la zone tendue de la section (voir paragraphe 5.3.3(4)).

5.4.8.3. Sections transversales de Classe 4

Comme mentionné en 5.4.9(1), l'influence de l'effort tranchant est ignorée si celui-ci n'excède pas 50 % de la résistance plastique de la section au cisaillement.

La vérification de la résistance d'une section de Classe 4 est effectuée :

- soit d'après 5.4.8.3(1) lorsque les calculs de section efficaces sont conduits à l'aide de la méthode (a) ou de la méthode (b) mentionnée en 5.3.4 (1). Dans les deux cas, en présence d'un effort normal, le moment additionnel dû au décalage du centre de gravité doit être pris en compte.
- soit à l'aide du critère donné en 5.4.8.3(2).

(1) En l'absence d'effort tranchant, les sections transversales de Classe 4 sont considérées comme satisfaisantes si la contrainte longitudinale maximal ($\sigma_{x.Ed}$ calculée en utilisant les largeurs efficaces des parois comprimées (voir 5.3.2(2)) remplit la condition :

$$\sigma_{x.Ed} \leq f_{yd} \dots\dots\dots (5.39)$$

où $f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$

La contrainte $\sigma_{x.Ed}$ sur laquelle porte cette vérification doit être calculée globalement sous la combinaison des sollicitations (N_{sd} , $M_{y.sd} + \Delta M_y$, $M_{z.sd} + \Delta M_z$) agissant de façon concomitante dans la section efficace déterminée pour cette combinaison, les moments additionnels ΔM_y et ΔM_z résultant en cas de présence d'un effort axial N_{sd} , du décalage du centre de gravité de la section.

(2) Pour les sections transversales sans trous de fixations, on peut remplacer la condition ci-dessus par la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{A_{eff} \cdot f_{yd}} + \frac{M_{sd} + N_{sd} \cdot e_{NY}}{W_{eff.y} \cdot f_{yd}} + \frac{M_{z.sd} + N_{sd} \cdot e_{NZ}}{W_{eff.z} \cdot f_{yd}} \leq 1 \dots\dots\dots (5.40)$$

où A_{eff} = aire efficace de la section transversale supposée soumise à une compression uniforme

W_{eff} = module élastique de la section efficace, la section transversale étant supposée soumise uniquement à un moment suivant l'axe concerné

e_N = décalage du centre de gravité suivant l'axe concerné, la section transversale étant supposée soumise à une compression uniforme.

Le moment additionnel $N_{Sd} \cdot e_{Ny}$ doit s'ajouter ou se retrancher au moment $M_{y,Sd}$ selon les sens d'action respectifs de ces deux moments. Le même raisonnement, pour la flexion dans l'autre plan. Dans le cas de sections en I bisymétriques et fléchies par rapport à leur axe de forte inertie, le critère se ramène à

$$\frac{N_{Sd}}{A_{eff} \cdot f_{yd}} + \frac{M_{y,Sd}}{W_{eff,y} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

où $W_{eff,y}$ est relatif à la fibre la plus sollicitée et les sollicitations sont prises en valeurs absolues.

Dans le cas d'interaction (effort axial + flexion biaxiale), la vérification peut s'avérer plus délicate et il convient alors de raisonner en contraintes. Chaque sollicitation N_{Sd} , $(M_{y,Sd} + N_{Sd} \cdot e_{Ny})$ ou $(M_{z,Sd} + N_{Sd} \cdot e_{Nz})$, prise avec son signe, engendre dans la section efficace relative à la sollicitation concernée un état de contrainte ayant une distribution élastique dans cette section efficace. Il y a lieu d'additionner ensuite algébriquement ces 3 états de contraintes (en considérant une contrainte nulle dans les parties inefficaces), et de vérifier que la contrainte maximale (en compression ou traction) ne dépasse pas f_{yd} . Dans le cas de sections transversales avec trous de fixations, on applique 5.4.8.3(1).

Les valeurs de A_{eff} , W_{eff} et e_N doivent être calculées en utilisant des valeurs d'élancement réduits $\bar{\lambda}_p$ déterminées sur la base de la limite d'élasticité f_y des parois avec toutefois la possibilité, en application du paragraphe de 5.3.4(3), de remplacer f_y par $f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$ dans le calcul de ces élancements.

Dans cette méthode de vérification de la résistance de sections de Classe 4, les caractéristiques de section efficace sont indépendantes des sollicitations (section efficace calculée en compression pure ou en flexion pure). Donc, une fois ces caractéristiques efficaces déterminées, le critère permet de vérifier toute combinaison de flexion-compression sans autre calcul complémentaire de section efficace.

5.4.9. Moment fléchissant, effort tranchant et effort axial

(1) Lorsque l'effort tranchant dépasse la moitié de la résistance plastique au cisaillement, il faut prendre en compte son effet, ainsi que celui de l'effort axial, pour calculer le moment de résistance plastique réduit.

(2) A condition que la valeur de calcul V_{Sd} de l'effort ne dépasse pas 50 % de la

résistance plastique de calcul au cisaillement $V_{pl.Rd}$, il n'est pas nécessaire de faire cette réduction pour les combinaisons de moment et effort axial qui satisfont aux critères énoncés en 5.4.8.

(3) Lorsque V_{Sd} dépasse 50 % de $V_{pl.Rd}$, il convient de déterminer la résistance de calcul de la section transversale aux combinaisons de moment et d'effort axial en utilisant une limite d'élasticité réduite $(1-\rho) f_y$ pour l'aire de cisaillement, avec

$$\rho = (2V_{Sd} / V_{pl.Rd} - 1)^2.$$

Cette clause est applicable aux sections de Classes 1, 2, 3 et 4. Il y a lieu de vérifier que la résistance $M_{N.Rd}$ (ou $M_{c.Rd}$) correspondante n'est pas dépassée.

5.4.10. Ames soumises à des charges transversales

(1) En absence d'effort tranchant, une âme soumise à une charge transversale dans son plan, (voir fig. 54.4), s'ajoutant à toute combinaison de moment et d'effort axial appliquée à la section transversale, doit satisfaire en tout point au critère limite d'élasticité suivant :

$$\left[\frac{\sigma_{x.Ed}}{f_{yd}} \right]^2 + \left[\frac{\sigma_{z.Ed}}{f_{yd}} \right]^2 - \left[\frac{\sigma_{x.Ed}}{f_{yd}} \right] \left[\frac{\sigma_{z.Ed}}{f_{yd}} \right] \leq 1 \dots\dots\dots (5.41)$$

où $\sigma_{x.Ed}$ = valeur de calcul de la contrainte longitudinale au point considéré due au moment et à l'effort axial

$\sigma_{z.Ed}$ = valeur de calcul de la contrainte au même point due à la charge transversale

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

Dans l'expression (5.41) ci-dessus, $\sigma_{x.Ed}$ et $\sigma_{z.Ed}$ doivent être prises positives pour la compression et négatives pour la traction.

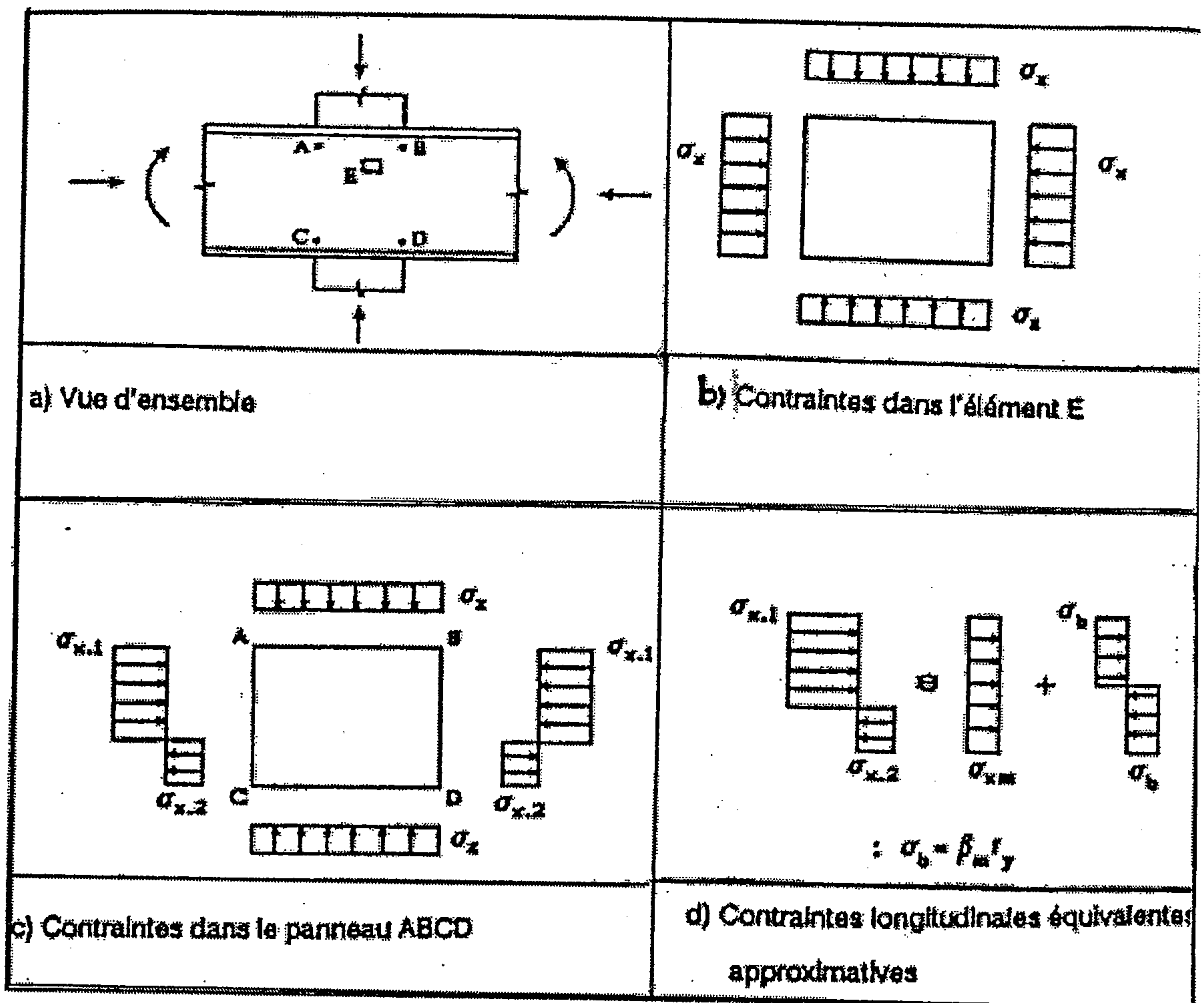


Figure 54.4 : Contraintes dans le panneau d'âme dues au moment, à la force axiale et à la force transversale

(2) Lorsque la résistance à la flexion est fondée sur une distribution plastique des contraintes dans la section transversale, on admet que le critère ci-dessus est satisfait si :

$$\left[\frac{\sigma_{xm} \cdot Ed}{f_{yd}} \right]^2 + \left[\frac{\sigma_z \cdot Ed}{f_{yd}} \right]^2 - k \left[\frac{\sigma_{xm} \cdot Ed}{f_{yd}} \right] \left[\frac{\sigma_z \cdot Ed}{f_{yd}} \right] \leq 1 - \beta_m \dots (5.42)$$

où $\sigma_{xm} \cdot Ed$ = valeur de calcul de la contrainte longitudinale moyenne dans l'âme

$$\beta_m = M_{w.Sd} / M_{pl.w. Rd}$$

$M_{w.Sd}$ = valeur de calcul du moment dans l'âme

$$M_{pl.w. Rd} = 0,25 \cdot t_w \cdot d^2 \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

k est obtenu ainsi :

lorsque $\sigma_{xm.Ed} / \sigma_{z.Ed} \leq 0$: $k = 1 - \beta_m$

lorsque $\sigma_{xm.Ed} / \sigma_{z.Ed} > 0$:

si $\beta_m \leq 0,5$: $k = 0,5 (1 + \beta_m)$

si $\beta_m > 0,5$: $k = 1,5 (1 - \beta_m)$

A la limite, ce critère traduit une plastification complète de l'âme, c'est à dire que le critère de plastification de Von Mises (critère 5.4.10 (1) à la limite) est satisfait en tout point de l'âme. La contrainte transversale $\sigma_{z.Ed}$ est ici supposée constante sur la hauteur de l'âme. La contrainte longitudinale moyenne $\sigma_{xm.Ed}$ est la contrainte due à l'effort axial $N_{w.Sd}$ repris par l'âme seule dans la distribution plastique adoptée c'est à dire $N_{w.Sd} / A_w$.

(3) Lorsque la valeur de calcul V_{Sd} de l'effort tranchant ne dépasse pas 50% de la résistance plastique au cisaillement $V_{pl.Rd}$, le critère donné en (2) peut être adopté sans aucune modification due à la prise en compte du cisaillement.

(4) Lorsque la valeur de calcul V_{Sd} de l'effort tranchant dépasse 50% de $V_{pl.Rd}$, il convient de modifier le critère limite d'élasticité donné en (1) comme suit :

$$\left[\frac{\sigma_{x.Ed}}{f_{yd}} \right]^2 + \left[\frac{\sigma_{z.Ed}}{f_{yd}} \right]^2 - \left[\frac{\sigma_{x.Ed}}{f_{yd}} \right] \cdot \left[\frac{\sigma_{z.Ed}}{f_{yd}} \right] \leq 1 - \rho \text{ (5.43)}$$

où $\rho = (2V_{Sd} / V_{pl.Rd} - 1)^2$

(5) Lorsque la valeur de calcul de l'effort tranchant V_{Sd} dépasse 50% de $V_{pl.Rd}$ et que la résistance à la flexion est fondée sur une distribution plastique des contraintes dans la section transversale, le critère approché suivant peut être adopté :

$$\left[\frac{\sigma_{xm.Ed}}{f_{yd}} \right]^2 + \left[\frac{\sigma_{z.Ed}}{f_{yd}} \right]^2 - k \left[\frac{\sigma_{xm.Ed}}{f_{yd}} \right] \cdot \left[\frac{\sigma_{z.Ed}}{f_{yd}} \right] \leq 1 - \beta_m - \rho \text{ (5.44)}$$

où k et β_m sont définis en (2)

(6) Il convient de déterminer la valeur de la contrainte transversale $\sigma_{z.Ed}$ due à une charge ponctuelle en supposant que celle-ci est uniformément répartie sur une longueur s égale à la plus petite des valeurs de la hauteur d de l'âme et de l'espacement a des raidisseurs transversaux d'âme.

(7) Il convient de déterminer de la même façon la valeur de la contrainte transversale $\sigma_{z.Ed}$ due à une charge répartie entre raidisseurs d'âme, sur une longueur inférieure à leur espacement a , en la supposant uniformément répartie sur une longueur s déterminée comme en (6).

(8) Il y a lieu de vérifier les effets des charges transversales de compression sur la résistance de l'âme au voilement local, voir 5.3.5.

(9) Il convient de vérifier, en outre, la résistance à l'écrasement, la résistance l'âme à l'enfoncement local et au voilement, voir 5.7.3, 5.7.4 et 5.7.5.

5.5. RESISTANCE DES ELEMENTS

5.5.1. Eléments comprimés

5.5.1.1. Résistance au flambement

(1) La résistance de calcul au flambement d'un élément comprimé doit être prise égale à

$$N_{b,Rd} = \chi \beta_A A f_y / \gamma_{M1} \dots\dots\dots (5.4)$$

où $\beta_A = 1$ pour les sections transversales de Classe 1,2 ou 3

$\beta_A = A_{eff} / A$ pour les sections transversales de Classe 4

χ est le coefficient de réduction pour le mode de flambement à considérer

Le risque de flambement d'un élément comprimé n'est pas à considérer si $\bar{\lambda} \leq 0,2$, où $\bar{\lambda}$ est l'élancement réduit défini en 5.5.1.2 (1).

(2) En ce qui concerne les types de profilés en acier laminés à chaud communément utilisés pour les éléments comprimés, le mode de flambement à considérer est en général celui "par flexion".

5.5.1.2. Eléments uniformes

(1) Pour les éléments à section transversale constante, sollicités en compression axiale constante, la valeur de χ pour l'élancement réduit $\bar{\lambda}$, peut être déterminée par la formule

$$\chi = 1 / (\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}) \dots\dots\dots \text{mais } \chi \leq 1 \dots\dots\dots (5.46)$$

où $\phi = 0,5 (1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2)$

α est un facteur d'imperfection

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\beta_A \cdot A \cdot f_y / N_{cr}} = (\lambda / \lambda_1) \cdot \sqrt{\beta_A}$$

λ est l'élancement pour le mode de flambement à considérer

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{E / f_y} = 93,9 \varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y} \dots\dots\dots f_y \text{ en N/mm}^2$$

N_{cr} est l'effort axial critique élastique pour le mode de flambement approprié

L'effort axial critique élastique N_{cr} ou l'élancement λ sont calculés sur la base des caractéristiques de section brute (voir 5.5.1.4 (3)).

Pour les cornières simples comprimées utilisées en tant qu'éléments de treillis, on se reportera à l'annexe F.

(2) Le facteur d'imperfection (correspondant à la courbe de flambement appropriée (voir tableau 5.5.3) doit être pris dans le tableau 5.5.1.

Courbe de flambement	a	b	c	d
Facteur d'imperfection α	0.21	0.34	0.49	0.76

Tableau 55.1 : Facteur d'imperfection α

Les courbes de flambement sont les courbes donnant le coefficient de réduction χ en fonction de l'élancement réduit $\bar{\lambda}$ (voir figure 55.1)

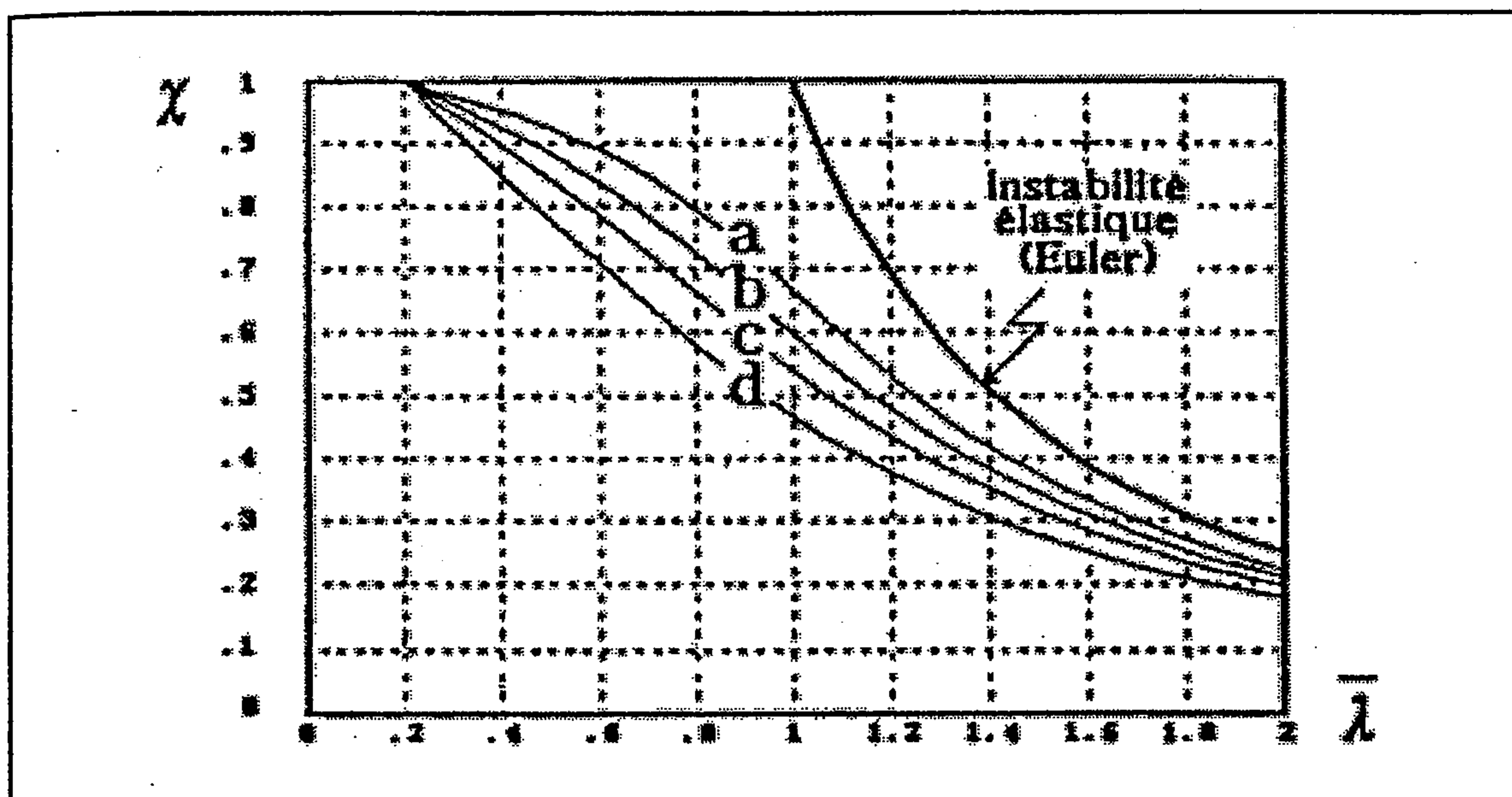


Figure 55.1 : Courbes de flambement

(3) Des valeurs du facteur de réduction χ peuvent être obtenues à partir du tableau 55.2 en fonction de l'élancement réduit $\bar{\lambda}$.

(4) En alternative, les éléments uniformes peuvent être vérifiés en utilisant une analyse au second ordre, voir 5.5.1.3 (4) et 5.5.1.3 (6).

5.5.1.3.Éléments non uniformes

(1) Les éléments en fuseau ou à caractéristiques de section transversale étagées sur la longueur peuvent être vérifiés en utilisant une analyse au second ordre, voir (4) et (6).

$\bar{\lambda}$	Courbe de flambement			
	a	b	c	d
0.2	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
0.3	0.9775	0.9641	0.9491	0.9235
0.4	0.9528	0.9261	0.8973	0.8504
0.5	0.9243	0.8842	0.8430	0.7793
0.6	0.8900	0.8371	0.7854	0.7100
0.7	0.8477	0.7837	0.7247	0.6431
0.8	0.7957	0.7245	0.6622	0.5797
0.9	0.7339	0.6612	0.5998	0.5208
1.0	0.6656	0.5970	0.5399	0.4671
1.1	0.5960	0.5352	0.4842	0.4189
1.2	0.5300	0.4781	0.4338	0.3762
1.3	0.4703	0.4269	0.3888	0.3385
1.4	0.4179	0.3817	0.3492	0.3055
1.5	0.3724	0.3422	0.3145	0.2766
1.6	0.3332	0.3079	0.2842	0.2512
1.7	0.2994	0.2781	0.2577	0.2289
1.8	0.2702	0.2521	0.2345	0.2093
1.9	0.2449	0.2294	0.2141	0.1920
2.0	0.2229	0.2095	0.1962	0.1766
2.1	0.2036	0.1920	0.1803	0.1630
2.2	0.1867	0.1765	0.1662	0.1508
2.3	0.1717	0.1628	0.1537	0.1399
2.4	0.1585	0.1506	0.1425	0.1302
2.5	0.1467	0.1397	0.1325	0.1214
2.6	0.1362	0.1299	0.1234	0.1134
2.7	0.1267	0.1211	0.1153	0.1062
2.8	0.1182	0.1132	0.1079	0.0997
2.9	0.1105	0.1060	0.1012	0.0937
3.0	0.1036	0.0994	0.0951	0.0882

Tableau 55.2 : Coefficient de réduction χ

- (2) En alternative, des méthodes simplifiées d'analyse peuvent être élaborées en adoptant la procédure définie pour les éléments uniformes.
- (3) Aucune méthode n'a la préférence. Toute méthode reconnue peut être utilisée à condition que l'on puisse démontrer qu'elle place en sécurité.
- (4) L'analyse globale élastique au second ordre d'un élément doit prendre en compte l'imperfection initiale en arc équivalente de la figure 55.2. correspondant à la courbe appropriée de flambement ainsi que le type de vérification de la section transversale adopté.

L'analyse locale au second ordre à opérer sur un élément non uniformé pour vérifier sa résistance au flambement par flexion peut être faite dans les conditions précisées au paragraphe 5.5.4 (1).

(5) Les imperfections initiales en arc équivalentes données à la figure 55.2 doivent aussi être utilisées pour les éléments où il est nécessaire (selon 5.2.4.5) d'inclure les imperfections dans l'analyse globale.

(6) Lorsque les imperfections données à la figure 55.2 sont utilisées, les résistances des sections transversales doivent être vérifiées comme spécifié en 5.4, mais en utilisant γ_{M1} au lieu de γ_{M0} .

Section transversale		Méthode d'analyse globale	
Vérification de la résistance	Type de section et axe	Elastique ou Rigide-Plastique ou Elastique-Parfaitement Plastique	Elasto-Plastique (méthode des zones plastiques)
Elastique [5.4.8.2]	Quelconque	$\alpha (\bar{\lambda} - 0,2) k_y W_{el} / A$	-
Plastique Linéaire [5.4.8.1(12)]	Quelconque	$\alpha (\bar{\lambda} - 0,2) k_y W_{pl} / A$	-
Plastique non-linéaire [5.4.8.1(1) à (11)]	Section en I Axe yy	$1,33 \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) k_y W_{pl} / A$	$\alpha (\bar{\lambda} - 0,2) k_y W_{pl} / A$
	Section en I Axe zz	$2,0 k_y e_{eff} / \epsilon$	$k_y e_{eff} / \epsilon$
	Section creuse rectangulaire	$1,33 \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) k_y W_{pl} / A$	$\alpha (\bar{\lambda} - 0,2) k_y W_{pl} / A$
	Section creuse circulaire	$1,5 k_y e_{eff} / \epsilon$	$k_y e_{eff} / \epsilon$

$$k_y = (1 - k_\beta) + 2 k_\beta \bar{\lambda} \quad \text{avec } k_y \geq 1,0$$

Courbe de flambement	α	e_{eff}	k_β			
			$\gamma_{M1} = 1,05$	$\gamma_{M1} = 1,10$	$\gamma_{M1} = 1,15$	$\gamma_{M1} = 1,20$
a	0,21	$l/600$	0,12	0,23	0,33	0,42
b	0,34	$l/380$	0,08	0,15	0,22	0,28
c	0,49	$l/270$	0,06	0,11	0,16	0,20
d	0,76	$l/180$	0,04	0,08	0,11	0,14

Eléments non-uniformes:

Utiliser les valeurs de W_{el}/A ou W_{pl}/A au centre de la longueur de flambement l

Figure 55.2 : Valeurs de calcul de l'imperfection initiale équivalente en arc $e_{0,d}$

5.5.1.4.Flambement par flexion

(1) la courbe de flambement appropriée pour le flambement par flexion doit être déterminée d'après le tableau 55.3.

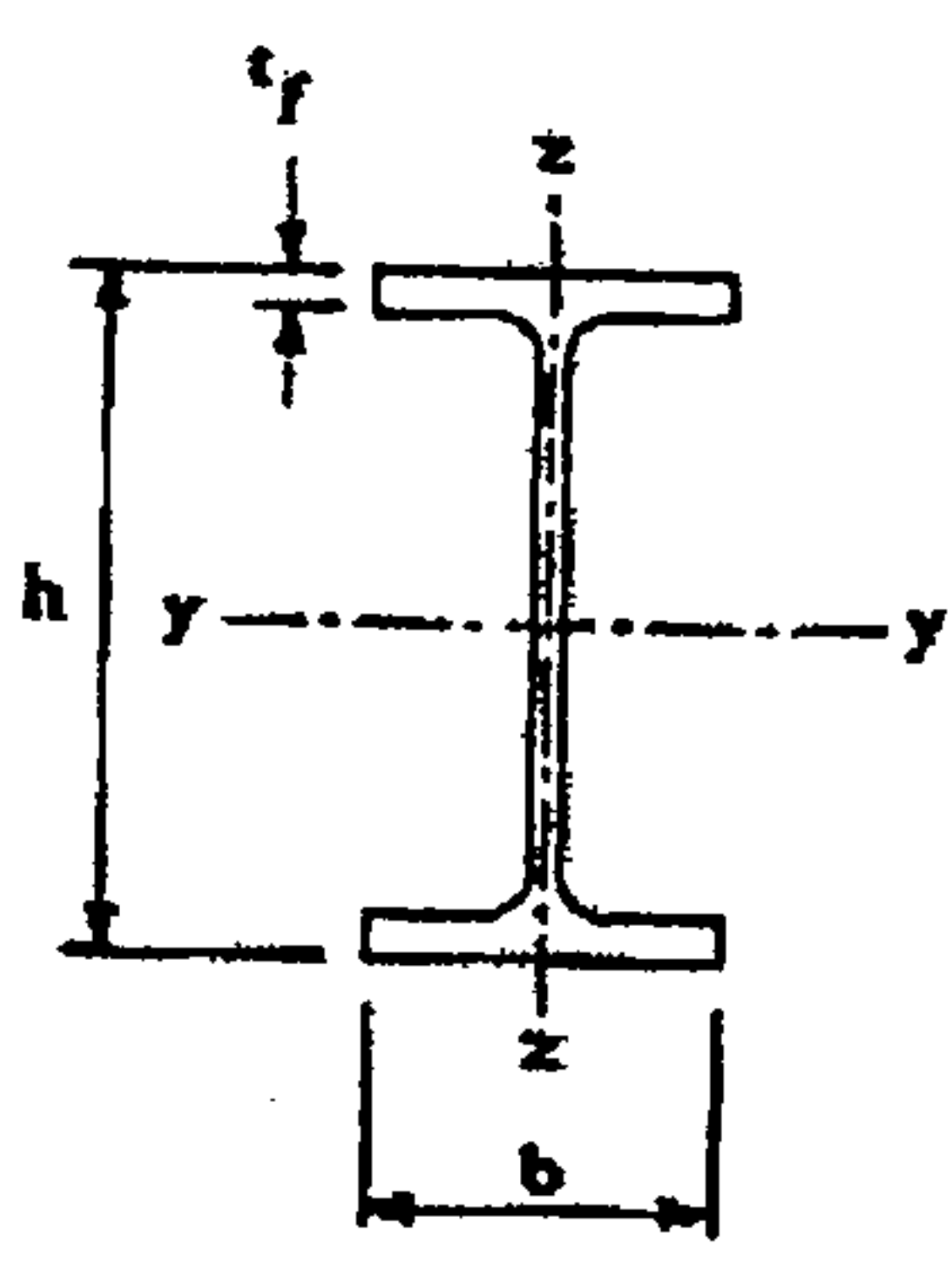
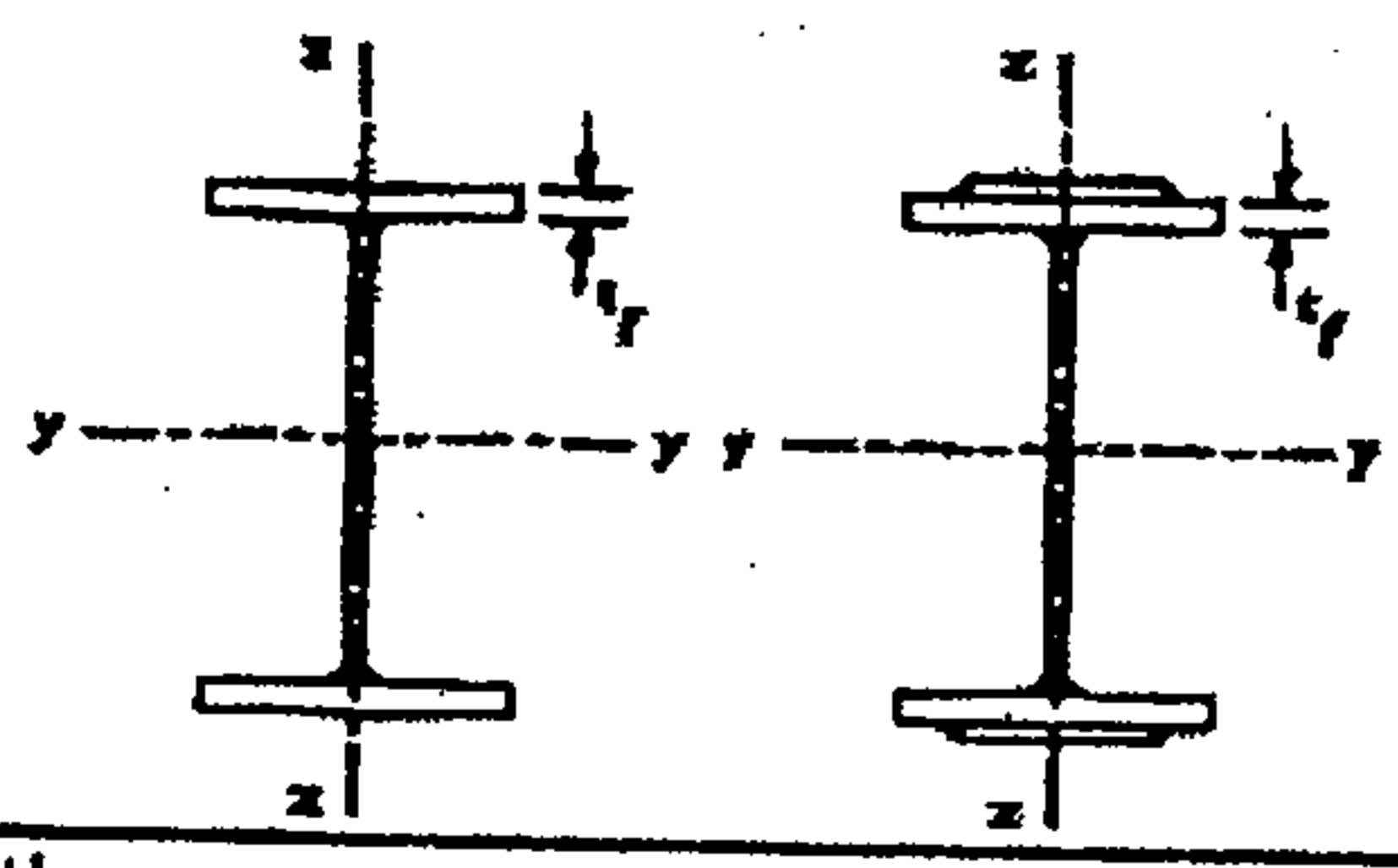
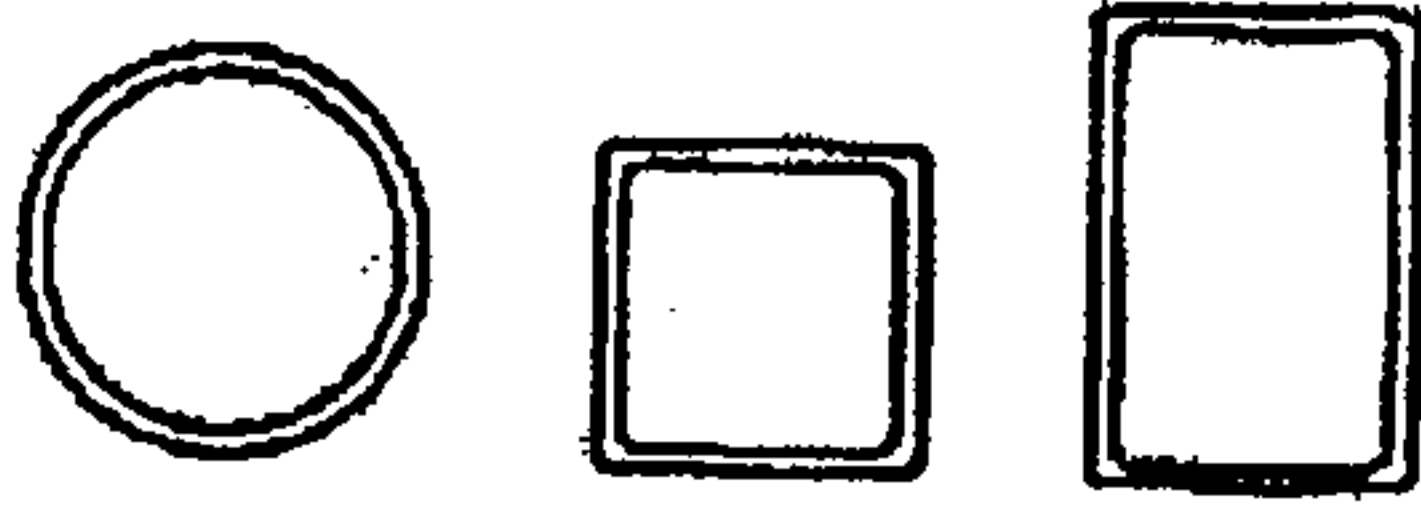
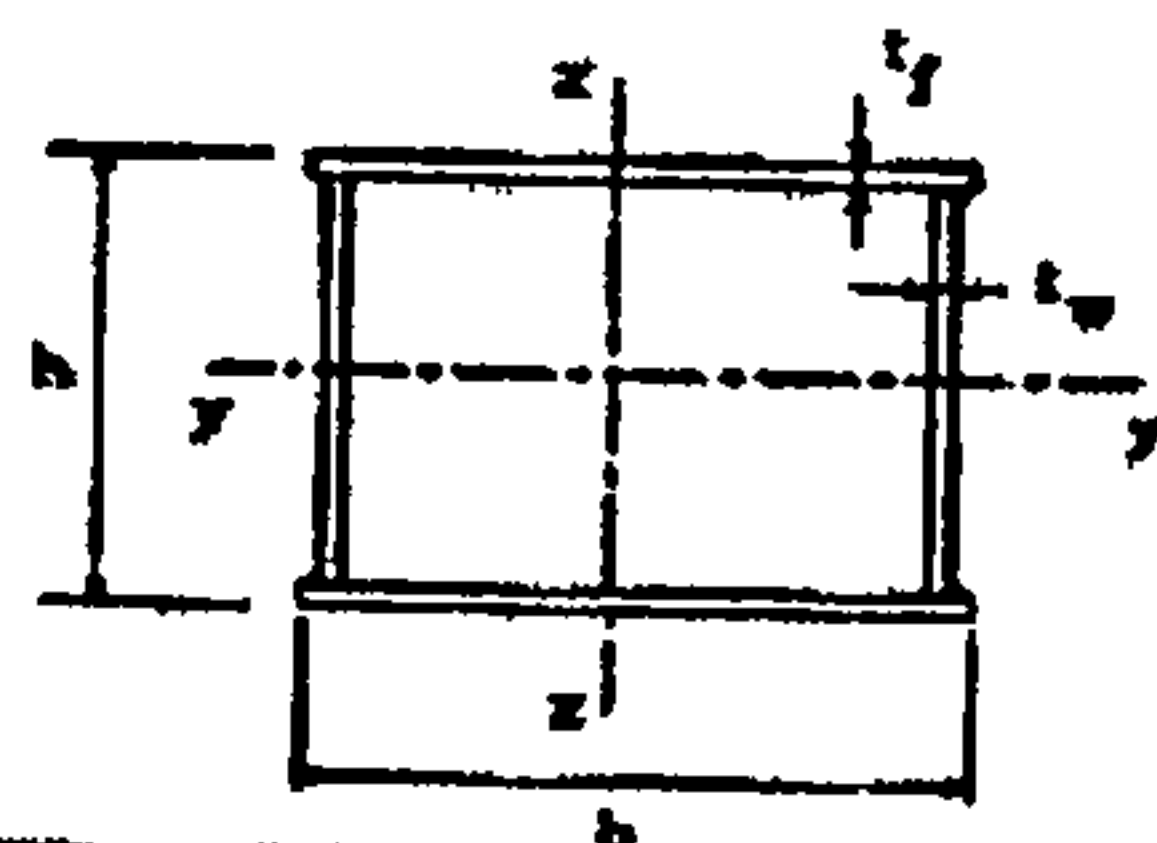
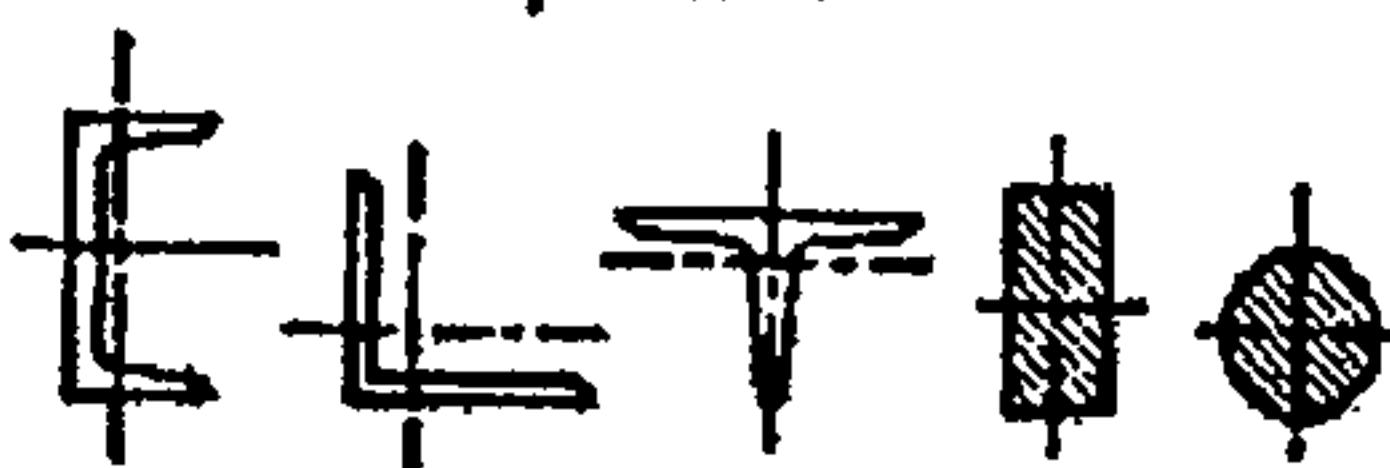
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$ $40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$ $y - y$ $z - z$	a b b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$ $y - y$ $z - z$	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$ $y - y$ $z - z$	b c c d
Sections creuses 	laminées à chaud formées à froid - en utilisant $f_{yb}^*)$ formées à froid - en utilisant $f_{ya}^*)$	quel qu'il soit quel qu'il soit quel qu'il soit	a b c
Caissons soudées 	d'une manière générale (sauf ci-dessous) Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	quel qu'il soit $y - y$ $z - z$	b c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

Tableau 55.3 : Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

(2) Les sections non traitées dans le tableau 55.3 doivent être classées par analogie.

(3) L'élancement λ est égal à : $\lambda = l/i$ (5.47)

où i est le rayon de giration suivant l'axe concerné, déterminé à partir des caractéristiques de la section transversale brute.

5.5.1.5. Longueur de flambement

(1) La longueur de flambement l d'un élément comprimé dont les deux extrémités sont maintenues latéralement en position de manière effective, peut être prise en toute sécurité égale à la longueur d'épure L de l'élément. Le maintien latéral peut soit être réel (poteaux d'ossatures contreventées par exemple), soit résulter d'une hypothèse adoptée dans un modèle de calcul (voir § 554 (1) ou § 5262 (2)).

(2) En alternative, la longueur de flambement peut être déterminée à l'aide de l'annexe A

5.5.2. Déversement des éléments fléchis

(1) La résistance de calcul d'un élément fléchi non maintenu latéralement au déversement doit être prise égale à

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1} \text{ (5.48)}$$

où $\beta_w = 1$ pour les sections de Classe 1 ou 2

$\beta_w = W_{el,y} / W_{pl,y}$ pour les sections de Classe 3

$\beta_w = W_{eff,y} / W_{pl,y}$ pour les sections de Classe 4

et χ_{LT} est le coefficient de réduction pour le déversement.

Ce paragraphe s'applique aux éléments à section constante, en flexion simple par rapport à l'axe de forte inertie et tels qu'au droit de leurs extrémités les sections ne peuvent tourner autour de l'axe longitudinal de l'élément, ni se déplacer latéralement. Ces conditions peuvent généralement être supposées satisfaites si seule la semelle comprimée ne peut se déplacer latéralement. Les autres conditions de maintien peuvent être traitées de manière analogue en adoptant des valeurs adéquates pour les différents coefficients intervenant dans le calcul du moment critique de déversement M_{cr} (voir annexe B).

Le déversement des éléments en flexion uniaxiale avec compression ou en flexion biaxiale avec ou sans compression, doit être traité, s'il y a lieu, en appliquant la clause (2), (4) ou (6) du paragraphe 5.5.4, en fonction de la Classe de la section.

Dans le cas d'éléments à caractéristiques de section variables, une méthodologie appropriée et justifiée, élaborée à partir de la procédure définie pour les éléments à section constante peut être adoptée.

Dans les cas de sections en I de Classe 3 à semelles inégales, il y a lieu d'utiliser le module élastique $W_{el,y}$ correspondant à la semelle comprimée dont on veut

vérifier la stabilité latérale. Il en est de même pour le module $W_{eff,y}$ des sections de Classe 4. Le maintien latéral aux extrémités doit être assuré par des éléments et dispositifs de fixation opposant une rigidité suffisante et possédant une résistance adéquate. On rapporte ci-après des critères, auxquels doivent satisfaire les éléments d'entretoisement et dispositifs de fixation :

- Résister à un effort égal à 2 % de l'effort axial de compression existant dans les semelles comprimées au niveau des sections maintenues, cet effort étant transmis par ces semelles perpendiculairement au plan de l'âme des éléments.

- opposer une rigidité suffisante au déplacement latéral et à la rotation dans le plan perpendiculaire au plan de flexion pour justifier le choix de l'élancement réduit λ_{LT} retenu (voir définition en (5)).

(2) La valeur de χ_{LT} pour l'élancement réduit λ_{LT} peut être déterminée par la formule

$$\chi_{LT} = 1 / (\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}) \dots\dots\dots$$

mais $\chi_{LT} \leq 1 \dots\dots\dots (5.49)$

où $\phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2]$

(3) Il convient d'adopter la valeur suivante du facteur d'imperfection α_{LT} pour le déversement

$\alpha_{LT} = 0.21$ pour les profils laminés.

$\alpha_{LT} = 0.49$ pour les sections soudées.

(4) Les valeurs du coefficient de réduction χ_{LT} pour l'élancement réduit approprié λ_{LT} peuvent être obtenues à partir du tableau 55.2 avec $\lambda = \lambda_{LT}$ et $\chi = \chi_{LT}$, en utilisant

pour les profils laminés, la courbe a ($\alpha = 0,21$)

pour les sections soudées, la courbe c ($\alpha = 0,49$)

(5) La valeur de λ_{LT} peut être déterminée par la formule

$$\lambda_{LT} = \sqrt{[\beta_w W_{pl,y} f_y / M_{cr}]} = [\lambda_{LT} / \lambda_1] \cdot \sqrt{\beta_w}$$

où $\lambda_1 = \pi \sqrt{[E/f_y]} = 93,9 \varepsilon$

$\varepsilon = \sqrt{[235 / f_y]} \dots\dots\dots [f_y \text{ en N/mm}^2]$

M_{cr} = moment critique élastique de déversement

Le moment critique élastique de déversement M_{cr} doit être calculé avec les caractéristiques de la section brute. Pour les sections de Classe 4, le calcul de M_{cr} sera fait sans considérer l'inertie de torsion uniforme de l'élément ($I_t = 0$, voir annexe B).

λ_{LT} est l'élancement de l'élément vis à vis du déversement (voir annexe B).

(6) Des indications sur le calcul de M_{cr} (ou sur le calcul direct de λ_{LT}) sont données dans l'annexe B.

(7) Lorsque l'élanement réduit $\overline{\lambda}_{LT} \leq 0.4$, il n'est pas nécessaire de tenir compte du déversement.

(8) Il n'est pas nécessaire de vérifier la résistance au déversement d'une poutre effectivement maintenue sur toute sa longueur.

5.5.3. Eléments fléchis et tendus

(1) Les éléments soumis à une interaction de moment fléchissant et d'effort axial de traction doivent être vérifiés au déversement en traitant l'effet résultant de ces sollicitations.

(2) Lorsque l'effort axial et le moment fléchissant peuvent varier indépendamment, il convient de multiplier la valeur de calcul de l'effort de traction par un facteur de réduction d'effet vectoriel :

$$\psi_{vec} = 0,8$$

(3) La contrainte calculée $\sigma_{com.Ed}$ (qui peut dépasser f_y) dans la fibre extrême comprimée du fait de l'effet vectoriel est alors à déterminer par :

$$\sigma_{com.Ed} = M_{sd}/W_{com} - \psi_{vec} \cdot N_{t.Sd}/A \dots\dots\dots (5.50)$$

où $\sigma_{com.Ed}$ = module élastique de section relatif à la fibre extrême comprimée

et $N_{t.Sd}$ = valeur de calcul de l'effort axial de traction

(4) Il convient de conduire la vérification en utilisant un moment fléchissant effectif de calcul $M_{eff.Sd}$ égal à :

$$M_{eff.sd} = W_{com} \cdot \sigma_{com.Ed}$$

La figure 55.3 illustre le moment effectif à retenir pour la vérification (dans le cas d'une section symétrique). Il y a lieu de vérifier aussi la résistance de la section d'après 5.4.8.

(5) La résistance de calcul au déversement $M_{b.Rd}$ est calculée d'après 55.2.

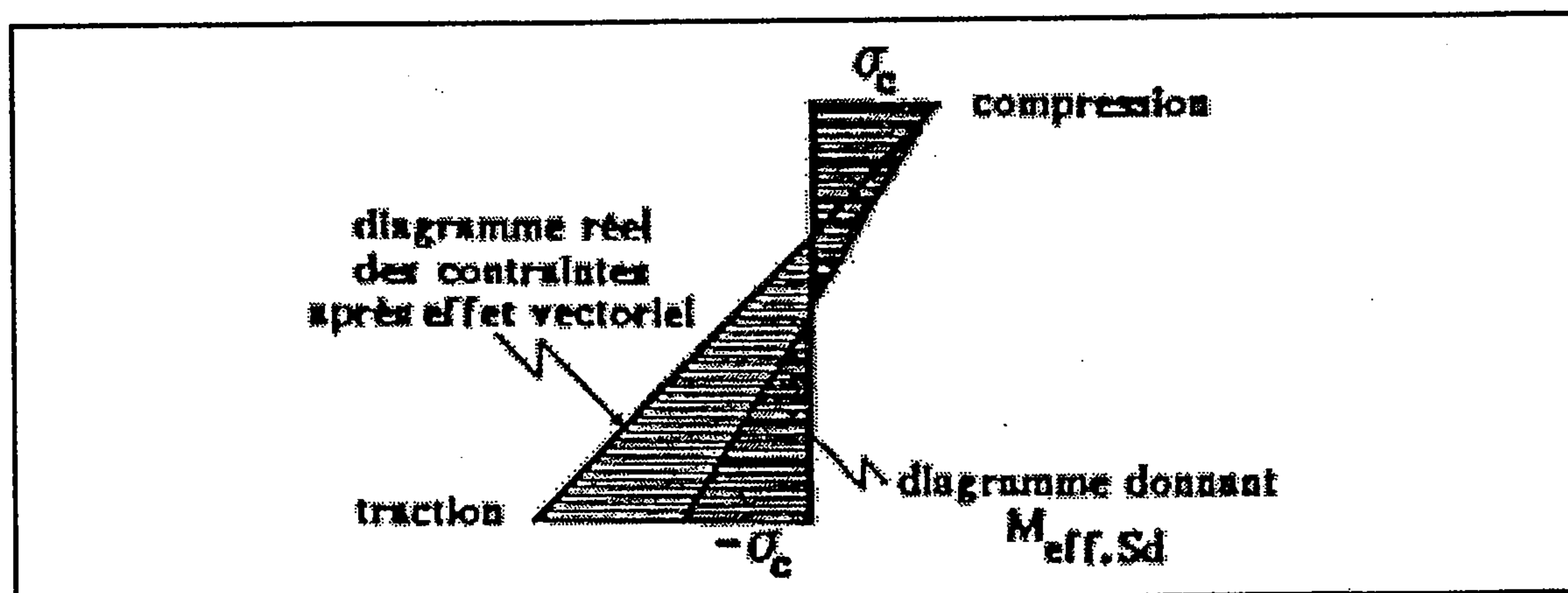


Figure 55.3 : Moment fléchissant effectif de calcul $M_{eff.Sd}$

5.5.4. Eléments comprimés et fléchis

On admet que pour la vérification de la résistance d'un élément uniforme comprimé et fléchi dont les sections sont de Classe 1, 2 ou 3 et pour lequel il n'y a pas de risque de déversement, le critère adéquat énoncé en (1) ou (3) n'est à considérer que lorsque les deux conditions suivantes sont remplies :

$$\bar{\lambda}_{\max} > 0,2 \quad \text{et} \quad N_{sd} / (\chi_{\min} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}) > 0,1$$

où $\bar{\lambda}_{\max} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z)$ et $\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z)$

Pour ces classes de sections, lorsque le déversement est un mode de ruine potentiel (c'est-à-dire lorsque $\lambda_{LT} > 0,4$), le critère adéquat énoncé en (2) ou (4) doit être considéré, que les conditions ci-dessus soient remplies ou non.

Pour les sections de Classe 4, les critères donnés en (5) et (6) s'appliquent sans restrictions particulières.

Les critères de résistance donnés en 5.5.4 doivent être vérifiés en prenant les valeurs maximales des sollicitations régnant le long de l'élément.

Dans de nombreux cas, μ_y et μ_z prennent des valeurs négatives.

(1) Les éléments à section transversale de Classe 1 ou 2 sollicités en flexion et en compression axiale doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y \cdot M_{y, sd}}{W_{pl, y} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z \cdot M_{z, sd}}{W_{pl, z} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad \dots\dots\dots(5.51)$$

où $k_y = 1 - (\mu_y \cdot N_{sd} / \chi_y \cdot A \cdot f_y)$ mais $k_y \leq 1.50$

$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \beta_{M, y} - 4) + ((W_{pl, y} - W_{el, y}) / (W_{el, y}))$ mais $\mu_y \leq 0.90$

$k_z = 1 - (\mu_z \cdot N_{sd} / \chi_z \cdot A \cdot f_y)$ mais $k_z \leq 1.50$

$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \beta_{M, z} - 4) + ((W_{pl, z} - W_{el, z}) / (W_{el, z}))$ mais $\mu_z \leq 0.90$

$\chi_{\min}$ est la plus petite des valeurs de χ_y et χ_z .

où χ_y et χ_z sont les coefficients de réduction définis en 5.5.1 pour les axes y-y et z-z respectivement.

et $\beta_{M, y}$ et $\beta_{M, z}$ sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion, voir (7).

• Sections dissymétriques

Dans le cas de sections dissymétriques $W_{el, y}$ et $W_{el, z}$ doivent être calculés pour la fibre extrême où les contraintes dues respectivement à chaque sollicitation maximale N_{sd} , $M_{y, sd}$ et $M_{z, sd}$ le long de l'élément ont le même signe.

• Analyse locale au second ordre et vérification de l'élément isolé

Dans le cas d'un élément non uniforme, ou comme alternative dans le cas d'un élément uniforme, la résistance de l'élément comprimé et fléchi sans risque de déversement peut être vérifiée en opérant une analyse locale au second ordre sur l'élément isolé, en présence de l'imperfection initiale en arc définie à la figure 55.2. Cette analyse au second ordre de l'élément isolé peut être faite dans les conditions précisées ci-après. Telle qu'elle est exposée, cette analyse ne prend en aucun cas en compte le risque éventuel de déversement qui est à vérifier avec le critère de 5.5.4.

— Analyse locale dans un plan principal d'inertie

L'analyse locale au second ordre à opérer sur un élément comprimé et fléchi pour vérifier sa résistance au flambement dans le plan considéré peut être réalisée dans les conditions suivantes :

- l'élément est considéré avec sa longueur d'épure L , en présence de l'imperfection initiale en arc d'amplitude $e_{0,d}$ (centrée sur cette longueur d'épure) calculée sur la base de la longueur de flambement l de l'élément, l correspondant au mode d'instabilité à nœuds fixes dans le plan considéré. L'imperfection $e_{0,d}$ doit être introduite dans le sens le plus défavorable eu égard à celui des efforts de liaison et des charges éventuellement appliquées sur l'élément dans le plan considéré.
- l'élément est supposé articulé à ses deux extrémités, elles-mêmes supposées maintenues latéralement (nœuds fixes).
- l'élément est soumis :
 - * à ses extrémités, aux efforts de liaison (solllicitations) déterminés par l'analyse globale de l'ossature
 - * aux charges éventuellement appliquées entre ses extrémités dans le plan considéré.

Cette analyse locale permet ainsi de déterminer, dans le plan considéré, le moment fléchissant amplifié ($M + \Delta M$) en chaque section de l'élément en introduisant ainsi le moment fléchissant supplémentaire ΔM dû aux effets du second ordre locaux en présence de l'imperfection initiale équivalente $e_{0,d}$.

— Vérification de la résistance de l'élément

La résistance de l'élément est vérifiée si sa stabilité et la résistance de toutes ses sections sont assurées, sous les charges de calcul, à l'issue de l'analyse locale au second ordre.

En fonction des plans de flambement potentiels et du type de flexion à laquelle est soumis l'élément, la ou les analyses locales au second ordre à effectuer, ainsi que les types de sollicitations à considérer dans le critère de vérification de la résistance des sections peuvent être tirés du tableau ci-après.

La résistance des sections est déterminée en utilisant le coefficient partiel de sécurité γ_{M1} au lieu de γ_{M0} (voir 5.5.1.3 (6)). L'influence éventuelle de l'effort tranchant sur la résistance des sections doit être prise en compte (voir 5.4.9).

		combinaison de sollicitations			
plan de flambement	méthodologie	N	$N+M_y$	$N+M_z$	$N+M_y+M_z$
xz	plan d'analyse locale	xz	xz	xz	xz
	vérif. des sections avec	$N+\Delta M_y$	$N+M_y+\Delta M_y$	$N+M_y+\Delta M_z$	$N+(M_y+\Delta M_y)+M_z$
xy	plan d'analyse locale	xy	xy	xy	xy
	vérif. des sections avec	$N+\Delta M_z$	$N+M_y+\Delta M_z$	$N+(M_z+\Delta M_z)$	$N+M_y+(M_z+\Delta M_z)$
xy + xz	plan d'analyse locale	xy puis xz	xy puis xz	xy puis xz	xy puis xz
	vérif. des sections avec	$N+\Delta M_y$ puis $N+\Delta M_z$	$N+(M_y+\Delta M_y)+\Delta M_z$	$N+\Delta M_y+(M_z+\Delta M_z)$	$N+(M_y+\Delta M_y)+(M_z+\Delta M_z)$

x-x : axe longitudinal de l'élément.

ΔM : moment fléchissant du aux effets du 2° ordre en présence de l'imperfection initiale et des actions de flexion dans le plan de l'analyse locale effectuée.

$(M + \Delta M)$: moment fléchissant amplifié, obtenu par l'analyse locale effectuée.

Dans ce tableau, les combinaisons de sollicitations données pour les cas de flambement (xy + xz) avec flexion sont des combinaisons enveloppes car l'effet de l'imperfection initiale est pris dans les 2 plans alors que seul l'effet le plus défavorable est à considérer. Pour affiner ces combinaisons, il y aurait lieu d'extraire de ΔM la part ΔM_0 due à l'imperfection initiale seule et de ne retenir que le plus défavorable de ΔM_{0y} et ΔM_{0z} .

• Eléments non uniformes :

(1) La résistance d'un élément non uniforme comprimé et fléchi sans risque de déversement peut être justifiée en opérant une analyse au second ordre telle qu'elle est définie ci-dessus. En alternative, il est également possible d'utiliser des méthodes reconnues comme plaçant en sécurité, déduites de la procédure définie pour les éléments uniformes.

(2) (a) Les éléments à section transversale de Classe 1 ou 2 pour lesquels le déversement représente un mode potentiel de ruine doivent également satisfaire à la condition :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_{LT} M_{y.sd}}{\chi_{LT} W_{pl.y} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z M_{z.sd}}{W_{pl.z} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \dots\dots\dots (5.52)$$

où $k_{LT} = 1 - (\mu_{LT} N_{sd} / \chi_z A \cdot f_y)$ mais $k_{LT} \leq 1$
 $\mu_{LT} = 0.15 \cdot \lambda_z \cdot \beta_{M.LT} - 0.15$ mais $\mu_{LT} \leq 0,90$

où $\beta_{M.LT}$ est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement, voir (7).

(b) La vérification du flambement avec risque de déversement est à vérifier avec les valeurs de sollicitations déterminées dans le cadre de l'analyse globale de l'ossature. Ceci est également valable si la vérification de la résistance au flambement a été conduite à l'aide d'une analyse locale au second ordre (voir 5.5.4 (1)).

(3) Les éléments à section transversale de Classe 3 sollicités en flexion et compression axiale doivent satisfaire à la condition :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_y M_{y.sd}}{W_{el.y} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z M_{z.sd}}{W_{el.z} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \dots\dots\dots (5.53)$$

k_y, k_z et χ_{min} sont donnés en (1)

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \beta_{My} - 4) \quad \text{mais } \mu_y \leq 0,9$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \beta_{Mz} - 4) \quad \text{mais } \mu_z \leq 0,9$$

Les développements de l'alinéa (1) concernant les sections dissymétriques, l'analyse locale au second ordre et vérification de l'élément ainsi que ceux concernant les éléments non uniformes, sont applicables dans leur intégralité à la vérification de la résistance des éléments dont les sections sont de Classe 3.

(4) Les éléments à section transversale de Classe 3 pour lesquels le déversement représente un mode potentiel de ruine doivent également satisfaire à la condition (voir également 5.5.4 (2) b).

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_{LT} M_{y.sd}}{\chi_{LT} W_{el.y} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z M_{z.sd}}{W_{el.z} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \dots\dots\dots (5.54)$$

(5) Les éléments à section transversale de Classe 4 sollicités en flexion et compression axiale doivent satisfaire à la condition :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} A_{eff} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_y (M_{y.sd} + N_{sd} e_{Ny})}{W_{eff.y} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z (M_{z.sd} + N_{sd} e_{NZ})}{W_{eff.z} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \dots\dots (5.56)$$

où

k_y , k_z et $\chi_{\min}$ sont donnés en (1), mais en remplaçant A par A_{eff} , voir 534 (9).

μ_y et μ_z sont donnés en (3), mais en ajoutant $N_{\text{sd}} \cdot e_N$ à M_{sd} pour déterminer β .

A_{eff} , $W_{\text{eff},y}$, $W_{\text{eff},z}$, $e_{N,y}$ et $e_{N,z}$ sont définis en 5.4.8.3.

Dans le cas de flexion biaxiale, les modules $W_{\text{eff},y}$ et $W_{\text{eff},z}$ doivent être calculés pour la fibre extrême où les contraintes dues respectivement à chaque sollicitation maximale N_{sd} , $M_{y,\text{sd}}$ et $M_{z,\text{sd}}$ le long de l'élément ont le même signe.

Dans le cas courant d'éléments à section en I bisymétrique comprimés et fléchis dans le plan de l'âme, le critère se ramène à

$$\frac{N_{\text{sd}}}{\chi_{\min} \cdot A_{\text{eff}} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_y M_{y,\text{sd}}}{W_{\text{eff},y} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

(6) Les éléments à section transversale de Classe 4 pour lesquels le déversement représente un mode potentiel de ruine doivent également satisfaire à la condition :

$$\frac{N_{\text{sd}}}{\chi_z A_{\text{eff}} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_{\text{LT}} (M_{y,\text{sd}} + N_{\text{sd}} \cdot e_{N,y})}{\chi_{\text{LT}} W_{\text{eff},y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z (M_{z,\text{sd}} + N_{\text{sd}} e_{N,z})}{W_{\text{eff},z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \dots\dots (5.57)$$

où k_{LT} est donné en (2), mais en remplaçant A par A_{eff} , voir 5.3.4 (9).

μ_{LT} est donné en (2), mais en ajoutant $N_{\text{sd}} \cdot e_N$ à M_{sd} pour déterminer β_{MLT}

Dans le cas de flexion biaxiale, les modules $W_{\text{eff},y}$ et $W_{\text{eff},z}$ doivent être calculés pour la fibre extrême où les contraintes dues respectivement à chaque sollicitation maximale N_{sd} , $M_{y,\text{sd}}$ et $M_{z,\text{sd}}$ le long de l'élément ont le même signe.

Dans le cas courant d'éléments à section en I bisymétrique comprimés et fléchis dans le plan de l'âme, le critère se ramène à

$$\frac{N_{\text{sd}}}{\chi_z \cdot A_{\text{eff}} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_{\text{LT}} M_{y,\text{sd}}}{\chi_{\text{LT}} W_{\text{eff},y} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

(7) Les facteurs de moment uniforme équivalent $\beta_{M,y}$, $\beta_{M,z}$ et $\beta_{M,\text{LT}}$ doivent être calculés d'après la figure 55.4, en fonction de l'allure du diagramme des moments fléchissants entre points de maintien à déterminer comme indiqué dans le tableau 55.4.

Pour $\beta_{M,\text{LT}}$, les sections d'extrémité doivent être maintenues au déversement. (i.e. elles doivent être empêchées de subir des rotations d'axe longitudinal ou des déplacements latéraux.)

Facteur	Axe de flexion	points maintenus suivant la direction
$\beta_{M.y}$	y-y	z-z
$\beta_{M.z}$	z-z	y-y
$\beta_{M.LT}$	y-y	y-y

Tableau 55.4 : Facteurs de moment uniforme équivalent

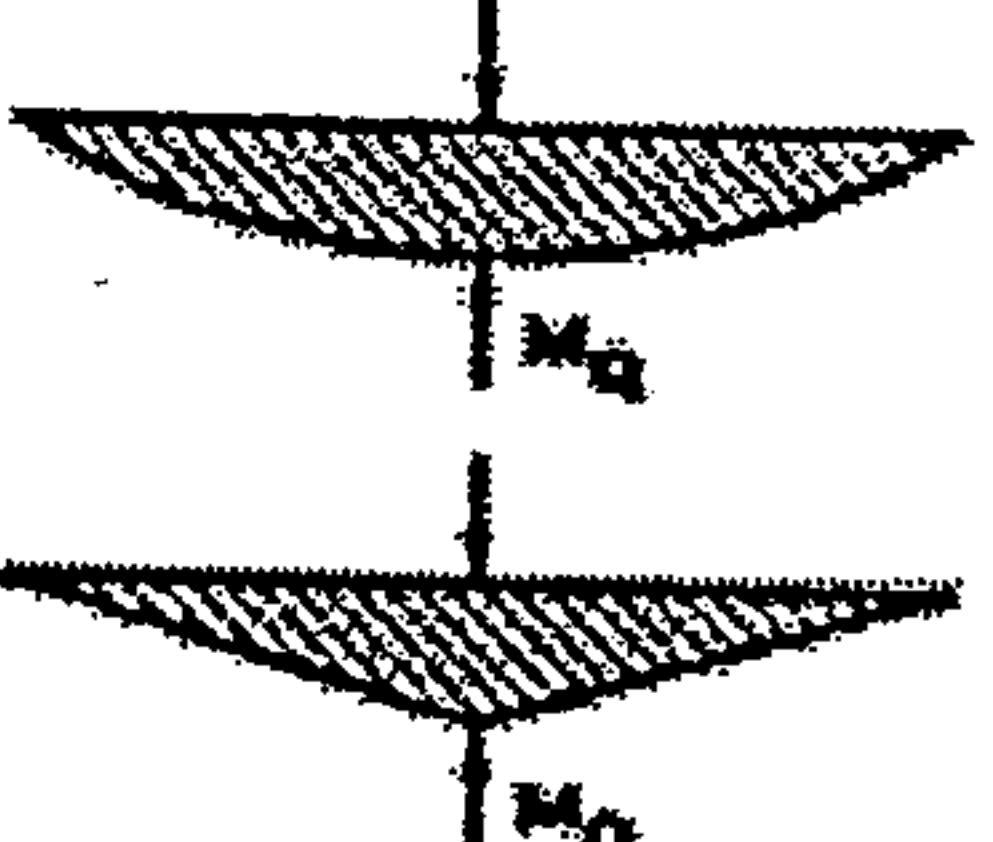
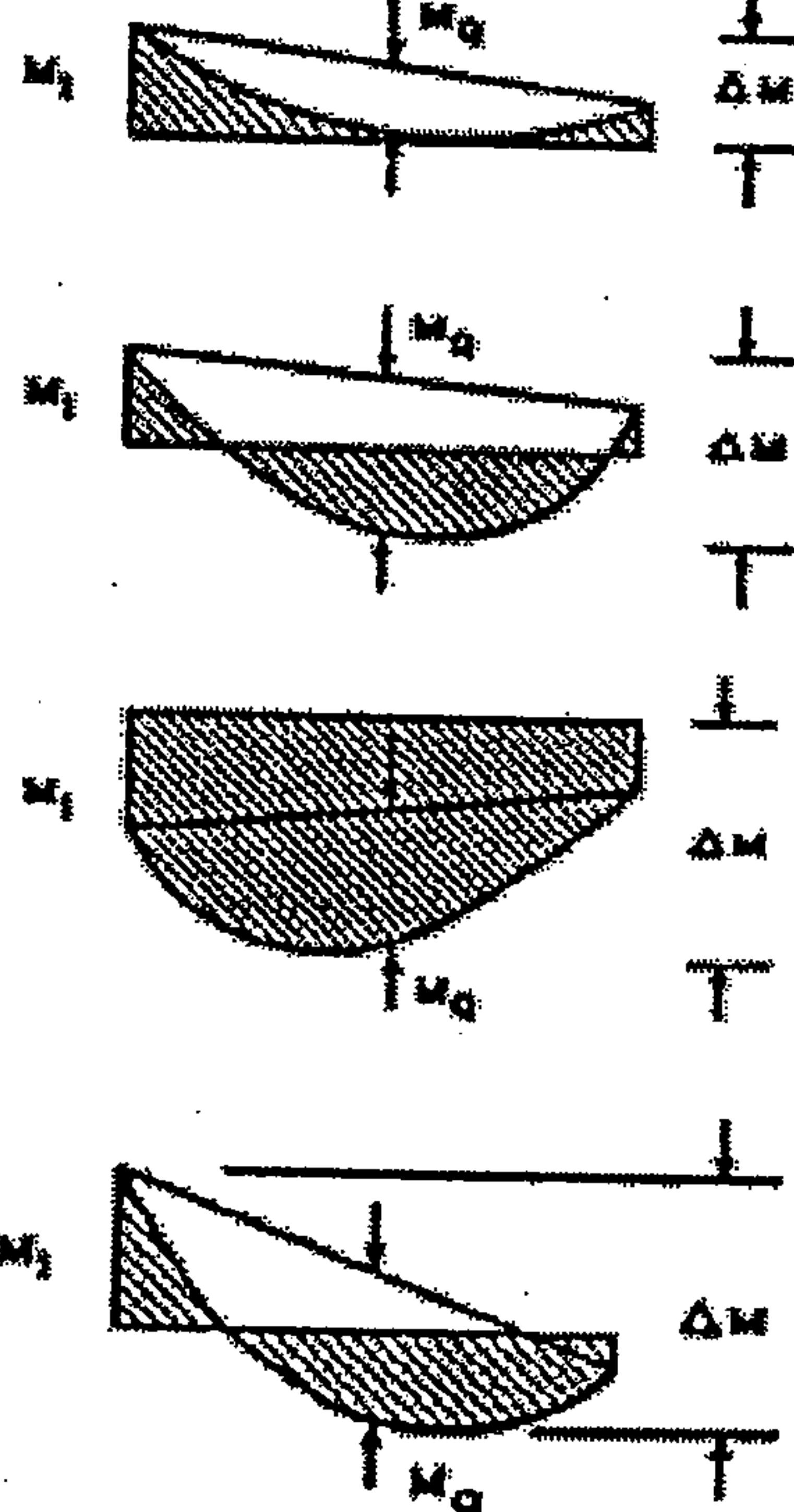
Diagramme de moment	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
Moments d'extrémités  $-1 \leq \psi \leq 1$	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7 \psi$
Moments dus à des charges transversales 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
Moments dus à des charges transversales plus des moments d'extrémités 	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \max M$ dû aux charges transversales seulement $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagramme de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagramme de moment avec changement de signe} \end{cases}$

Figure 55.4 : Valeurs des facteurs de moment uniforme équivalent

5.6. RESISTANCE DES AMES AU VOILEMENT PAR CISAILLEMENT

5.6.1. Bases

- (1) La résistance au voilement par cisaillement doit être vérifiée pour les âmes non raidies ayant un rapport d/t_w supérieur à 69ε et pour les âmes raidies lorsque ce rapport est supérieur à $30 \varepsilon \sqrt{k_\tau}$ (voir 5.4.6 (7)). La distance d est à prendre ici comme la distance entre nus intérieurs des semelles.
- (2) La résistance d'une âme au voilement par cisaillement dépend du rapport hauteur-épaisseur d/t_w ainsi que de l'espacement des éventuels raidisseurs d'âme intermédiaires.
- (3) La résistance d'une âme au voilement par cisaillement peut dépendre également de l'ancrage des zones tendues sur les raidisseurs d'extrémité ou sur les semelles. L'ancrage réalisé par les semelles est réduit par les contraintes longitudinales dues au moment fléchissant et à la charge axiale.
- (4) Des raidisseurs transversaux doivent être prévus au droit des appuis de toute âme ayant un rapport d/t_w supérieur à 69ε .

5.6.2. Méthodes de calcul

- (1) La résistance au voilement des âmes non raidies et des âmes munies uniquement de raidisseurs transversaux peut être vérifiée en appliquant soit
 - a) la méthode post-critique simple (voir 5.6.3), soit
 - b) la méthode du champ diagonal de traction.

Seule la méthode post-critique simple est développée ci-après parce que d'application plus générale.

(2) la méthode post-critique simple peut s'appliquer aux âmes de poutres à section en I, avec ou sans raidisseurs transversaux intermédiaires, à condition que l'âme soit munie de raidisseurs transversaux au droit des appuis.

(3) Il convient de vérifier les raidisseurs transversaux intermédiaires et les soudures comme spécifié respectivement en 5.6.4 et 5.6.5.

5.6.3. Méthode post-critique simple

- (1) La méthode post-critique simple permet d'obtenir la résistance au voilement par cisaillement par la formule :

$$V_{ba.Rd} = d \cdot t_w \cdot \tau_{ba} / \gamma_{M1} \dots\dots\dots (5.58)$$

où τ_{ba} est la résistance post-critique au cisaillement.

- (2) la résistance post-critique simple au cisaillement τ_{ba} est déterminée ainsi :

- a) lorsque $\bar{\lambda}_w \leq 0,8$ $\tau_{ba} = f_{yw} / \sqrt{3}$
- b) lorsque $0,8 < \bar{\lambda}_w < 1,2$ $\tau_{ba} = [1 - 0,625 (\bar{\lambda}_w - 0,8)] (f_{yw} / \sqrt{3})$

c) lorsque $\overline{\lambda}_w \geq 1,2$ $\tau_{ba} = [0,9 / \overline{\lambda}_w] (f_{yw} / \sqrt{3})$

où $\overline{\lambda}_w$ est l'élanement de l'âme donné par la formule:

$$\overline{\lambda}_w = \sqrt{(f_{yw} / \sqrt{3}) / \tau_{cr}} = (d/t_w) / (37,4 \varepsilon \sqrt{k_\tau})$$

avec τ_{cr} : résistance critique élastique au voilement par cisaillement.

k_τ : coefficient de voilement par cisaillement.

(3) Le coefficient de voilement par cisaillement k_τ est donné par les expressions suivantes :

- Pour les âmes avec raidisseurs transversaux au droit des appuis mais sans aucun raidisseur transversal intermédiaire : $k_\tau = 5,34$

- Pour les âmes raidies sur appuis et comportant des raidisseurs transversaux intermédiaires, avec $a/d < 1$: $k_\tau = 4 + [5,34 / (a/d)^2]$

- Pour les âmes raidies sur appuis et comportant des raidisseurs transversaux intermédiaires, avec $a/d \geq 1$: $k_\tau = 5,34 + [4 / (a/d)^2]$

où a désigne l'espacement libre des raidisseurs transversaux.

5.6.4. Raidisseurs transversaux intermédiaires

(1) Pour la méthode post-critique simple comme pour la méthode du champ diagonal de traction, l'effort de compression N_s dans un raidisseur intermédiaire est donné par

$$N_s = V_{sd} - d \cdot t_w \cdot \tau_{bb} / \gamma_{M1} \quad \text{mais } N_s \geq 0 \quad \dots\dots\dots (5.63)$$

où τ_{bb} est la résistance initiale au voilement par cisaillement (voir ci-après).

Il convient d'utiliser la plus petite des valeurs de τ_{bb} obtenues pour les deux panneaux adjacents au raidisseur.

La résistance initiale au voilement par cisaillement τ_{bb} est déterminée ainsi

a) lorsque $\overline{\lambda}_w \leq 0,8$: $\tau_{bb} = f_{yw} / \sqrt{3}$

b) lorsque $0,8 < \overline{\lambda}_w < 1,25$: $\tau_{bb} = 1 - 0,8 (\overline{\lambda}_w - 0,8) \cdot (f_{yw} / \sqrt{3})$

c) lorsque $\overline{\lambda}_w \geq 1,25$: $\tau_{bb} = (1 / \overline{\lambda}_w^2) \cdot (f_{yw} / \sqrt{3})$

où $\overline{\lambda}_w$ est donné en 5.6.3 (2).

(2) Il y a lieu de vérifier la résistance des raidisseurs au flambement comme spécifié en 5.7.6.

(3) Il convient que les conditions suivantes sur le moment d'inertie de flexion d'un raidisseur transversal intermédiaire soient satisfaites :

si $a/d < \sqrt{2}$: $I_s \geq 1,5 d^3 \cdot t_w^3 / a^2 \quad \dots\dots\dots (5.64)$

si $a/d \geq \sqrt{2}$: $I_s \geq 0,75 d \cdot t_w^3 \quad \dots\dots\dots (5.65)$

5.6.5. Soudures

- (1) Les efforts utilisés pour vérifier les soudures âmes-semelles doivent être compatibles avec les champs de contraintes dans les panneaux d'âme, conformément à la méthode appliquée pour déterminer la résistance au voilement par cisaillement.
- (2) Il convient également que le calcul des soudures âme-raideur soit en accord avec les hypothèses de calcul des panneaux d'âme.

5.6.6. Interaction entre effort tranchant, moment fléchissant et effort axial

5.6.6.1. Généralités

- (1) Dans le cas de l'application de la méthode post-critique simple, et à condition que les semelles puissent résister à la totalité des valeurs de calcul du moment fléchissant et de l'effort axial dans l'élément, il n'est pas nécessaire de réduire la résistance de calcul de l'âme au cisaillement pour tenir compte de ces efforts.
- (2) Pour la procédure à appliquer dans les autres cas, se référer au § 5.6.6.2.

5.6.6.2. Méthode post-critique simple

- (1) Les sections transversales peuvent être considérées comme satisfaisantes, c'est-à-dire ne nécessitant pas une détermination de l'influence de l'effort tranchant sur le moment résistant de calcul, si elles remplissent les deux conditions suivantes:

$$M_{Sd} \leq M_{f,Rd} \dots\dots\dots (5.66a)$$

$$V_{Sd} \leq V_{ba,Rd} \dots\dots\dots (5.66b)$$

où :

$M_{f,Rd}$ = moment de résistance plastique de calcul d'une section transversale constituée des semelles seules, avec prise en compte de la largeur efficace b_{eff} de la semelle comprimée, voir 5.3.4.

et $V_{ba,Rd}$ = résistance de calcul de l'âme au voilement par cisaillement (voir 5.6.3)

quand un effort axial N_{Sd} est également appliqué, il y a lieu de réduire la valeur de $M_{f,Rd}$ en conséquence, voir 5.4.8.

En présence d'un effort axial N_{Sd} , le moment réduit $M_{f,Rd}$ de résistance plastique de la section composée des seules semelles peut être calculé à partir du critère linéaire de résistance plastique 5.4.8.1(12) en le supposant juste satisfait. Ce moment peut alors être déterminé par :

$$M_{f,Rd} = M^o_{f,Rd} (1 - (N_{Sd} / N_{f,Rd}))$$

avec

$M^o_{f,Rd}$: moment de résistance plastique en l'absence de N_{Sd} ,

$N_{f,Rd}$: effort axial plastique,

$M^o_{f,Rd}$ et $N_{f,Rd}$ se rapportant à la section composée des seules semelles.

Dans le cas où la section est de Classe 1,2 ou 3, $M^o_{f,Rd}$ et $N_{f,Rd}$ sont calculés avec le coefficient partiel de sécurité γ_{M0} . Pour les sections de Classe 4, il y a lieu d'utiliser γ_{M1} . On peut également appliquer la méthode générale énoncée en 5.4.1(2).

(2) A condition que V_{Sd} ne dépasse pas 50 % de $V_{ba,Rd}$, il n'est pas nécessaire de réduire la résistance de calcul de la section transversale au moment fléchissant et à l'effort axial pour tenir compte de l'effort tranchant.

(3) Lorsque V_{Sd} dépasse 50% de $V_{ba,Rd}$, il convient de satisfaire au critère suivant :

$$M_{sd} \leq M_{f,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{f,Rd}) [1 - ((2V_{sd} / V_{ba,Rd}) - 1)^2] \dots\dots\dots (5.67)$$

Quand un effort axial N_{Sd} est également appliqué, il y a lieu de remplacer $M_{pl,Rd}$ par le moment réduit de résistance plastique $M_{N,Rd}$ (voir 5.4.8).

Note : Le paragraphe (3) s'applique aux sections de Classe 1, 2, 3 ou 4 à condition que la résistance de calcul déterminée pour cette classe en l'absence d'effort tranchant ne soit pas dépassée. Dans le cas de sections de Classe 4, la résistance plastique virtuelle, $M_{pl,Rd}$ est calculée sur une section composée de l'âme non réduite et des semelles, la largeur de la semelle comprimée étant éventuellement limitée à la largeur efficace si elle est elle-même de Classe 4. Dans le cas où la section est de Classe 1,2 ou 3, $M_{pl,Rd}$ est calculé avec le coefficient partiel de sécurité γ_{M0} . Pour les sections de Classe 4, il convient d'utiliser γ_{M1} .

(4) L'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant est illustrée à la figure 56.1.

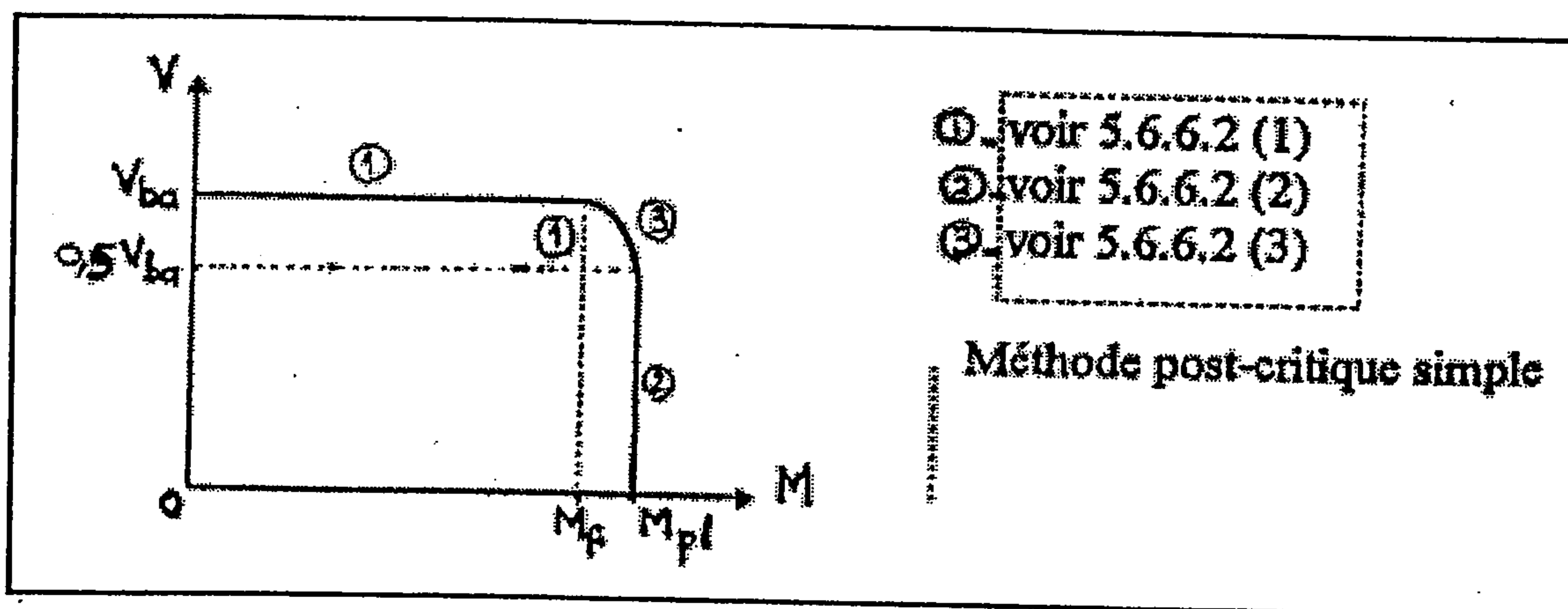


Figure 56.1 : Courbe de résistance sous interaction cisaillement-flexion

5.7. RESISTANCE DES AMES AUX CHARGES TRANSVERSALES

5.7.1. Bases

(1) La résistance d'une âme non raidie aux charges transversales transmises à travers une semelle est gouvernée par l'un des modes de ruine suivants :

- écrasement de l'âme, à proximité immédiate de la semelle, accompagné d'une déformation plastique de la semelle,
- enfoncement local de l'âme sous forme de voilement localisé et écrasement de l'âme à proximité immédiate de la semelle accompagné d'une déformation plastique de celle-ci,
- voilement de l'âme sur la plus grande partie de sa hauteur.

(2) On distingue deux modes d'application des charges transversales :

- charges appliquées sur une semelle et reprises par cisaillement dans l'âme, voir figure 57.1(a).
- charges appliquées sur une semelle et transmises, à travers l'âme, directement à l'autre semelle, voir figure 57.1(b).

(3) Lorsque les charges sont appliquées à travers une semelle et reprises par cisaillement dans l'âme, la résistance de l'âme à ces charges est prise égale à la plus petite des valeurs suivantes :

- la résistance à l'écrasement (voir 5.7.3)
- la résistance à l'enfoncement local (voir 5.7.4)

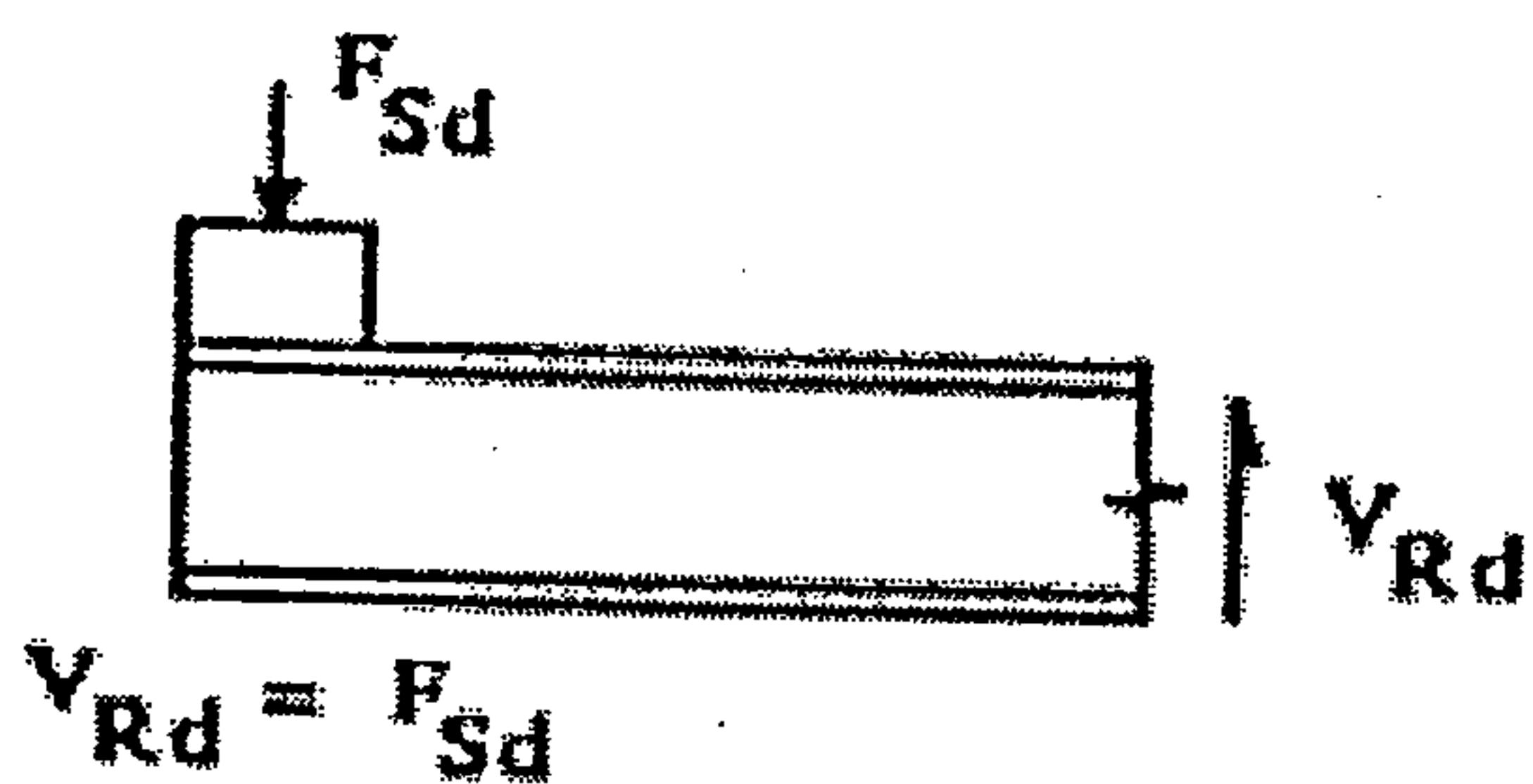
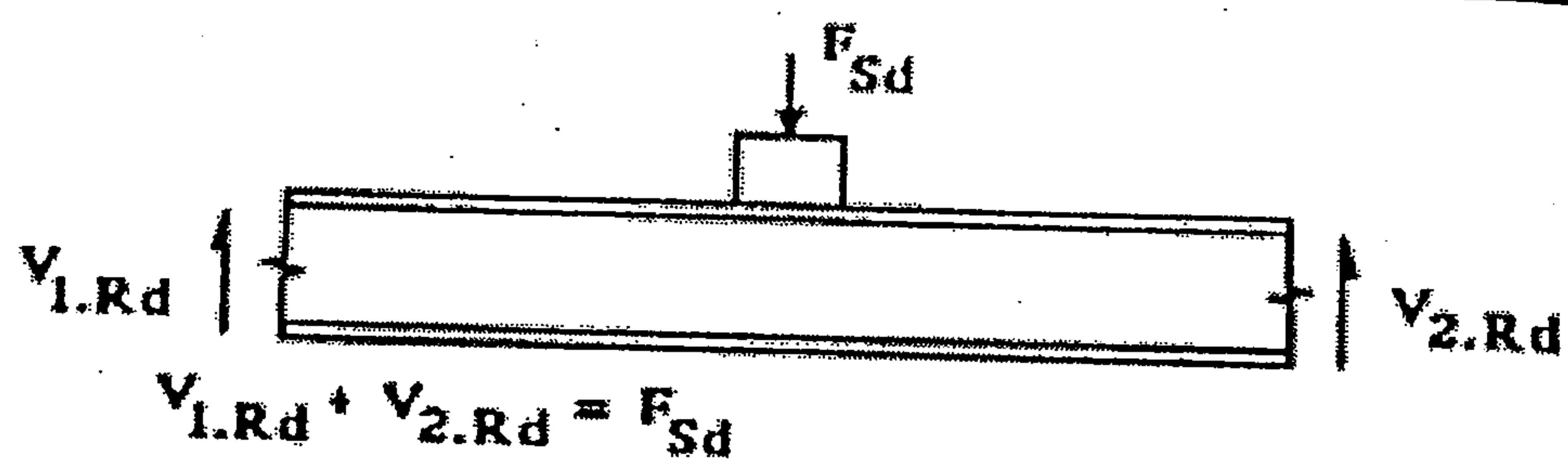
(4) Lorsque les charges sont appliquées sur une semelle et transmises à travers l'âme directement à l'autre semelle, la résistance de l'âme à ces charges est prise égale à la plus petite des valeurs suivantes :

- la résistance à l'écrasement (voir 5.7.3)
- la résistance au voilement (voir 5.7.5)

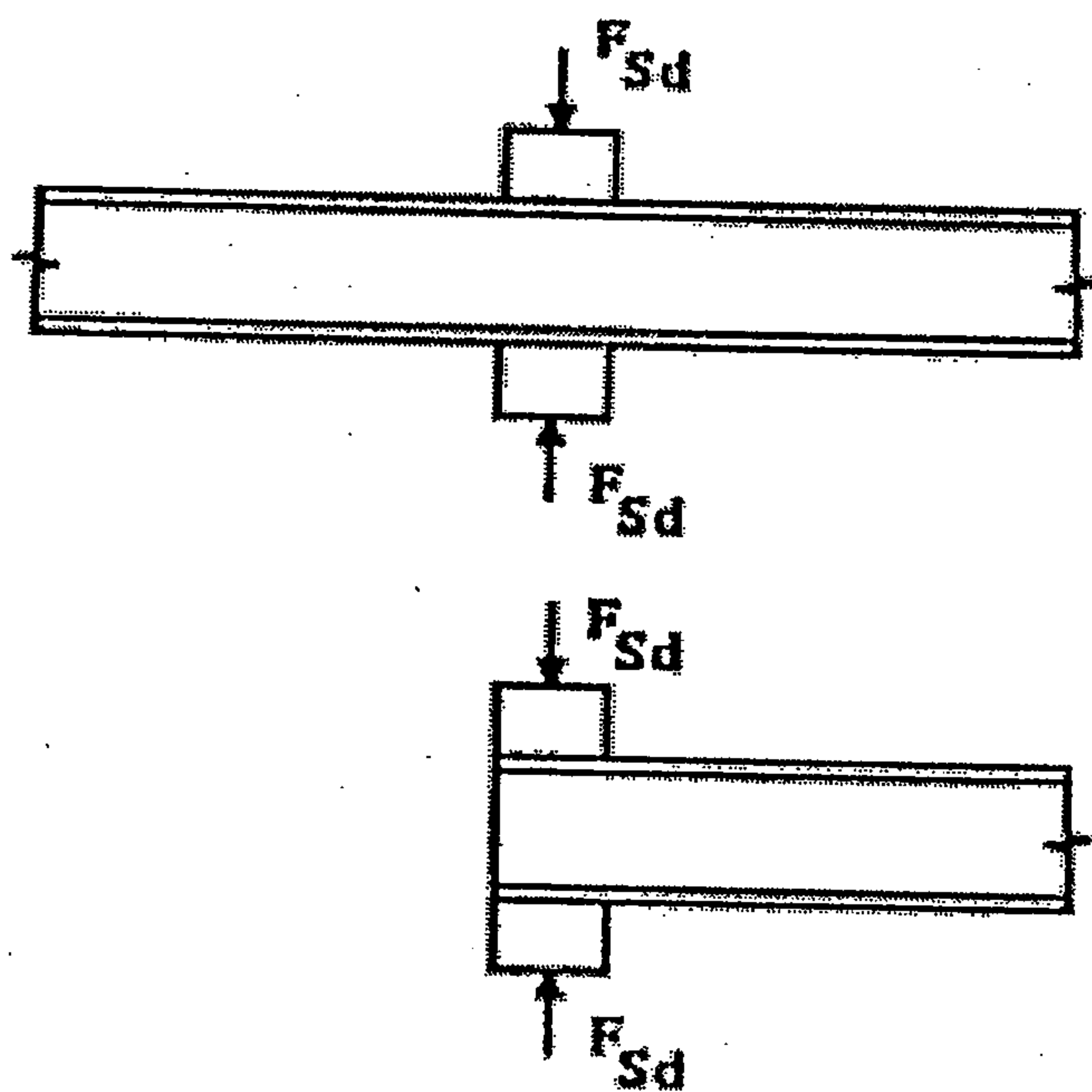
(5) Lorsque, dans la pratique, les dispositions constructives sont telles qu'elles ne permettent pas de déterminer avec précision le mode de ruine prédominant, il y a lieu de prendre les trois modes en considération.

(6) En outre, il convient de prendre en compte l'effet des charges transversales sur la résistance de l'élément à la flexion voir 5.3.5 et 5.4.10.

(7) La résistance à l'enfoncement local d'une âme raidie soumise à des charges transversales appliquées entre ses raidisseurs transversaux est, à la base, similaire à celle d'une âme non raidie, avec toutefois un certain accroissement dû à la présence des raidisseurs.



(a) Charges reprises par cisaillement



(b) Charges transmises directement à travers l'âme

Figure 57.1 : Charges appliquées sur une semelle

5.7.2. Longueur d'appui rigide

- (1) La longueur d'appui rigide sur la semelle est la distance sur laquelle la charge appliquée est répartie de manière effective.
- (2) La résistance de l'âme aux charges transversales est influencée par la longueur d'appui rigide.
- (3) La longueur d'appui rigide S_s est déterminée en supposant une diffusion à 45° à travers le matériau acier plein qui est correctement maintenu en place, voir figure 57.2. Il convient de n'opérer aucune diffusion à travers des fourrures non solidarisiées.

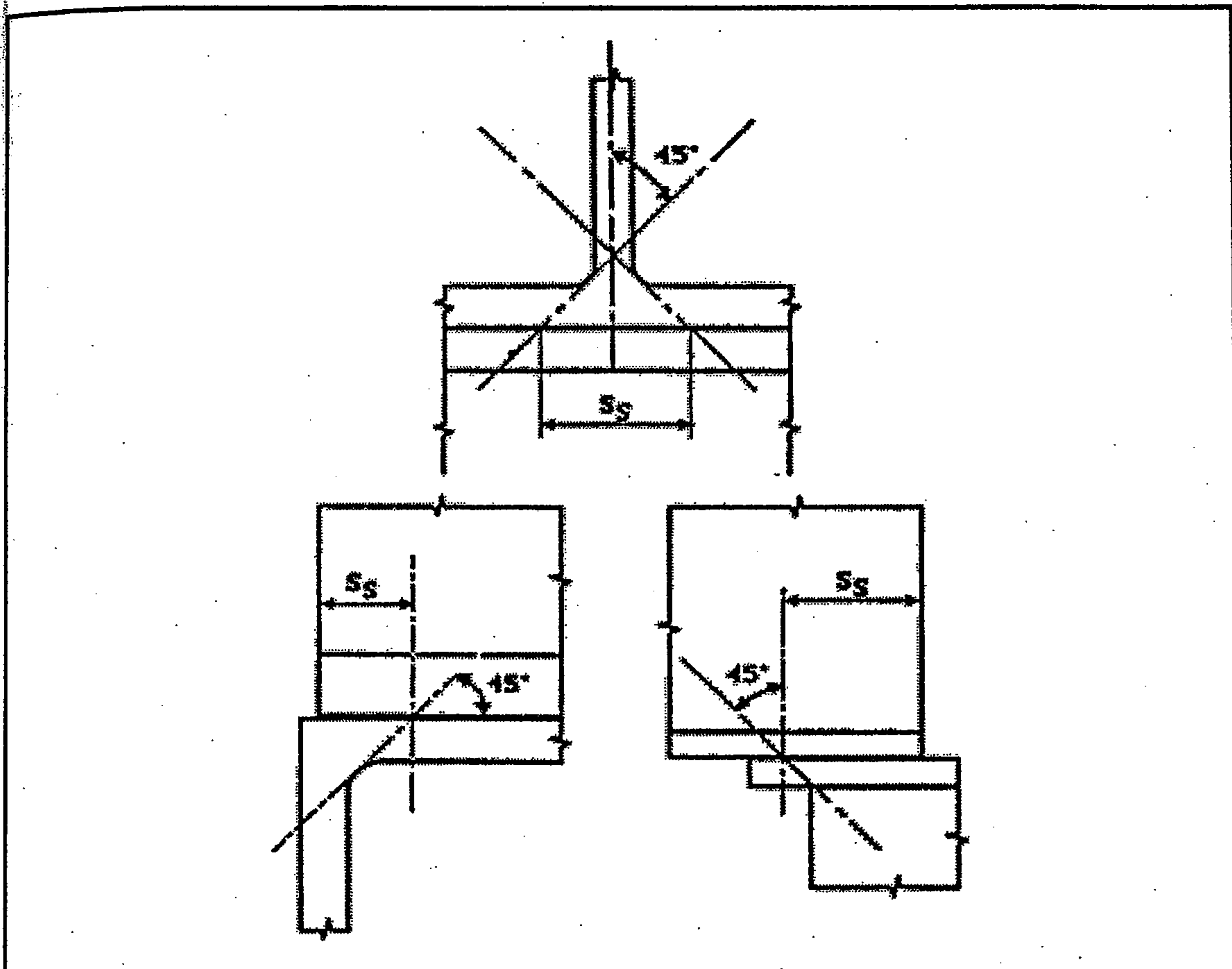


Figure 57.2 : Longueur d'appui rigide

5.7.3. Résistance à l'écrasement

- (1) La résistance de calcul à l'écrasement $R_{y,Rd}$ de l'âme d'une section en I, H ou U est obtenue par la formule :

$$R_{y,Rd} = (S_s + S_y) t_w \cdot f_{yw} / \gamma_{M1} \dots\dots\dots (5.71)$$

dans laquelle s_y est donné par :

$$s_y = 2t_f \sqrt{(b_f / t_w)} \cdot \sqrt{[f_{yf} / f_{yw}]} \cdot \sqrt{[1 - (\gamma_{M0} \cdot \sigma_{f.Ed} / f_{yf})^2]} \dots\dots\dots (5.72)$$

où b_f ne doit pas être pris supérieur à $25 t_f$,

$\sigma_{f.Ed}$ est la contrainte longitudinale dans la semelle.

La largeur b_f est celle de la semelle lorsque cette largeur est inférieure à $25 t_f$, et h sont définis à la figure 1.1.

(2) Pour un profil laminé en I, H ou U, on peut aussi déterminer s_y par :

$$s_y = (2.5 (h-d) \cdot \sqrt{[1 - (\gamma_{M0} \cdot \sigma_{f.Ed} / f_{yf})^2]} / (1 + 0,8 s_s / (h-d))) \dots\dots\dots (5.73)$$

(3) A l'extrémité d'un élément, il convient de diviser s_y par 2.

(4) Pour les charges de galets de pont roulant transmises à travers un rail reposant sur une semelle sans y être soudé, la résistance de calcul de l'âme à l'écrasement $R_{y,Rd}$ est prise égale à :

$$R_{y,Rd} = s_y \cdot t_w \cdot f_{yw} / \gamma_{M1} \dots\dots\dots (5.74)$$

$$\text{où } s_y = k_R [(I_f + I_r) / t_w]^{1/3} \sqrt{[1 - (\gamma_{M0} \cdot \sigma_{f.Ed} / f_{yf})^2]} \dots\dots\dots (5.75)$$

où de façon plus approximative

$$s_y = 2 (h_R + t_f) \cdot \sqrt{[1 - (\gamma_{M0} \cdot \sigma_{f.Ed} / f_{yf})^2]} \dots\dots\dots (5.76)$$

avec

h_R hauteur du rail.

I_f moment d'inertie de flexion de la semelle suivant son axe principal horizontal

I_r moment d'inertie de flexion du rail suivant son axe principal horizontal

k_R une constante dont la valeur est prise comme suit

- lorsque le rail du pont est monté directement sur la semelle : $k_R = 3,25$

- lorsque une fourrure élastique d'une épaisseur minimale de 5 mm est interposée entre le rail et la semelle de la poutre : $k_R = 4,0$

5.7.4. Résistance à l'enfoncement local

(1) La résistance de calcul $R_{a,Rd}$ à l'enfoncement local d'une âme de section en I, H ou U est déterminée par la formule :

$$R_{a,Rd} = 0,5 t_w^2 \cdot \sqrt{E f_{yw}} [\sqrt{t_f / t_w} + 3 (t_w / t_f) \cdot (s_s / d)] / \gamma_{M1} \dots\dots\dots (5.77)$$

où s_s est la longueur de l'appui rigide déterminée en 5.7.2 (3),

mais s_s / d ne doit pas être pris supérieur à 0.2.

(2) Lorsque l'élément est également soumis à des moments fléchissants, il convient de satisfaire au critère suivant :

$$F_{Sd} \leq R_{a,Rd} \dots\dots\dots (5.78a)$$

$$M_{Sd} \leq M_{c,Rd} \dots\dots\dots (5.78b)$$

et $(F_{Sd} / R_{a,Rd}) + (M_{Sd} / M_{c,Rd}) \leq 1,5 \dots\dots\dots (5.78c)$

La courbe limite de résistance à l'enfoncement local sous interaction $F_{Sd} + M_{Sd}$ est illustrée sur la figure 57.3.

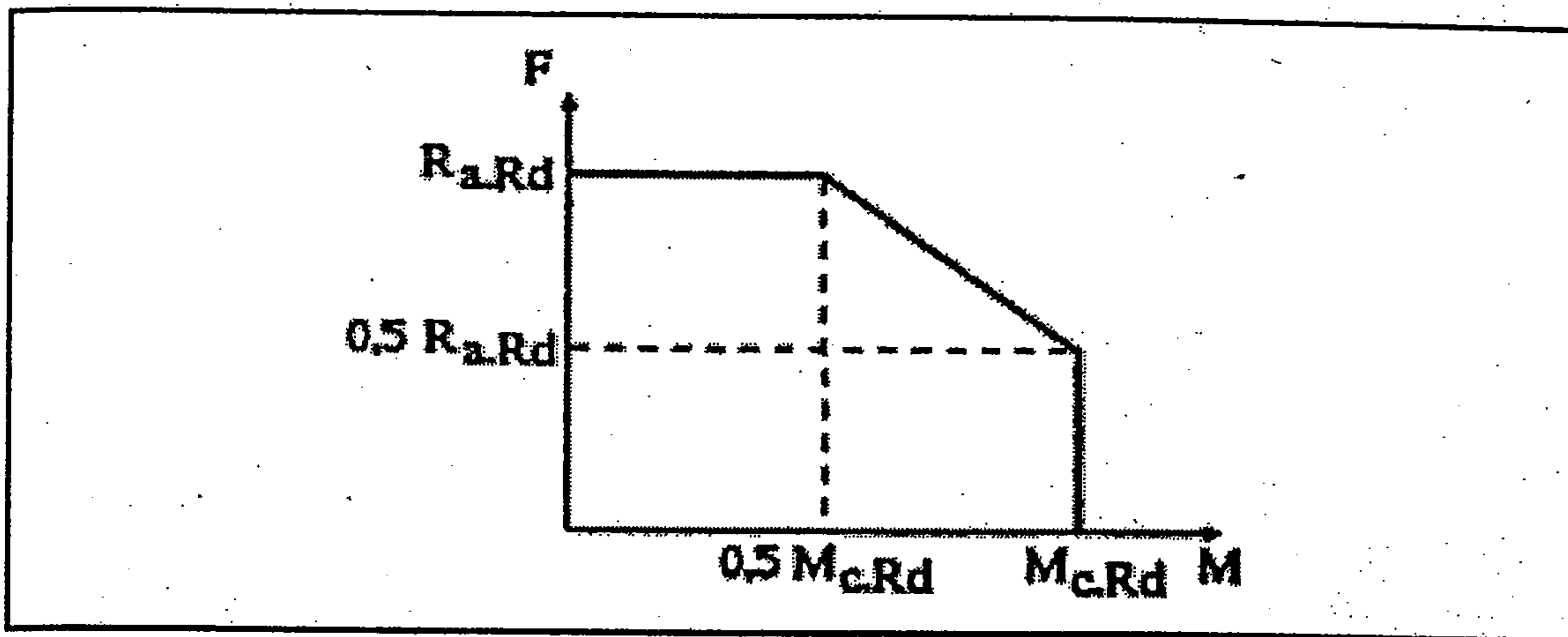


Figure 57.3 : Courbe limite de résistance à l'enfoncement local sous interaction (F_{Sd} et M_{Sd})

5.7.5. Résistance au voilement

(1) La résistance de calcul $R_{b,Rd}$ au voilement d'âme d'un profil I, H ou U est déterminée en étudiant le flambement de l'âme considérée comme un élément virtuel comprimé ayant une largeur efficace b_{eff} obtenue par la formule :

$$b_{eff} = \sqrt{[h^2 + s_s^2]} \dots\dots\dots (5.79)$$

(2) A proximité des extrémités d'un élément (ou d'ouvertures dans l'âme), il convient de ne pas prendre une largeur efficace b_{eff} de l'âme supérieure à la largeur réellement disponible mesurée à mi-hauteur, voir figure 57.4.

(3) La résistance au flambement de l'élément virtuel comprimé est déterminée comme spécifié en 5.5.1, en adoptant la courbe de flambement c et $\beta_A = 1$.

(4) Il convient de déterminer la longueur de flambement de l'élément virtuel comprimé à partir des conditions de maintien en déplacement latéral et en rotation au niveau des semelles, au droit du point d'application de la charge.

(5) La semelle sur laquelle la charge est appliquée doit, en principe, être latéralement maintenue au droit du point d'application de la charge. Lorsque ceci n'est pas réalisable, il convient de procéder à une investigation spécifique eu égard au voilement de l'âme.

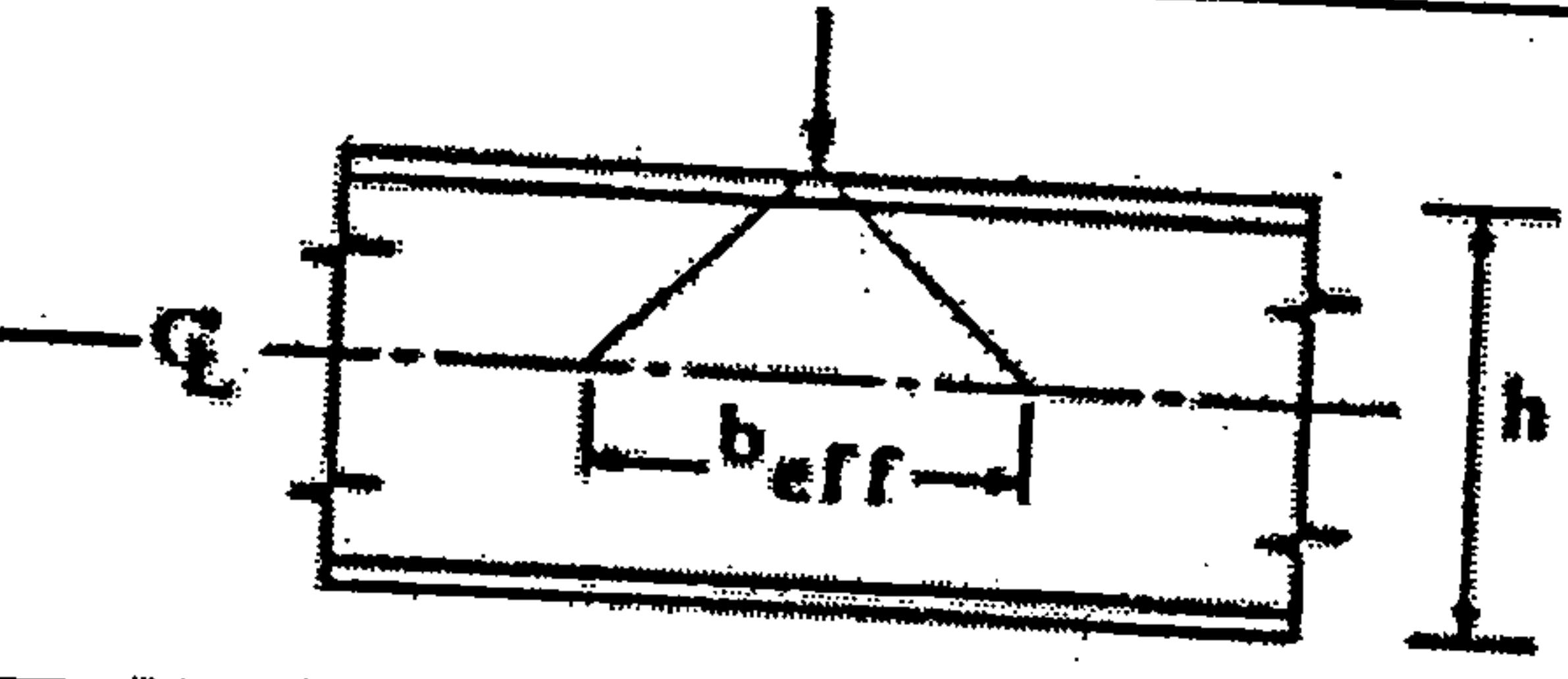
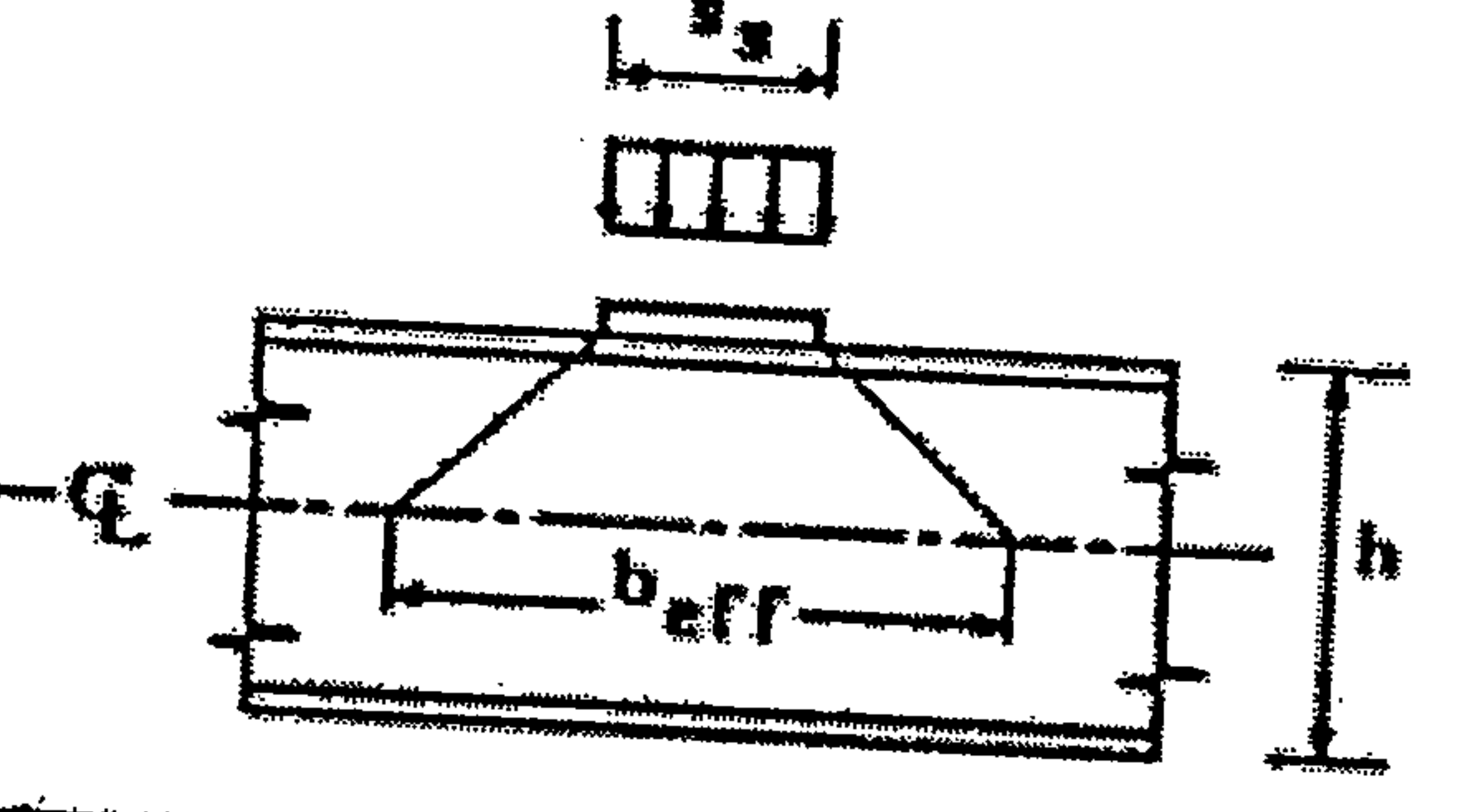
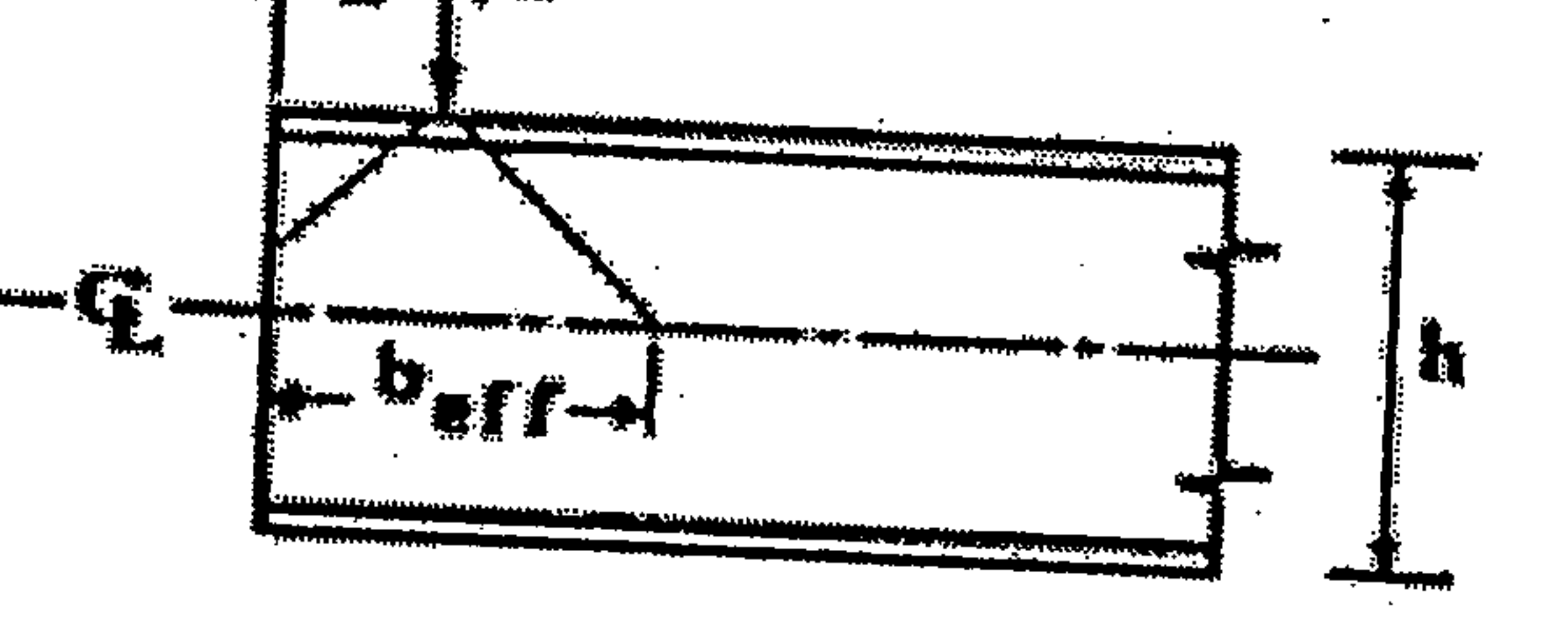
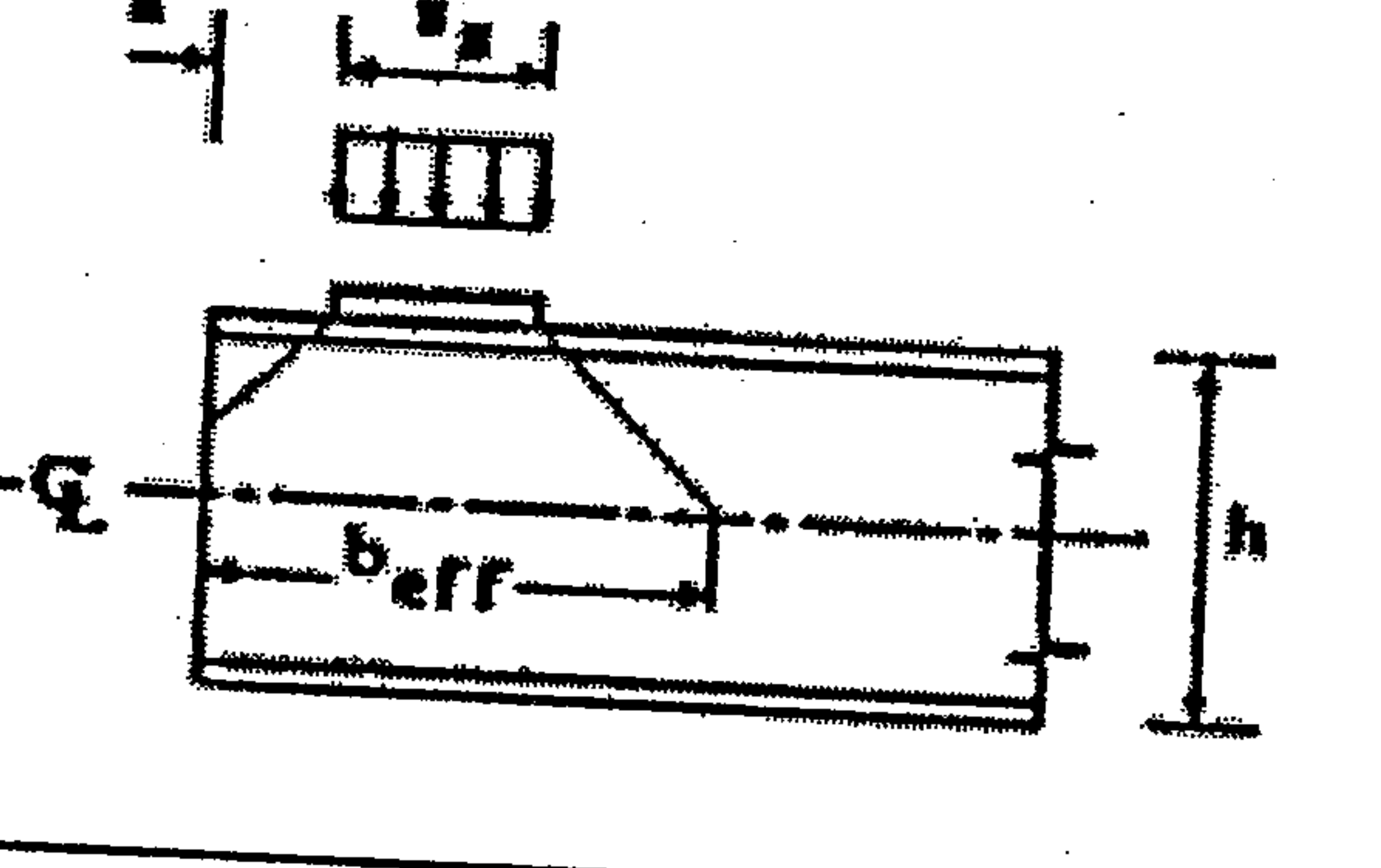
	$b_{eff} = h$
	$b_{eff} = \left[h^2 + s_s^2 \right]^{0.5}$
	$b_{eff} = \frac{h}{2} + a$ mais $b_{eff} \leq h$
	$b_{eff} = \frac{1}{2} \left[h^2 + s_s^2 \right]^{0.5} + a + \frac{s_s}{2}$ mais $b_{eff} \leq \left[h^2 + s_s^2 \right]^{0.5}$

Figure 57.4 : Largeur efficace pour la résistance de l'âme au voilement

5.7.6. Raidisseurs transversaux

(1) Pour vérifier la résistance au flambement d'un raidisseur, il convient d'inclure également dans sa section transversale efficace une largeur d'âme égale à $30 \varepsilon t_w$ c'est-à-dire $15 \varepsilon t_w$ de chaque côté du raidisseur, voir figure 57.5. Aux extrémités de l'élément (ou à proximité d'ouvertures dans l'âme) il y a lieu de limiter la dimension $15 \varepsilon t_w$ à la dimension réellement disponible.

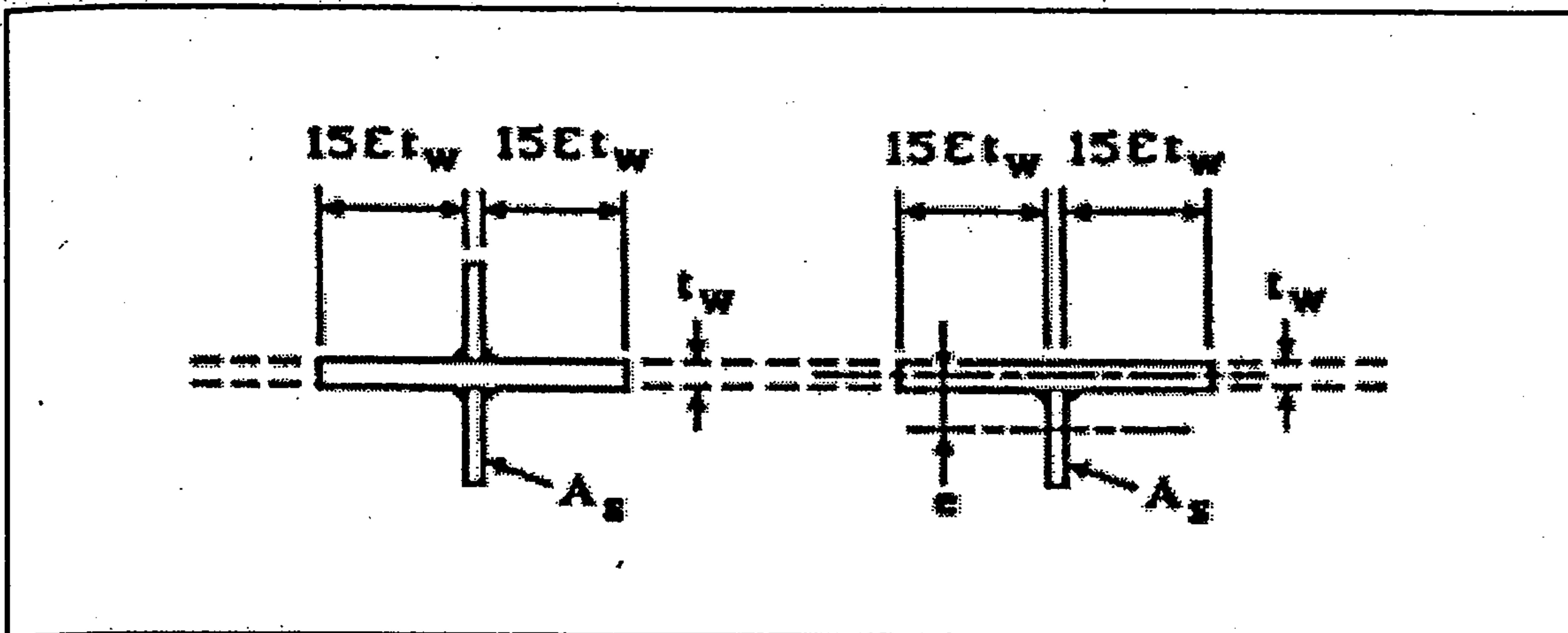


Figure 57.5: Section efficace de raidisseurs

(2) La résistance au flambement hors du plan est déterminée suivant 5.5.1, en utilisant la courbe de flambement c et une longueur de flambement l qui ne soit pas inférieure à $0.75d$, ou à une valeur plus grande si elle est requise par des conditions d'encastrement.

(3) Les raidisseurs d'extrémité et les raidisseurs au droit des appuis intermédiaires sont normalement placés des deux côtés de l'âme et symétriquement par rapport au plan moyen de celle-ci.

(4) Il est préférable que les raidisseurs placés à des endroits où sont appliqués des charges extérieures significatives soient symétriques.

(5) En cas d'utilisation des raidisseurs d'un seul côté ou asymétriques, il convient de prendre en compte l'excentricité qui en résulte en appliquant la clause 5.5.4.

(6) Dans le cas d'un raidisseur sous charge, en sus de la vérification de la résistance au flambement, il convient de vérifier aussi la résistance de sa section transversale au niveau de la semelle chargée. Il y a lieu de limiter la largeur d'âme comprise dans la section transversale efficace du raidisseur à s_y (voir 5.7.3) et de prendre en compte toute ouverture découpée dans le raidisseur pour dégager les soudures âme-semelle.

Dans le cas où l'application de la réaction d'appui se fait sur une longueur d'appui rigide s_s , il convient d'ajouter cette valeur à s_y .

(7) En ce qui concerne les raidisseurs transversaux intermédiaires, à condition qu'ils ne soient pas soumis à des charges extérieures, il est seulement nécessaire de vérifier leur résistance au flambement.

5.7.7. Flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme

(1) Pour empêcher la possibilité de flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme, le rapport (d / t_w) de l'âme doit satisfaire au critère suivant :

$$d / t_w \leq k (E / f_{yf}) \sqrt{[A_w / A_{fc}]} \dots\dots\dots (5.8)$$

où A_w = aire de l'âme

A_{fc} = aire de la semelle comprimée

f_{yf} = limite d'élasticité de la semelle comprimée.

(2) La valeur du coefficient k est prise égale à :

Semelle de Classe 1 $k = 0,30$

Semelle de Classe 2 $k = 0,40$

Semelle de Classe 3 ou 4 $k = 0,55$

(3) Lorsque la poutre est courbe en élévation, avec la semelle comprimée du côté concave, il convient de modifier ainsi le critère :

$$d/t_w \leq (k (E / f_{yf}) \sqrt{[A_w / A_{fc}]}) / (\sqrt{[1 + dE / (3 r.f_{yf})]}) \dots\dots\dots (5.81)$$

où r est le rayon de courbure de la semelle comprimée.

(4) Lorsque la poutre comporte des raidisseurs transversaux d'âme, la valeur limitative de d / t_w peut être augmentée en conséquence.

CHAPITRE 6

ASSEMBLAGES SOUS CHARGES STATIQUES

6.1. BASES

6.1.1. Généralités

(1) Le dimensionnement des assemblages doit être effectué de sorte que la structure garde son efficacité et soit à même de satisfaire à toutes les exigences fondamentales du chapitre 2.

(2) Le coefficient partiel de sécurité pour les résistances γ_M sera pris égal aux valeurs suivantes.

résistance des boulons sollicités à la traction :	$\gamma_{Mb} = 1.50$
résistance des boulons sollicités autre qu'à la traction :	$\gamma_{Mb} = 1.25$
résistance des soudures : pour l'acier Fe 360 :	$\gamma_{Mw} = 1.25$
pour l'acier Fe 430 :	$\gamma_{Mw} = 1.30$
pour l'acier Fe 510 :	$\gamma_{Mw} = 1.35$
résistance au glissement des boulons à haute résistance	(voir 6.5.6)

6.1.2. Sollicitations appliquées aux assemblages

(1) Les sollicitations appliquées aux assemblages pour les vérifications à l'état limite ultime doivent être déterminées par une analyse globale comme indiqué au § 5.2. Ces sollicitations doivent englober les effets des imperfections (voir 5.2.4) et les effets du second ordre s'il s'agit d'ossature souples (voir 5.2.5).

6.1.3. Résistance des assemblages

(1) La résistance d'un assemblage doit être déterminée sur la base des résistances individuelles des éléments d'attache ou des soudures et celles des autres composants de l'assemblage. On utilise généralement une analyse élastique linéaire pour calculer un assemblage.

6.1.4. Hypothèses de calcul

(1) Les assemblages peuvent être dimensionnés en répartissant les efforts internes de façon rationnelle sous réserve que :

a) les efforts internes considérés soient en équilibre avec les sollicitations appliquées aux assemblages.

b) Chaque élément dans l'assemblage soit à même de résister aux efforts ou contraintes adoptés dans l'analyse.

c) les déformations résultant de cette répartition restent dans les limites des capacités de déformations des éléments d'attache ou des soudures ainsi que celles des éléments assemblés.

6.1.5. Fabrication et montage

(1) La conception des assemblages doit prendre en compte la facilité de leur fabrication et de leur montage. Il faut donc accorder attention aux jeux nécessaires pour un montage sûr, aux jeux nécessaires pour les opérations de serrage des boulons, aux accès à prévoir pour les opérations de soudage et aux exigences concernant l'entretien.

6.2 POINTS D'EPURE

(1) Les axes neutres des éléments d'un même assemblage doivent être concourants en un même point.

(2) En cas d'excentricités aux intersections, les effets de celles-ci doivent être pris en compte dans le dimensionnement, sauf s'il est démontré que cela n'est pas nécessaire.

(3) Dans le cas des assemblages boulonnés de cornières ou de profils en T comportant au moins 2 boulons par élément assemblé, la ligne de trusquinage peut-être considérée comme axe neutre pour ce qui concerne les intersections aux noeuds.

6.3. ASSEMBLAGES SOUMIS A DES VIBRATIONS OU A DES CHARGES ALTERNES

(1) Lorsqu'un assemblage sollicité au cisaillement est soumis à des chocs ou à des vibrations significatives, on doit utiliser soit des soudures, soit des boulons précontraints ou des boulons munis de dispositifs de blocage.

(2) Les mêmes dispositions constructives sont à adopter pour empêcher tout glissement jugé inacceptable.

6.4. CLASSIFICATION DES ASSEMBLAGES

6.4.1. Généralités

(1) Les caractéristiques mécaniques de tous les assemblages doivent garantir la validité des hypothèses adoptées pour l'analyse de la structure et la vérification de ses éléments.

(2) Les assemblages peuvent être classés en fonction de :

- leur rigidité, voir 6.4.2
- leur résistance, voir 6.4.3

Les assemblages les plus couramment utilisés en pratique présentent une certaine déformabilité qui peut être caractérisée par un diagramme moment-rotation $M-\theta$ (voir figure 64.1). A titre d'exemple, la figure 64.1(a) présente des relations $M-\theta$ d'assemblages connus (leur comportement est non-linéaire) et la figure 64.1(b) montre des approximations possibles pour définir les 2 grandeurs (rigidité et résistance) des assemblages.

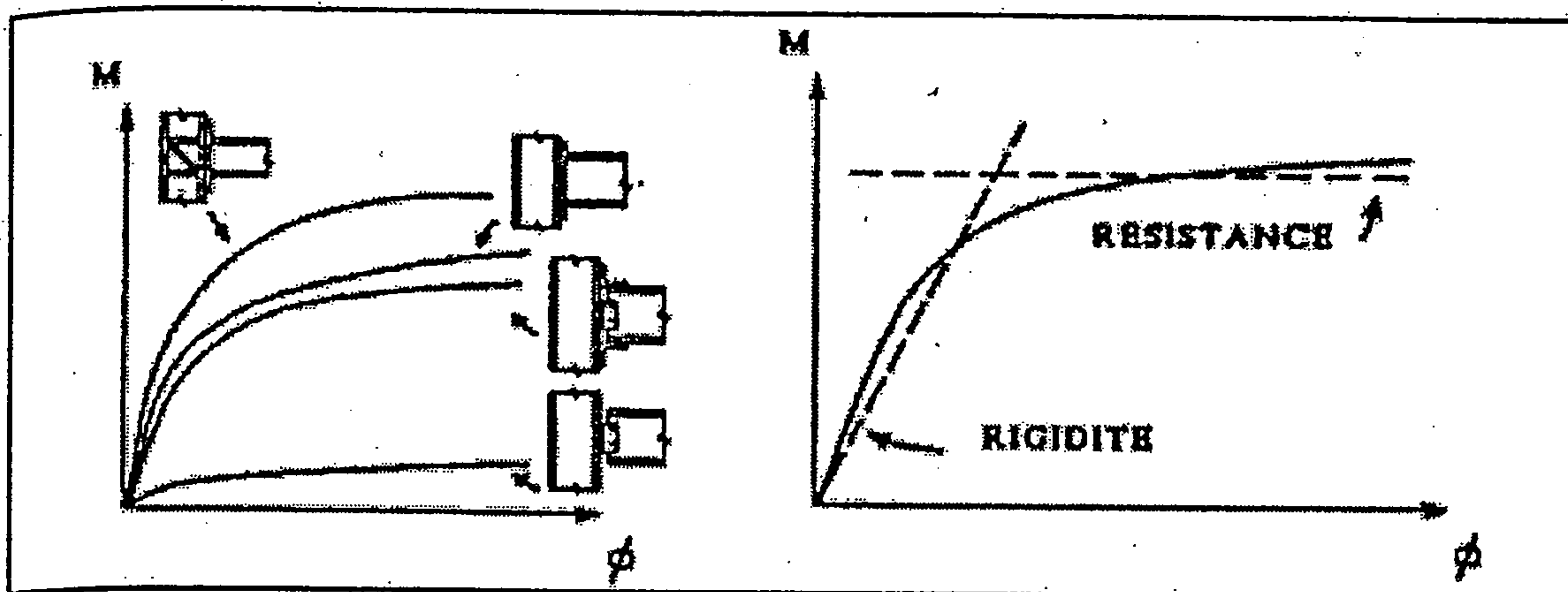


Figure 64.1: Diagrammes M - Ø d'assemblages usuels.

6.4.2. Classification par rigidité

6.4.2.1. Assemblages de type articulé

- (1) Un assemblage de type articulé doit être conçu et dimensionné de sorte qu'il ne puisse développer de moments significatifs susceptibles d'exercer une influence défavorable sur les éléments de la structure.
- (2) Les assemblages de type articulé doivent être capables de transmettre les sollicitations de calcul ainsi que d'accepter les rotations qui en résultent.

6.4.2.2. Assemblages rigides

- (1) Un assemblage rigide doit être conçu et dimensionné de sorte que sa déformation n'ait pas d'influence significative sur la répartition des sollicitations dans la structure, ni sur la déformation d'ensemble de celle-ci.
- (2) *Il convient que les déformations des assemblages rigides soient telles qu'elles ne conduisent pas à une réduction de la résistance de la structure supérieure à 5 %. Par déformation on entend ici, celles qui seraient calculées en utilisant les courbes de comportement de ces assemblages.*
L'exigence de 5 % peut porter sur la valeur critique élastique V_{cr} de la charge verticale totale appliquée à la structure (dans la mesure où celle-ci est plus simple à déterminer que la résistance ultime). Pour rappel, la valeur V_{cr} est calculée avec la rigidité initiale en rotation des assemblages.
- (3) Les assemblages rigides doivent être capables de transmettre les sollicitations de calcul.

6.4.2.3. Assemblages semi-rigides

- (1) Les assemblages qui ne satisfont pas aux critères concernant les assemblages rigides ou les assemblages articulés formulés en 6.4.2.2 et 6.4.2.1 doivent être classés comme assemblages semi-rigides.

L'utilisation éventuelle d'assemblages semi-rigides doit être justifiée scientifiquement et validée par l'expérience ou l'expérimentation.

6.4.3. Classification par résistance

6.4.3.1. Assemblages de type articulé

(1) Un assemblage de type articulé doit être à même de transmettre les sollicitations de calcul sans développer de moments significatifs qui pourraient exercer une influence défavorable sur les éléments de la structure.

(2) *La capacité de rotation d'un assemblage de type articulé doit être suffisante pour permettre la formation de toutes les rotules plastiques dans la structure sous les charges de calcul.*

6.4.3.2. Assemblages à résistance complète

(1) La résistance de calcul d'un assemblage à résistance complète ne doit pas être inférieure à celle de l'élément assemblé.

(2) *Lorsque la capacité de rotation d'un assemblage à résistance complète est limitée, il convient de prendre en compte les effets d'une "sur-résistance" de l'élément. Si la résistance de calcul d'un assemblage est égale à au moins 1.2 fois la résistance plastique de calcul de l'élément, il n'est pas nécessaire de vérifier sa capacité de rotation.*

Par l'expression "sur-résistance", on doit comprendre que la résistance réelle de la barre est supérieure à sa résistance de calcul.

Le facteur de 1.2 peut être justifié sur la base d'un calcul probabiliste qui garantit la formation de la rotule plastique dans l'élément. Ce facteur doit être ramené à 1.0 dans le cas des assemblages en bout à pleine pénétration.

6.4.3.3. Assemblages à résistance partielle

(1) Par définition, la résistance de calcul d'un assemblage à résistance partielle est inférieure à celle de l'élément assemblé. Elle ne doit cependant pas être inférieure à celle qui est nécessaire pour transmettre les sollicitations de calcul.

(2) La capacité de rotation d'un assemblage à résistance partielle au droit duquel se forme une rotule plastique ne doit pas être inférieure à celle nécessaire pour permettre le développement de toutes les rotules plastiques formées sous les charges de calcul.

(3) *La capacité de rotation de l'assemblage peut être démontrée expérimentalement. Cette démonstration expérimentale n'est pas requise lorsque l'on utilise des dispositions constructives dont la pratique a prouvé qu'elles avaient les propriétés adéquates. La capacité de rotation peut être déterminée par des méthodes de calcul éprouvées.*

6.5. ASSEMBLAGES PAR BOULONS

6.5.1. Positionnement des trous pour boulons

- (1) Le positionnement des trous de boulons doit permettre de se prémunir contre la corrosion et le voilement local et doit faciliter la mise en place de ces boulons.
- (2) Le positionnement des trous doit également être conforme aux limites de validité de règles en vigueur pour déterminer les résistances de calcul des boulons.
- (3) Les valeurs limites des différents espacements (voir fig.65.1) tels que les pinces longitudinales e_1 et transversales e_2 et tels que les entraxes longitudinaux p_1 et transversaux p_2 sont indiquées sur le tableau 65.1.

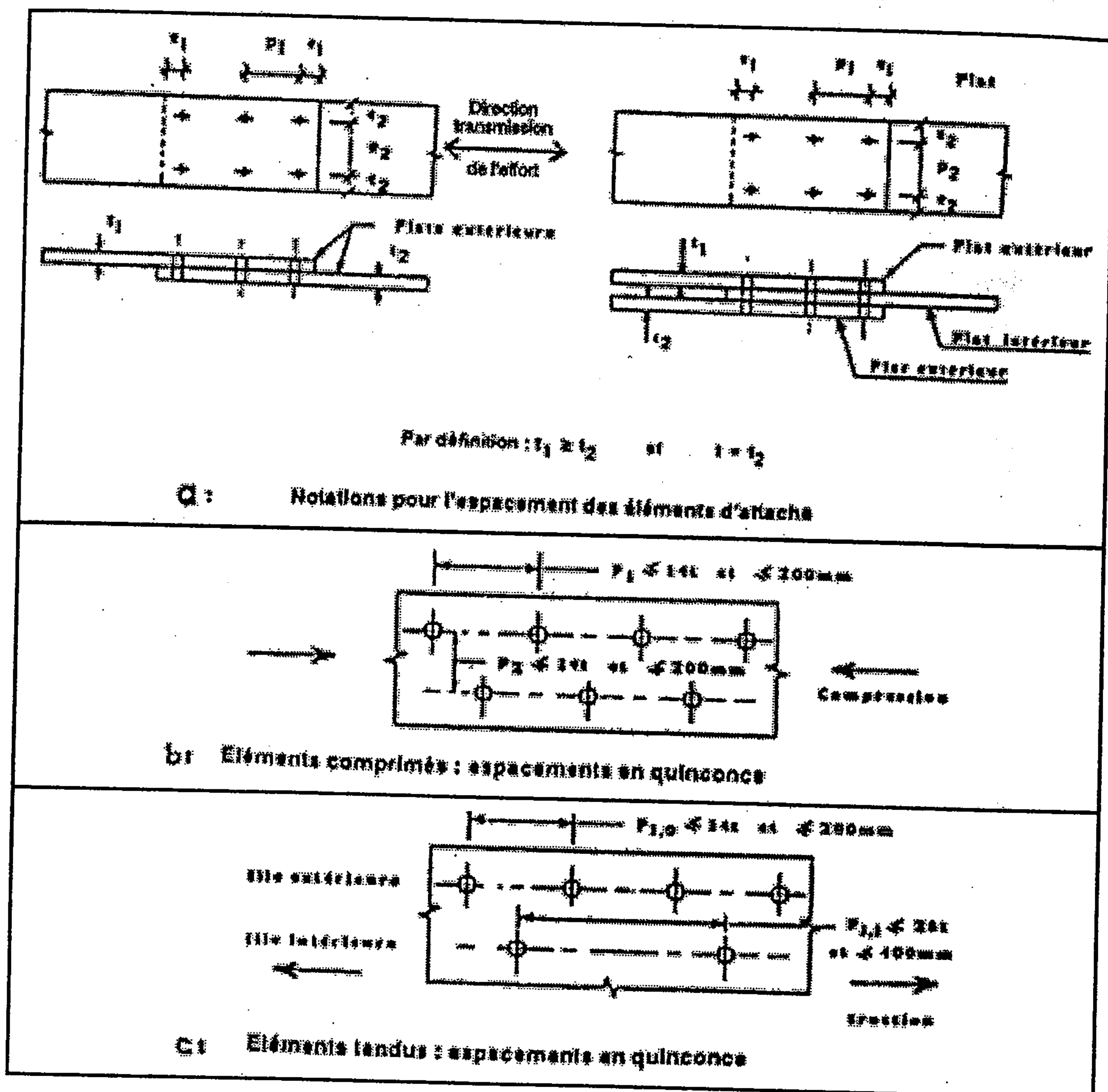


Figure 65.1 : Espacements des trous de boulons

			Assemblage	
			Plat extérieur	Plat intérieur
Pince longitudinale e_1		$\geq$	$1,2 d_0$ (1)	$1,2 d_0$ (1)
		$\leq$	12t ou 150 mm (2) (max)	12t ou 150 mm (2) (max)
Pince transversale e_2		$\geq$	$1,5 d_0$ (3)	$1,5 d_0$ (3)
		$\leq$	12t ou 150 mm (2) (max)	12t ou 150 mm (2) (max)
Entraxe p_1	File extérieure	$\geq$	$2,2 d_0$ (4)	$2,2 d_0$ (4)
	Elément comprimé	$\leq$	14t ou 200 mm (5) (min)	14t ou 200 mm (5) (min)
	File intérieure	$\geq$	$2,2 d_0$ (4)	$2,2 d_0$ (4)
	Elément comprimé	$\leq$	14t ou 200 mm (5) (min)	14t ou 200 mm (5) (min)
	File extérieure	$\geq$	$2,2 d_0$ (4)	$2,2 d_0$ (4)
	Elément tendu	$\leq$	14t ou 200 mm (5) (min)	14t ou 200 mm (5) (min)
	File intérieure	$\geq$	$2,2 d_0$ (4)	$2,2 d_0$ (4)
	Elément tendu	$\leq$	20t ou 400 mm (5) (min)	20t ou 400 mm (5) (min)
Entraxe p_2	Elément comprimé	$\geq$	$3 d_0$ (7)	$3 d_0$ (7)
		$\leq$	14t ou 200 mm (5) (min)	14t ou 200 mm (5) (min)
	Elément tendu	$\geq$	$3 d_0$ (7)	$3 d_0$ (7)

d_0 = diamètre du trou

t = épaisseur du plat le plus mince, situé vers l'extérieur

- (1) Cette valeur minimale de pince doit être augmentée s'il est nécessaire d'obtenir une résistance adéquate à la pression diamétrale, voir 6.5.5
 $1,5 d_0$ pour boulons HR à serrage contrôlé
- (2) La plus grande des deux valeurs.
 Si intempéries ou risques de corrosion : $40 \text{ mm} + 4t$
- (3) Cette pince peut être réduite à $1,2 d_0$, à condition que la résistance de calcul à la pression diamétrale soit réduite en conséquence, comme indiquée en 6.5.5
 $1,5 d_0$ pour boulons HR à serrage contrôlé
- (4) Cette distance doit être augmentée s'il est nécessaire d'obtenir une résistance adéquate à la pression diamétrale, voir 6.5.5
 $3 d_0$ pour boulons HR à serrage contrôlé
- (5) La plus petite des deux valeurs.
 Cette valeur peut être multipliée par 1,5 si les éléments ne sont pas exposés aux intempéries, ni à d'autres risques de corrosion.
- (6) La plus petite des deux valeurs.
 L'espacement entre axes des éléments d'attache ne doit pas non plus dépasser la valeur maximale à respecter pour éviter le voilement local entre éléments d'attache.
- (7) Cet entraxe peut être réduit à $2,4 d_0$ si la résistance calculée à la pression diamétrale est réduite en conséquence, voir 6.5.5
 $3 d_0$ pour boulons HR à serrage contrôlé
 En outre, dans les éléments tendus, l'entraxe p_2 doit rester inférieur à la plus petite des deux valeurs 14t ou 200 mm.

Tableau 65.1 : Valeurs limites des pincés et entraxes

6.5.2. Réduction de section due à la présence des trous

6.5.2.1. Généralités

(1) Lors du calcul des assemblages dans les éléments simplement comprimés, aucune déduction des trous de fixation n'est normalement exigée si les trous sont normalisés. Lors du calcul des assemblages dans les autres cas, les dispositions de 5.4.3, 5.4.5.3 (3) et 5.4.6 (8) s'appliquent pour respectivement les éléments tendus, les éléments fléchis et les éléments cisailés.

6.5.2.2. Résistance ultime de calcul au cisaillement

(1) On doit se prémunir d'une rupture par "cisaillement de bloc" au niveau d'un groupe de trous de fixation près de l'extrémité d'une âme de poutre ou dans une console d'attache, (voir fig. 65.2), en adoptant un écartement des trous approprié. Ce mode de ruine consiste généralement en une rupture par traction le long de la ligne de trous de fixations délimitant le bloc en zone tendue, accompagnée d'un écoulement plastique en cisaillement le long de la rangée de trous délimitant ce bloc en zone cisailée, (voir figure 65.2).

Sur la figure 65.2, le "bloc" concerné est représenté hachuré et constitue la partie "arrachée" lors de la rupture. La rupture par traction se fait le long de la limite horizontale du bloc, et l'écoulement plastique par cisaillement se produit le long de la limite verticale gauche du bloc.

(2) Il convient de déterminer la valeur de calcul de la résistance efficace $V_{eff.Rd}$ au cisaillement de bloc par

$$V_{eff.Rd} = (f_y/\sqrt{3}) A_{v,eff} / \gamma_{M0} \dots\dots\dots (6.1)$$

où $A_{v,eff}$ est l'aire efficace de cisaillement.

(3) Il y a lieu de déterminer l'aire efficace de cisaillement $A_{v,eff}$ de la manière suivante :

$$A_{v,eff} = t \cdot L_{v,eff}$$

où $L_{v,eff} = L_v + L_1 + L_2$ mais $L_{v,eff} \leq L_3$

avec $L_1 = a_1$ mais $L_1 \leq 5d$

$$L_2 = (a_2 - k d_{0,t}) (f_u/f_y)$$

$$L_3 = L_v + a_1 + a_3 \quad \text{mais } L_3 \leq (L_v + a_1 + a_3 - n \cdot d_{0,v}) (f_u/f_y)$$

où - a_1, a_2, a_3 et L_v sont définis sur la figure 65.2.

- d = diamètre nominal des éléments d'attache

- $d_{0,t}$ = taille des trous le long de la ligne limitant la partie tendue du bloc, généralement le diamètre de ces trous, mais pour des trous oblongs horizontaux, la longueur des trous doit être utilisée.

- $d_{o,v}$ = taille des trous le long de la ligne limitant la partie cisailée du t généralement le diamètre de ces trous, mais pour des trous oblongs verticaux, la longueur des trous doit être utilisée.
 - n = nombre de trous de fixations le long de la ligne cisailée du bloc.
 - t = épaisseur de l'âme ou de la console d'attache
- k est un coefficient qui prend la valeur suivante :
- $k = 0,5$ pour une seule rangée de boulons
 - $k = 2,5$ pour deux rangées de boulons

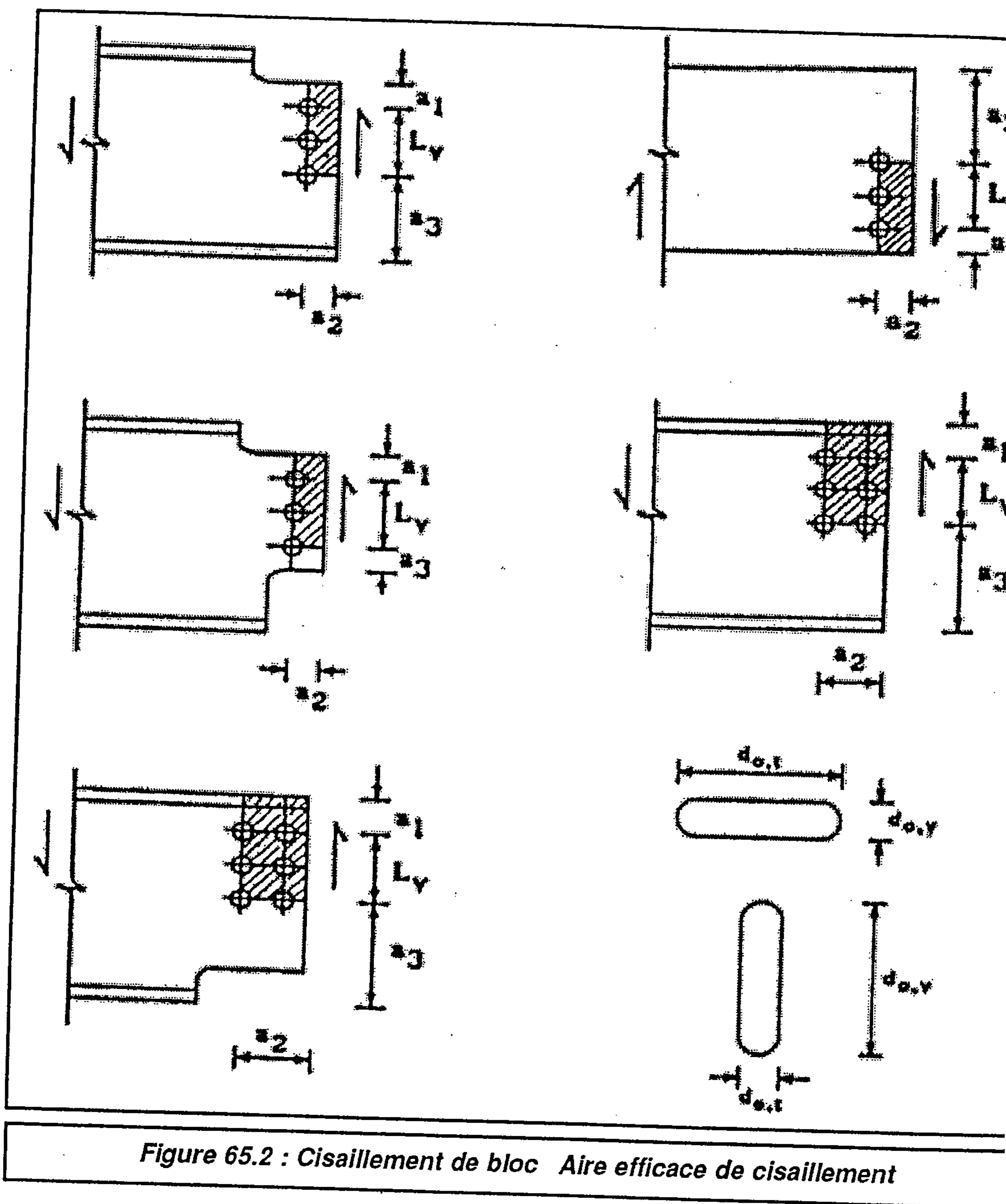


Figure 65.2 : Cisaillement de bloc Aire efficace de cisaillement

6.5.3. Catégories d'assemblages boulonnés

6.5.3.1. Assemblages travaillant au cisaillement

(1) Le calcul et la conception des assemblages boulonnés sollicités au cisaillement doivent correspondre à l'une des catégories suivantes, voir tableau 65.2.

(2) Catégorie A : Assemblages travaillant à la pression diamétrale

Dans cette catégorie d'assemblages, on doit utiliser des boulons ordinaires (fabriqués en acier à faible teneur en carbone) ou des boulons à haute résistance, allant de la Classe 4.6 jusqu'à et y compris 10.9. Aucune exigence particulière concernant la mise en précontrainte et les surfaces en contact n'est à satisfaire. L'effort de cisaillement de calcul exercé à l'état ultime ne doit dépasser ni la résistance de calcul au cisaillement, ni la résistance de calcul à la pression diamétrale, déterminées suivant 6.5.5.

(3) Catégorie B : Assemblage résistant au glissement à l'état limite de service

Dans cette catégorie on doit utiliser des boulons précontraints à haute résistance à serrage contrôlé conformément aux normes y afférentes. Le glissement ne doit pas se produire à l'état limite de service. La combinaison des actions à prendre en considération doit être choisie d'après 2.2.3 en fonction des cas pour lesquels la résistance au glissement est requise. L'effort de cisaillement de calcul exercé à l'état limite de service ne doit pas dépasser la résistance de calcul au glissement déterminée suivant les indications données en 6.5.6. En outre, l'effort de cisaillement exercé à l'état limite ultime ne doit dépasser ni la résistance de calcul au cisaillement, ni celle de la pression diamétrale, déterminées selon les indications données en 6.5.5.

(4) Catégorie C : Assemblages résistant au glissement à l'état limite ultime

Dans cette catégorie d'assemblages, on doit utiliser des boulons précontraints à haute résistance et à serrage contrôlé en conformité avec les normes y afférentes. Le glissement ne doit pas se produire à l'état limite ultime. L'effort de cisaillement de calcul exercé à l'état limite ultime ne doit dépasser ni la résistance de calcul au glissement déterminée suivant 6.5.6, ni la résistance de calcul à la pression diamétrale calculée suivant 6.5.5.

6.5.3.2. Assemblages travaillant en traction

(1) Le calcul et la conception d'un assemblage sollicité en traction doivent correspondre à l'une des catégories suivantes ; voir tableau 65.2.

(2) Catégorie D : Assemblages par boulons non précontraints

Dans cette catégorie, on doit utiliser des boulons ordinaires (fabriqués avec de l'acier à faible teneur en carbone) ou des boulons à haute résistance dont la classe va jusqu'à la catégorie 10.9 incluse. Aucune précontrainte n'est requise. Cette catégorie ne doit pas être utilisée dans le cas d'assemblages soumis à des fré-

quentes variations de la sollicitation de traction. Les assemblages de cette catégorie peuvent toutefois être utilisés pour résister à des actions usuelles de vent.

Catégorie	Critère	Remarques
Assemblages travaillant au cisaillement		
A à la pression diamétrale	$F_{v.Sd} \leq F_{v.Rd}$ $F_{v.Sd} \leq F_{b.Rd}$	Précontrainte non requise Toutes les classes de 4.6 à 10.9
B résistant au glissement à l'état limite de service	$F_{v.Sd.ser} \leq F_{s.Rd.ser}$ $F_{v.Sd} \leq F_{v.Rd}$ $F_{v.Sd} \leq F_{b.Rd}$	Boulons HR précontraints Pas de glissement à l'état limite de service
C résistant au glissement à l'état limite ultime	$F_{v.Sd} \leq F_{s.Rd}$ $F_{v.Sd} \leq F_{b.Rd}$	Boulons HR précontraints Pas de glissement à l'état limite ultime
Assemblages travaillant en traction		
D Boulons non précontraints	$F_{t.Sd} \leq F_{t.Rd}$	Précontrainte non requise Toutes les classes de 4.6 à 10.9
E Boulons précontraints	$F_{t.Sd} \leq F_{t.Rd}$	Boulons HR précontraints
Notations : $F_{v.Sd.ser}$ = effort de cisaillement de calcul exercé par boulon à l'état limite de service $F_{v.Sd}$ = effort de cisaillement de calcul par boulon à l'état limite ultime $F_{v.Rd}$ = résistance de calcul au cisaillement par boulon $F_{b.Rd}$ = résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon $F_{s.Rd.ser}$ = résistance de calcul au glissement par boulon à l'état limite de service $F_{s.Rd}$ = résistance de calcul au glissement par boulon à l'état limite ultime $F_{t.Sd}$ = effort de traction de calcul par boulon à l'état limite ultime $F_{t.Rd}$ = résistance de calcul en traction par boulon		

Tableau 65.2 : Catégories d'assemblages boulonnés

(3) Catégorie E : Assemblages par boulons précontraints à haute résistance

Dans cette catégorie, on doit utiliser des boulons précontraints à haute résistance avec serrage contrôlé, en conformité avec les normes y afférentes. La précontrainte améliore dans ce cas la résistance à la fatigue, mais l'importance de cette amélioration dépend des détails constructifs ainsi que des tolérances.

(4) Aucun traitement particulier des surfaces n'est exigé pour les assemblages sollicités en traction des 2 catégories D et E, sauf pour les assemblages de la catégorie E sollicités à la fois à la traction et au cisaillement (combinaison E-B ou E-C).

6.5.4. Répartition des efforts entre éléments d'attache

(1) La répartition des efforts internes entre éléments d'attache à l'état limite ultime doit être prise proportionnelle à la distance au centre de rotation, (voir figure 65.3) dans les cas suivants :

- Catégorie C d'assemblages résistant au glissement
- Assemblages travaillant au cisaillement lorsque la résistance de calcul au cisaillement $F_{v,Rd}$ d'un élément d'attache est inférieure à sa résistance de calcul à la pression diamétrale $F_{b,Rd}$.

(2) Dans les autres cas, la répartition des efforts internes entre éléments d'attache à l'état limite ultime peut être déterminée par une analyse du type présenté en (1). Toute autre répartition raisonnable peut être adoptée, à condition qu'elle satisfasse aux conditions énoncées en 6.1.4.

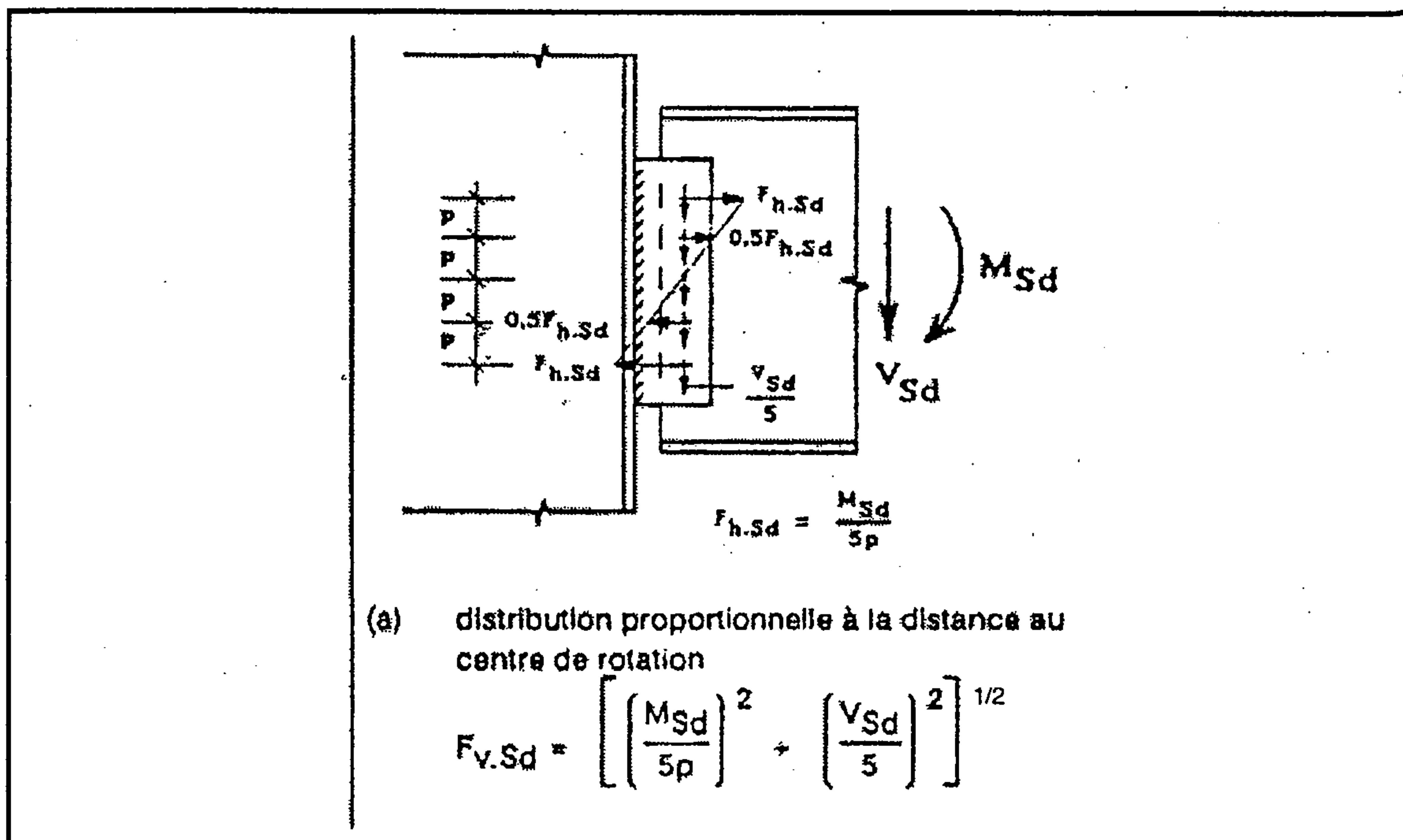


Figure 65.3 : Répartition des efforts entre boulons

(3) Dans le cas d'un assemblage avec recouvrement, il convient d'admettre que la résistance à la pression diamétrale dans une direction donnée est la même pour chaque élément d'attache.

6.5.5. Résistance de calcul des boulons

(1) Les résistances de calcul formulées dans ce paragraphe s'appliquent aux boulons de fabrication standard, de classe 4.6 jusqu'à, et y compris, 10.9, conformes aux normes y afférentes. Les écrous et les rondelles doivent aussi être conformes à ces normes et présenter les résistances spécifiées correspondant aux boulons utilisés.

(2) A l'état limite ultime, l'effort de cisaillement $F_{v.Sd}$ appliqué à un boulon ne doit pas dépasser la plus petite des deux valeurs suivantes, telles qu'elles sont explicitées au tableau 65.3.

- la résistance de calcul au cisaillement $F_{v.Rd}$
- la résistance de calcul à la pression diamétrale $F_{b.Rd}$

(3) L'effort de traction $F_{t.Sd}$ incluant tout effort supplémentaire dû à l'effet de levier, ne doit pas dépasser la résistance de calcul en traction $B_{t.Rd}$ de l'ensemble plaque-boulon.

(4) La résistance de calcul en traction de l'ensemble plaque-boulon $B_{t.Rd}$ doit être prise égale à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- la résistance de calcul à la traction $F_{t.Rd}$ indiquée au tableau 65.3
- la résistance de calcul au cisaillement par poinçonnement $B_{p.Rd}$ de la tête du boulon ou de l'écrou déduite de la relation :

$$B_{p.Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_u / \gamma_{Mb} \dots\dots\dots (6.2)$$

où

t_p = épaisseur de la plaque sous la tête du boulon ou de l'écrou

d_m = diamètre moyen (entre cercles inscrit et circonscrit) de la tête du boulon ou de l'écrou, en prenant la plus petite des deux valeurs.

(5) Les boulons soumis à des efforts combinés de cisaillement et de traction doivent, en outre, satisfaire à la condition suivante:

$$(F_{v.Sd} / F_{v.Rd}) + (F_{t.Sd} / 1,4 F_{t.Rd}) \leq 1 \dots\dots\dots (6.3)$$

Plus précisément on est tenu de satisfaire aux quatre conditions :

$$(F_{v.Sd} / F_{t.Rd}) \leq 1$$

$$(F_{v.Sd} / F_{v.Sd}) + (F_{t.Sd} / 1,4 F_{t.Rd}) \leq 1$$

$$(F_{t.Sd} / B_{p.Rd}) \leq 1$$

$$(F_{v.Sd} / F_{b.Rd}) \leq 1$$

(6) Les résistances de calcul en traction et au cisaillement pour la partie filetée, données au tableau 65.3, ne s'appliquent qu'aux boulons fabriqués en conformité avec la norme y afférente.

Résistance au cisaillement par plan de cisaillement

- Si le plan de cisaillement passe par la partie filetée du boulon
- pour les classes 4.6, 5.6, 6.6 et 8.8

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}}$$

- pour les classes 4.8, 5.8, 6.8 et 10.9

$$F_{v,Rd} = \frac{0.5 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}}$$

- Si le plan de cisaillement passe par la partie non filetée du boulon

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 f_{ub} A}{\gamma_{Mb}}$$

Résistance à la pression diamétrale*)

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \alpha f_u d t}{\gamma_{Mb}}$$

où α est la plus petite des valeurs suivantes :

$$\frac{e_1}{3 d_o}; \frac{p_1}{3 d_o}; \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ou } 1.0.$$

Résistance en traction

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}}$$

- A = aire de la section brute du boulon
- A_s = aire de la section résistante en traction du boulon
- d = diamètre du boulon
- d_o = diamètre du trou

* Voir également le tableau 65.4 pour les valeurs de la résistance de calcul à la pression diamétrale basée sur le diamètre du boulon.

Tableau 65.3 : Résistances de calcul des boulons

Les termes utilisés dans le tableau 65.3 sont définis ci-après

A = aire de la section brute du boulon.

A_s = aire de la section résistante en traction du boulon.

d = diamètre du boulon.

d_o = diamètre du trou.

Pour d'autres systèmes à filetage entaillé, tels que boulons d'ancrage ou tirants réalisés à partir de ronds d'acier, dont les filetages ont été usinés par le construc-

teur et non par un fabricant de boulons, les valeurs indiquées au tableau 65.3 c
vent être réduites en les multipliant par un facteur de 0.85.

(7) Les valeurs des résistances de calcul au cisaillement $F_{v,Rd}$ données au table
65.3 s'appliquent uniquement aux boulons dont les trous ont des jeux nominaux
ne dépassent pas ceux des trous normalisés.

(8) Les boulons M12 et M14 peuvent également être utilisés dans des trous av
2 mm de jeu, à condition que :

- Pour des boulons de classes 4.8, 5.8, 6.8 ou 10.9, la résistance de calc
au cisaillement $F_{v,Rd}$ soit prise égale à 0,85 fois la valeur donnée ;
tableau 65.3.
- La résistance de calcul au cisaillement $F_{v,Rd}$ (éventuellement réduite da
le cas ci-dessus) ne soit pas inférieure à la résistance de calcul à la pressio
diamétrale $F_{b,Rd}$.

A moins d'une justification expérimentale probante, la première condition doit s'ap
plier également aux boulons de classe 8.8.

(9) Les valeurs de résistance de calcul à la pression diamétrale du tableau 65.
s'appliquent uniquement si la pince e_2 n'est pas inférieure à $1,5 d_0$ et si l'entrax
entre files p_2 , considéré transversalement à la direction de l'effort, n'est pas infé
rieur à $3 d_0$.

(10) Si e_2 est réduite à $1,2 d_0$ et/ou p_2 est réduit à $2,4 d_0$, il y a lieu de réduire l
résistance à la pression diamètre $F_{b,Rd}$ à $2/3$ de la valeur donnée au tableau 65.3
Pour des valeurs intermédiaires $1,2 d_0 < e_2 < 1,5 d_0$ et/ou $2,4 d_0 \leq p_2 \leq 3 d_0$, la
valeur de $F_{b,Rd}$ peut être déterminée par interpolation linéaire.

(11) Pour les boulons placés dans des trous avec jeu normalisé, une valeur de la
résistance de calcul à la pression diamétrale $F_{b,Rd}$ plaçant en sécurité et basée su
le diamètre d du boulon peut être obtenue à l'aide du tableau 6.54.

Valeurs sécuritaires pour boulons dans des trous à jeu normalisé avec $\gamma_{Mb} = 1,25$			
Classe nominale de pression diamétrale	Dimensions minimales		Résistance de calcul à la pression diamétrale $F_{b,Rd}$
	e_1	p_1	
faible	$1,7 d$	$2,5 d$	$1,0 f_{ub} d t$ *)
normale	$2,5 d$	$3,4 d$	$1,5 f_{ub} d t$ *)
élevée	$3,4 d$	$4,3 d$	$2,0 f_{ub} d t$ *)

*) mais $F_{b,Rd} \leq 2,0 f_{ub} d t$

Tableau 65.4 : Résistance de calcul à la pression diamétrale basée
sur le diamètre du boulon

6.5.6. Boulons à haute résistance dans les assemblages résistant au glissement

6.5.6.1. Résistance au glissement

(1) La résistance de calcul au glissement d'un boulon précontraint à haute résistance doit être prise égale à :

$$F_{s,Rd} = (k_s n \mu / \gamma_{Ms}) \cdot F_{p,Cd} \dots\dots\dots (6.4)$$

où $F_{p,Cd}$ est la précontrainte de calcul, voir 6.5.6.2

μ est le coefficient de frottement, voir 6.5.6.3

n est le nombre d'interfaces de frottement

k_s est le facteur de forme

(2) La valeur de k_s doit être la suivante :

$k_s = 1.0$ lorsque les trous ont, dans toutes les plaques des tolérances nominales normales.

$k_s = 0.85$ pour les trous surdimensionnés ou pour les trous oblongs et courts.

$k_s = 0.70$ pour les trous oblongs et longs.

(3) Pour les boulons placés dans des trous avec des tolérances nominales normales ainsi que dans des trous oblongs dont l'axe de la fente est perpendiculaire à la direction de transfert de l'effort, le coefficient partiel de sécurité γ_{Ms} doit être pris égal à :

$\gamma_{Ms,ult} = 1.25$ pour l'état limite ultime

$\gamma_{Ms,ser} = 1.10$ pour l'état limite de service

(4) Les assemblages par boulons placés dans des trous surdimensionnés ainsi que dans des trous oblongs avec l'axe de la fente parallèle à la direction de transfert de l'effort doivent être conçus et calculés comme des assemblages de catégorie C, c'est à dire des assemblages résistant au glissement à l'état limite ultime. Dans ce cas, le coefficient partiel de sécurité pour la résistance au glissement doit être pris égal à :

$$\gamma_{Ms,ult} = 1.40$$

6.5.6.2. Précontrainte

(1) En ce qui concerne les boulons à haute résistance conformes aux normes et utilisés avec serrage contrôlé en conformité avec les normes y afférentes, l'effort de calcul de précontrainte $F_{p,Cd}$ à utiliser dans les calculs doit être pris égal à :

$$F_{p,Cd} = 0.7 f_{ub} A_s \dots\dots\dots (6.5)$$

6.5.6.3. Coefficient de frottement

(1) La valeur de calcul du coefficient de frottement μ dépend de la classe de traite-

ment de surface telle qu'elle est spécifiée dans les normes y afférentes. Il y a d'adopter les valeurs suivantes :

$\mu = 0.50$	pour les surfaces de la classe A
$\mu = 0.40$	pour les surfaces de la classe B
$\mu = 0.30$	pour les surfaces de la classe C
$\mu = 0.20$	pour les surfaces de la classe D

(2) A condition que les surfaces de contact aient été traitées en conformité avec normes y afférentes, les surfaces suivantes peuvent être classées sans procédé des essais :

Dans la Classe A :

- Surfaces décapées par grenaillage ou sablage, avec enlèvement de toutes les plaques de rouille non adhérentes et sans piqûres de corrosion,
- Surfaces décapées par grenaillage ou sablage et métallisées par projection d'aluminium,
- Surfaces décapées par grenaillage ou sablage et métallisées par projection d'un revêtement à base de zinc, garantissant un coefficient de frottement qui ne soit pas inférieur à 0.5.

Dans la Classe B :

- Surfaces décapées par grenaillage ou sablage et recouvertes d'une couche de peinture au silicate de zinc alcalin d'épaisseur 50 à 80 μm .

Dans la Classe C :

- Surfaces nettoyées par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouille non adhérentes.

Dans la Classe D :

- Surfaces non traitées.

6.5.6.4. Traction et cisaillement combinés

(1) Si un assemblage résistant au glissement est soumis à un effort de traction F_t s'ajoutant à l'effort de cisaillement F_v qui tend à provoquer le glissement, la résistance au glissement par boulon doit être calculée selon les formules ci-après

Catégorie B :

$$F_{S.Rd.ser} = \frac{k_s n \mu (F_{p.Cd} - 0.8 F_{t.Sd.ser})}{\gamma_{Ms.ser}} \dots\dots\dots (6.6)$$

Catégorie C :

$$F_{S.Rd} = \frac{k_s n \mu (F_{p.Cd} - 0.8 F_{t.Sd})}{\gamma_{Ms.ult}} \dots\dots\dots (6.7)$$

Lorsque le cisaillement et la traction agissent de manière combinée, l'effort de pré-contrainte F_p ne se trouve pas réduit de la totalité de l'effort de traction F_t appliqué extérieurement. Entre autre, le rapport des rigidités entre le boulon en traction et les plaques comprimées (de l'ordre de 1 pour 4) fait qu'il persiste une force de contact entre les plaques au moins égale à :

$$F_c = F_p - 0,8 F_t,$$

lorsque l'effort F_t est appliqué, dans les conditions habituelles d'utilisation.

(2) Si, dans un assemblage résistant par flexion, l'effort de traction est contrebalancé par un effort de contact du côté comprimé, aucune réduction de la capacité de résistance au glissement n'est exigée.

6.5.7. Effet de levier

(1) Lorsque des éléments d'attache sont utilisés pour supporter une charge de traction, ils doivent être dimensionnés pour résister également à l'effort additionnel dû à l'effet de levier, là où cet effet est susceptible de se produire, voir fig. 65.4.

(2) Les efforts de levier dépendent des rigidités relatives et des proportions géométriques des éléments constituant l'assemblage, voir fig. 65.5.

L'effet de levier ne dépend des rigidités relatives entre boulons et partie en T que dans l'hypothèse où l'assemblage fonctionne dans le domaine élastique. Les anciennes normes de calcul visent plutôt à limiter les déformations de l'assemblage et par conséquent à maintenir cet effet de levier à un niveau négligeable.

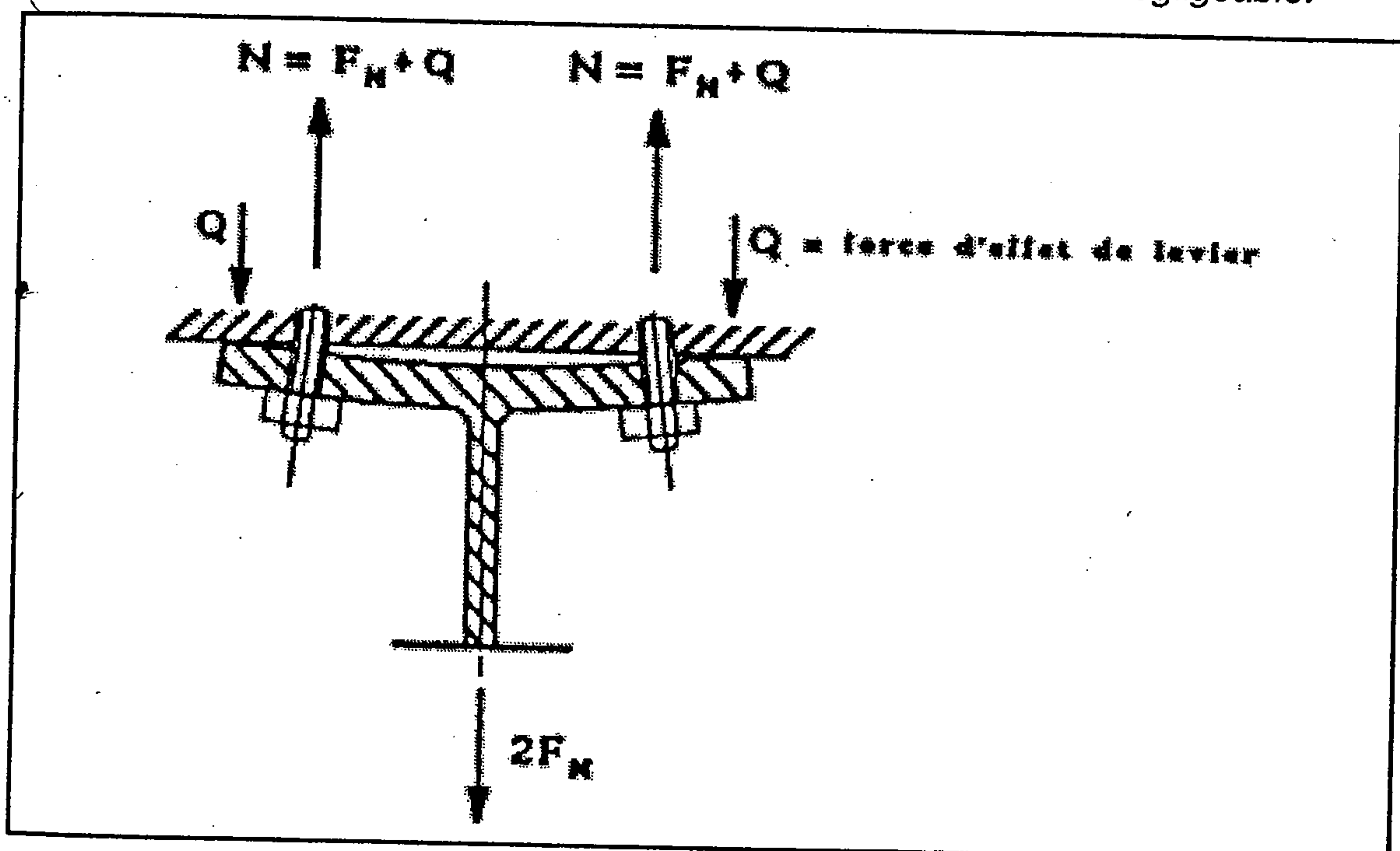


Figure 65.4 : Effet de levier

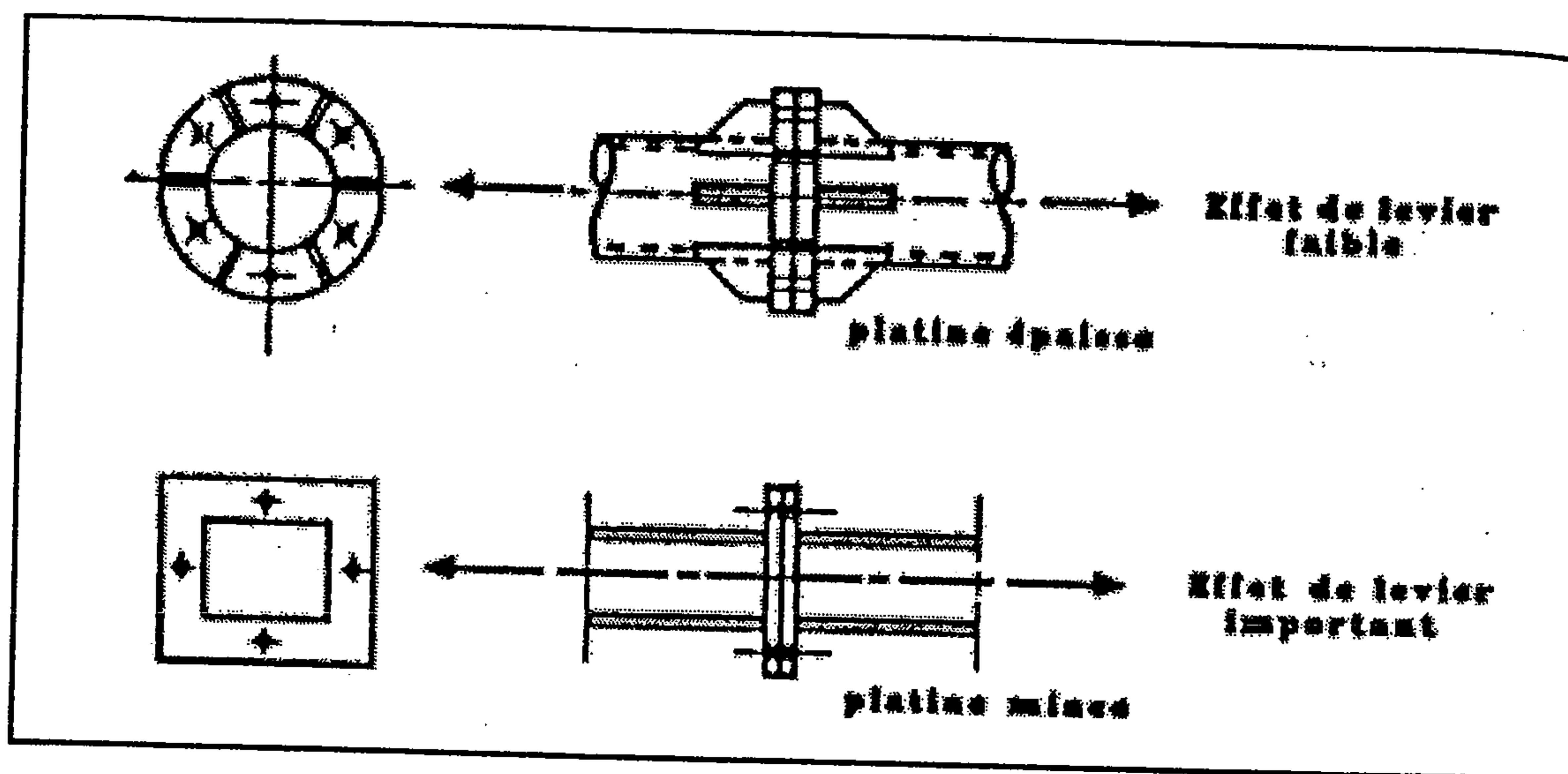


Figure 65.5 : Influence de dispositions constructives sur l'intensité de l'effet de levier

6.5.8. Assemblages longs

(1) Lorsque la distance L_j entre les centres des éléments d'attache situés aux extrémités, mesurée dans la direction de transmission des efforts (voir fig.65.6), est supérieure à $15d$, d étant le diamètre nominal des boulons ou rivets, la résistance de calcul au cisaillement $F_{v,Rd}$ de tous les éléments d'attache calculée suivant 6.5.5 doit être réduite en la multipliant par un coefficient minorateur β_{Lf} donné par

$$\beta_{Lf} = 1 - \frac{L_j - 15d}{200d} \dots\dots\dots (6.8)$$

mais avec : $0,75 \leq \beta_{Lf} \leq 1,0$

On notera que la minoration de la résistance due à la longueur de l'assemblage ne s'applique pas dans le cas de résistance en pression diamétrale $F_{b,Rd} < F_{v,Rd}$, ni dans le cas des assemblages résistant au glissement.

(2) Cette disposition ne s'applique pas dans le cas où l'on est assuré d'une répartition uniforme de transmission de l'effort sur la longueur de l'assemblage, par exemple pour la transmission de l'effort de cisaillement entre l'âme d'une section et la semelle.

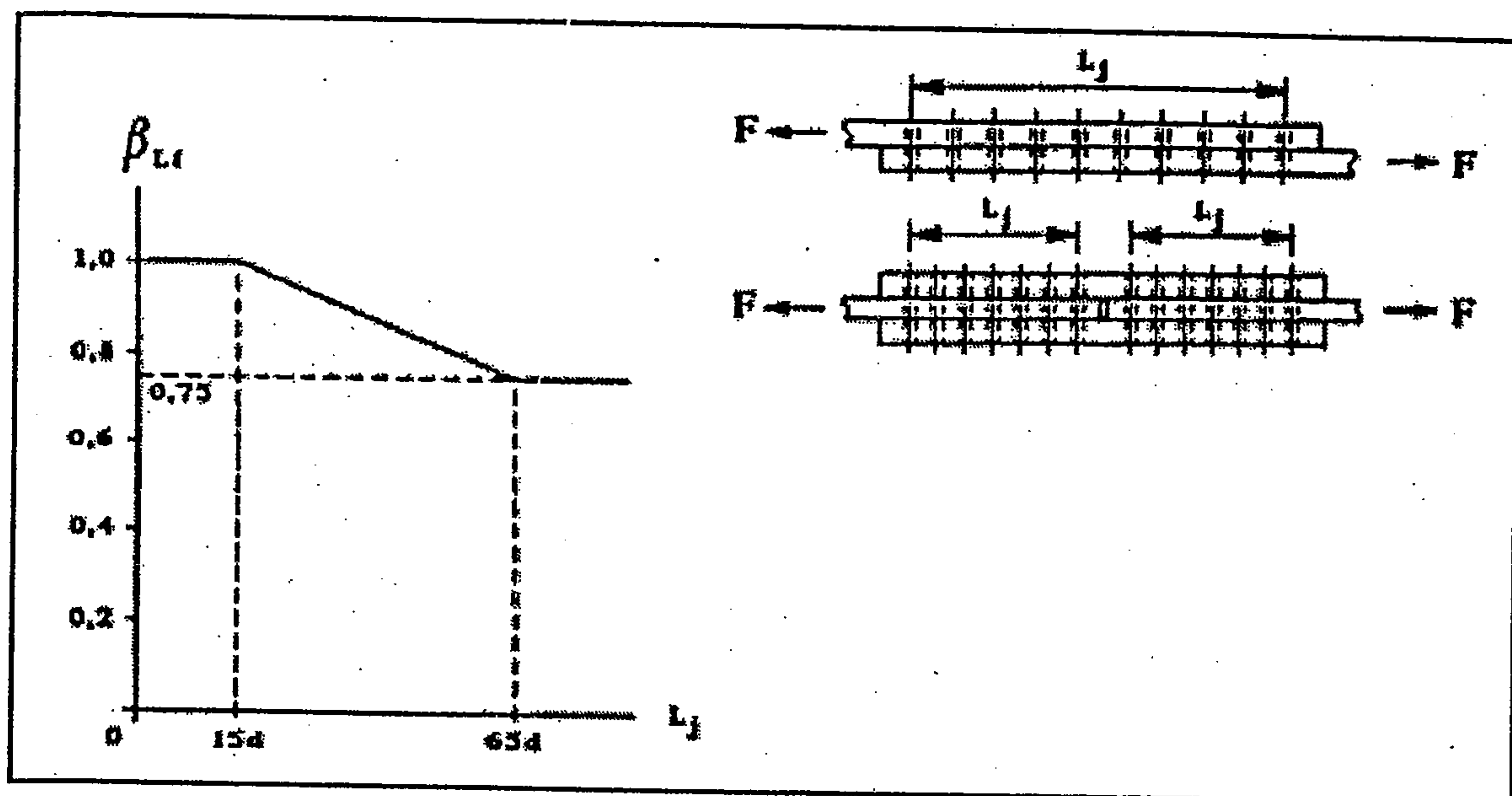


Figure 65.6 : Assemblages longs

6.6. ASSEMBLAGES PAR SOUDURES

6.6.1. Généralités

(1) Les principes et règles énoncés dans ce paragraphe s'appliquent dans les cas suivants :

- Aciers de construction soudables satisfaisant aux exigences du chapitre 3.
- Fabrication et montage des structures conformes aux normes d'exécution.
- Soudage par procédé à l'arc électrique tel que défini par les normes y afférentes.
- Epaisseurs minimales de matériau de 4 mm.
- Assemblage dans lesquels il y a compatibilité du point de vue des caractéristiques mécaniques entre le métal d'apport et le métal de base.

6.6.2. Géométrie et dimensions

6.6.2.1. Type de soudures

(1) les soudures sont généralement classées (voir tableau 66.1) en

- soudures d'angle
- soudures en entaille
- soudures en bout
- soudures en bouchon

6.6.2.2. Soudures d'angle

- (1) Les soudures d'angles peuvent être utilisées pour assembler des éléments dont les faces de fusion forment un angle compris entre 60° et 120° .
- (2) Des angles inférieurs à 60° sont également admis. Toutefois dans ces cas, la soudure sera considérée comme une soudure en bout à pénétration partielle.
- (3) Les soudures d'angle avec un angle supérieur à 120° ne doivent pas être considérées aptes à transmettre des efforts.
- (4) Des cordons discontinus de soudure d'angle peuvent être utilisés sous réserve que l'ambiance soit non corrosive et que les exigences sur les longueurs des cordons d'extrémités et les longueurs libres entre cordons de la figure 66.1 soient satisfaites.
- (5) Une soudure d'angle réalisée d'un seul côté ne doit pas être utilisée pour transmettre un moment fléchissant d'axe parallèle à la direction longitudinale du cordon si celui-ci provoque une traction à la racine de la soudure; elle ne doit pas non plus transmettre un effort de traction significatif, perpendiculaire à la direction longitudinale de la soudure, qui produirait effectivement ce type de moment fléchissant.

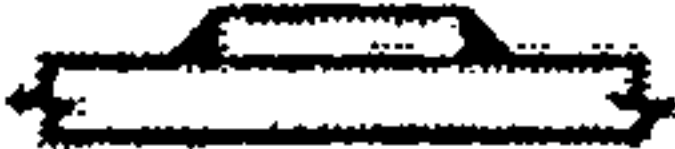
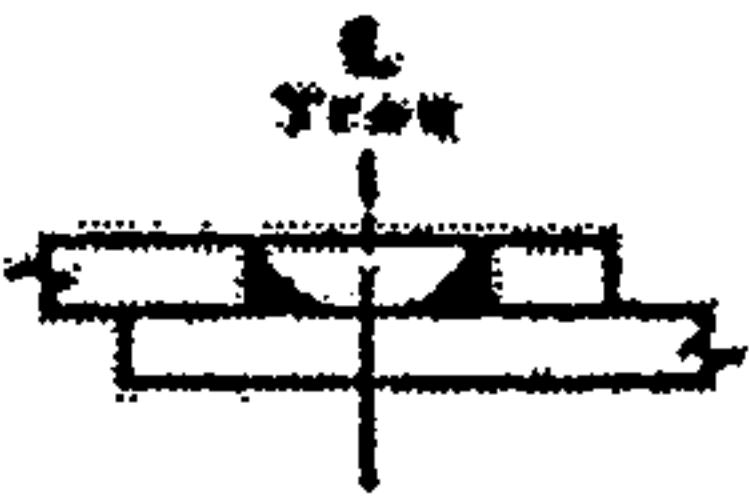
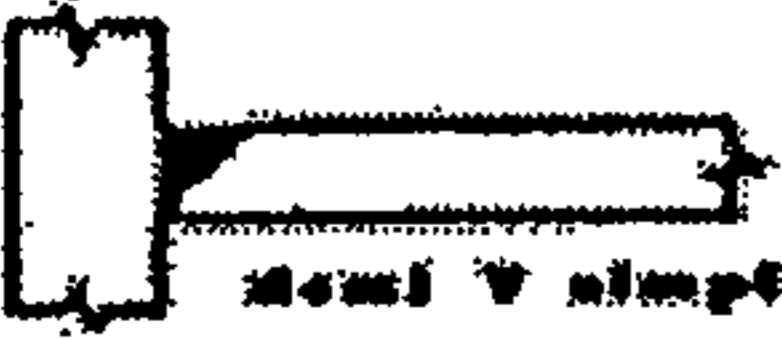
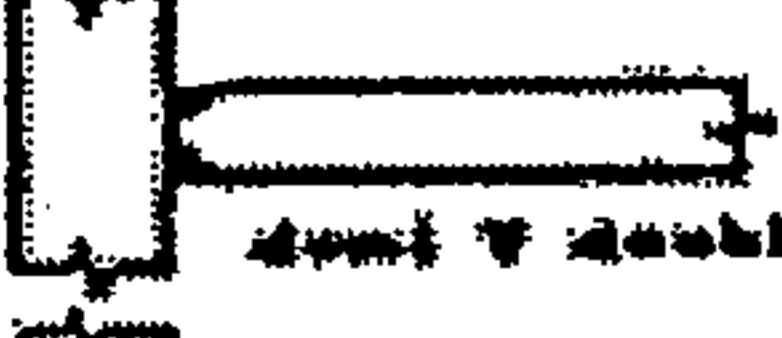
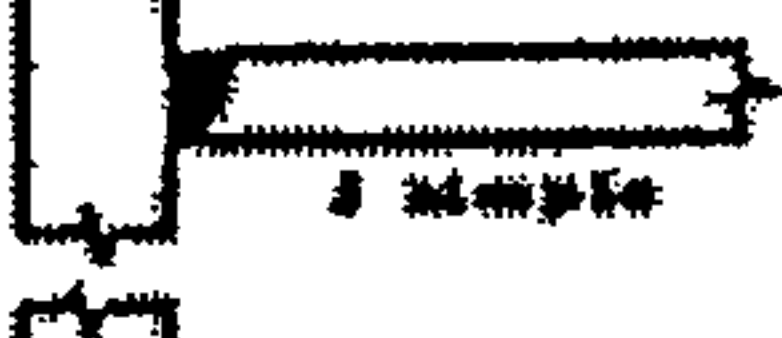
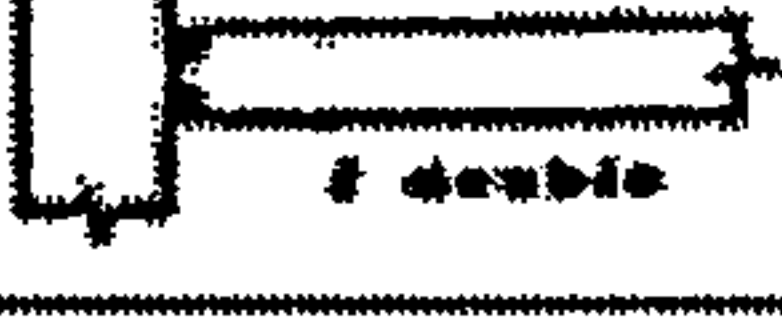
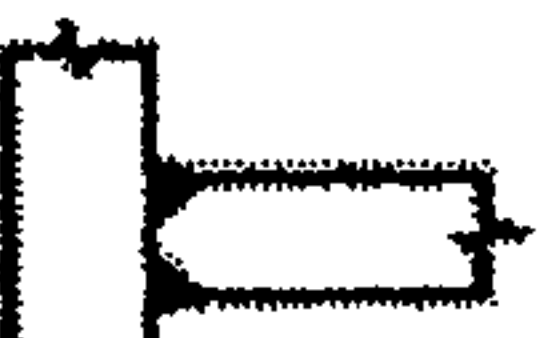
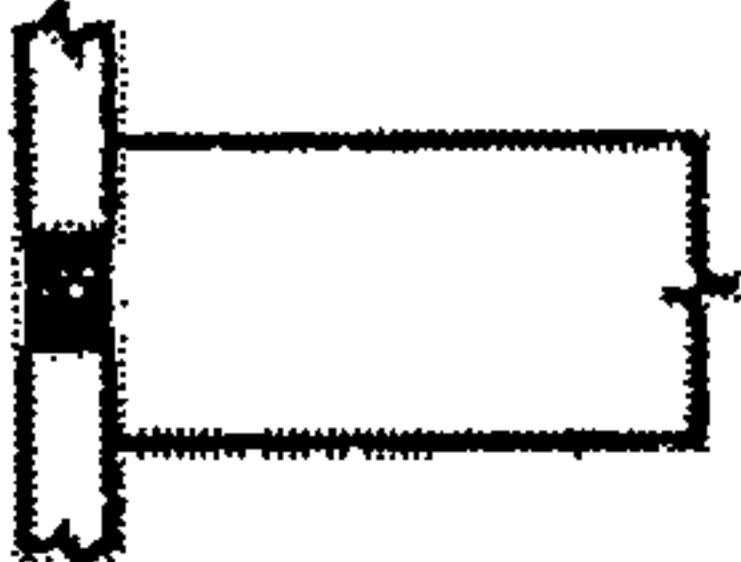
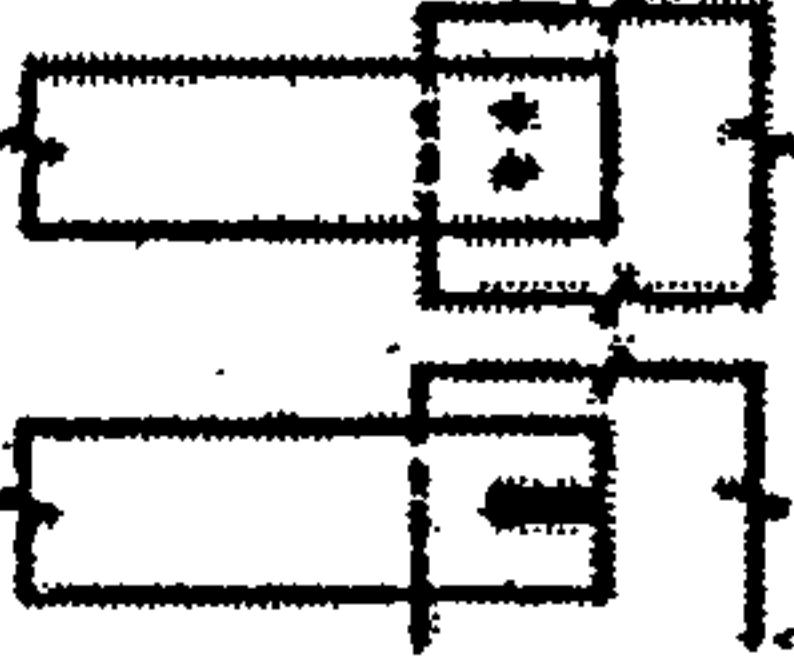
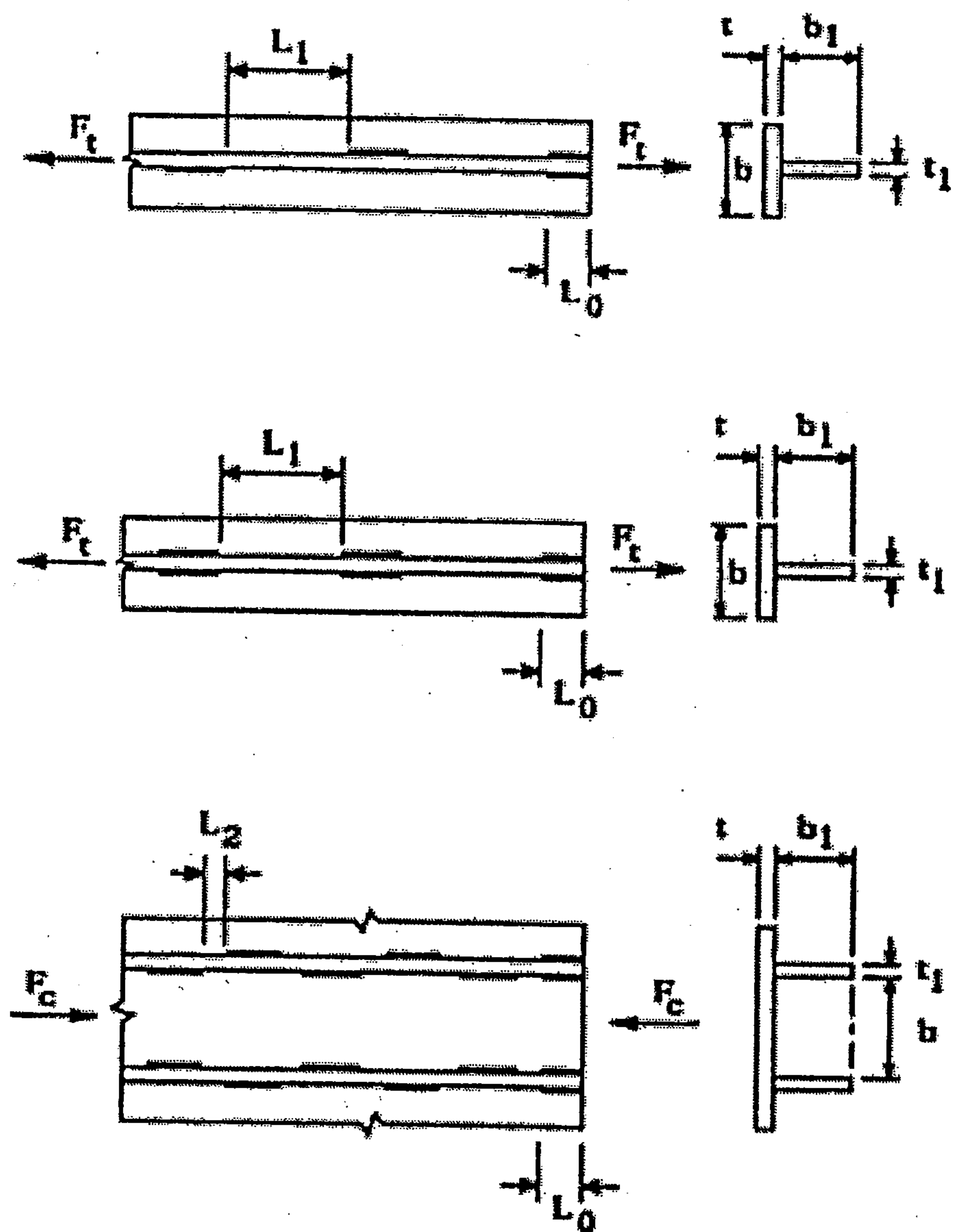
Type de soudure	Type d'assemblage		
	assemblage bout-à-bout	assemblage en T	assemblage à clin
soudure d'angle			
soudure en entaille			
soudure en bout à pleine pénétration ^{*)}	 V simple  V double  U simple  U double	 demi V simple  demi V double  J simple  J double	
soudure en bout à pénétration partielle ^{*)}	 V double  U double	 demi V double	
soudure en bouchon			

Tableau 66.1 : Types courants d'assemblages soudés



$L_0 \geq$ la plus petite des valeurs $0,75b$ et $0,75b_1$
 $L_1 \leq$ la plus petite des valeurs $16t$, $16t_1$ et 200 mm
 $L_2 \leq$ la plus petite des valeurs $12t$, $12t_1$, $0,25b$ et 200 mm

Figure 66.1 : Soudures d'angle discontinues

(6) Il faut éviter l'utilisation de cordon unique de soudure d'angle pour transmettre un effort de traction perpendiculaire à l'axe longitudinale de ce cordon (voir fig.66.2) sinon l'excentrement du cordon doit être pris en compte.

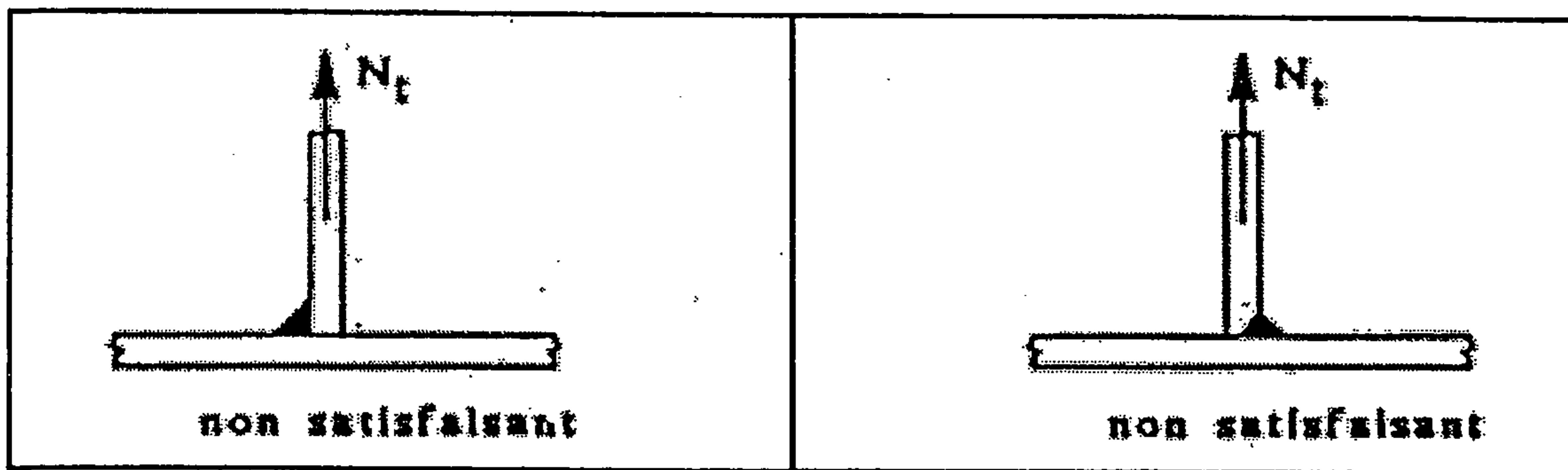


Figure 66.2 : Cordons de soudure d'un seul côté dispositions à éviter

6.6.2.3. Soudures en entaille

(1) Les soudures en entaille, constituées de soudures d'angle réalisées dans des trous circulaires ou allongés, ne peuvent être utilisées que pour transmettre des efforts de cisaillement ou pour éviter le voilement ou la séparation de parties qui se recouvrent.

La figure 66.3 précise ce que l'on entend par ce type de soudure.

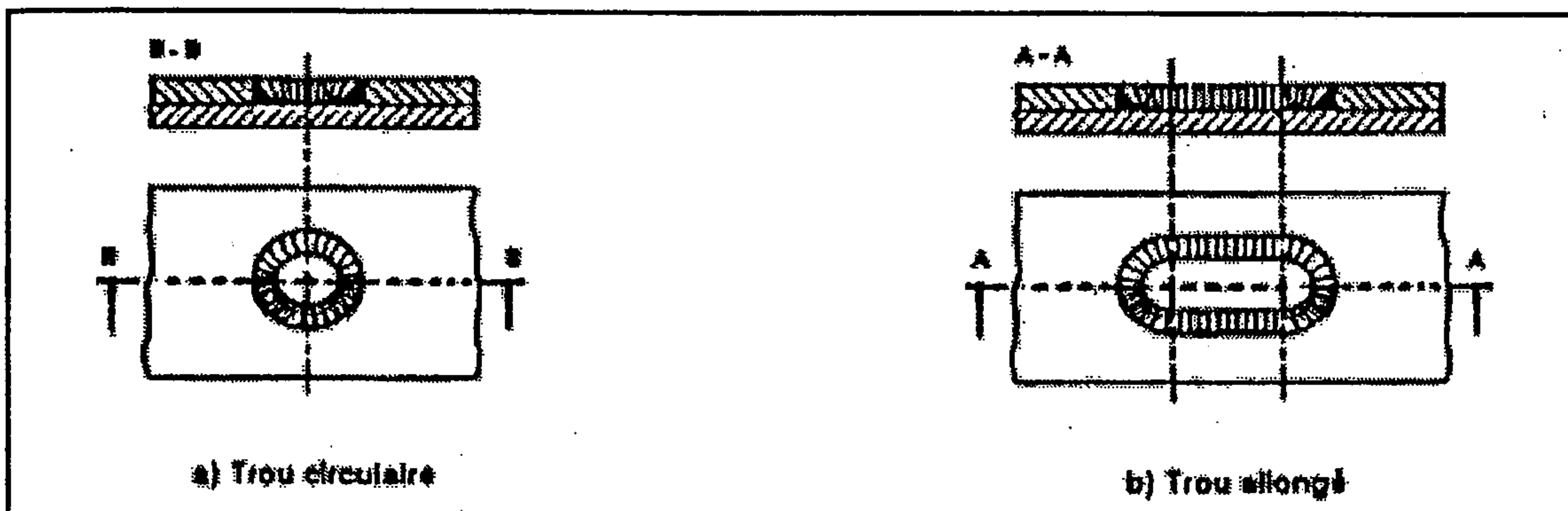


Figure 66.3: Soudures en entaille

(2) Le diamètre du trou circulaire d'une soudure en entaille, ou la largeur du trou allongé, ne doit pas être inférieur à quatre fois l'épaisseur de l'élément perforé.

(3) Les extrémités de l'entaille doivent être semi-circulaires, à l'exception de cas où celle-ci se prolonge jusqu'au bord de l'élément concerné.

6.6.2.4. Soudures en bout

(1) On entend par soudure en bout à pleine pénétration, un cordon à pénétration complète dont la fusion avec le métal de base occupe toute l'épaisseur du joint.

(2) On entend par soudure à pénétration partielle, dans un assemblage en bout,

une soudure en bout dont la pénétration est inférieure à l'épaisseur du métal base.

(3) L'alinéa (5) § 6.6.2.2. s'applique également pour les soudures en bout à pénétration partielle d'un seul côté.

(4) Il faut éviter l'utilisation de soudure en bout à pénétration partielle d'un seul côté telle que montrée sur la figure 66.2 sinon l'excentrement doit être pris en compte.

(5) Les cordons discontinus de soudure en bout ne doivent pas être utilisés.

6.6.2.5. Soudures en bouchon

(1) Les soudures en bouchon réalisées dans des trous circulaires ou allongés (voir figure 66.4) ne doivent pas être utilisées pour reprendre un effort de traction mais peuvent être utilisées :

- pour transmettre un effort de cisaillement,
- pour empêcher le voilement ou la séparation des parties qui se recouvrent,
- pour lier les composants d'éléments composés.

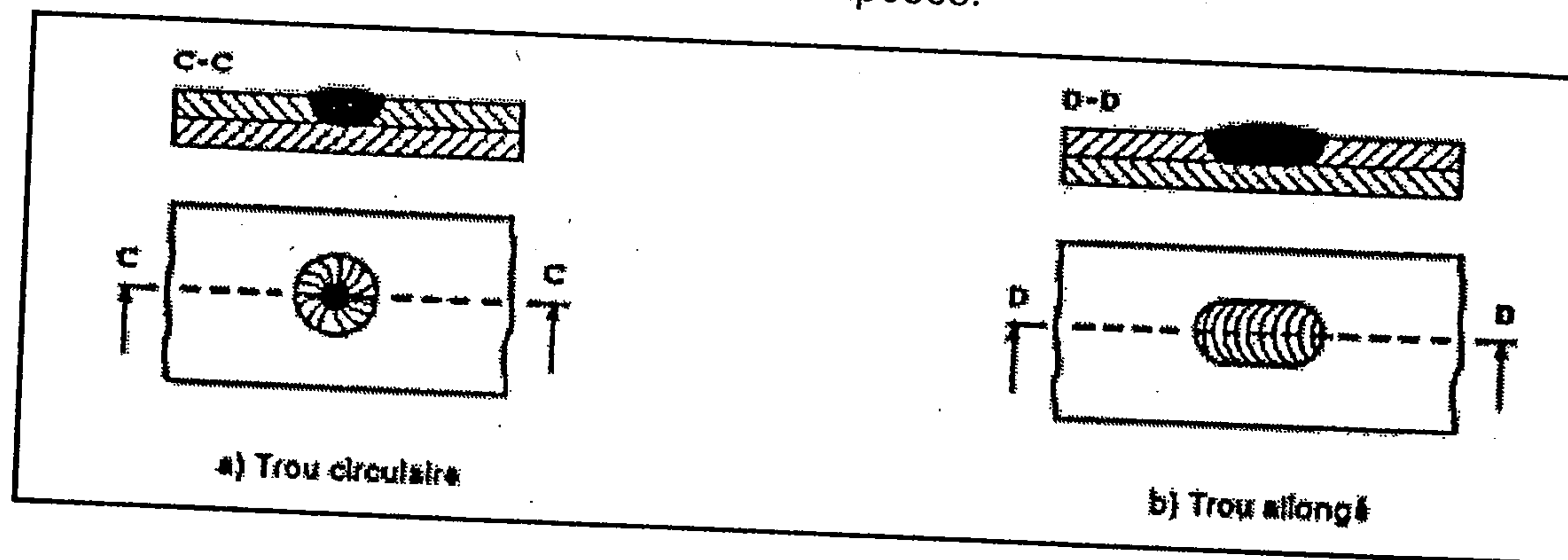


Figure 66.4: Soudures en bouchon

(2) Dans une soudure en bouchon, le diamètre du trou circulaire ou la largeur du trou allongé, doit être au moins égal à l'épaisseur de l'élément perforé plus 8 mm.

(3) L'épaisseur d'une soudure en bouchon pratiquée dans un élément d'épaisseur inférieure ou égale à 16 mm doit être égale à l'épaisseur de l'élément. Pour des éléments ayant plus de 16 mm d'épaisseur, l'épaisseur de la soudure doit être égale au moins à la moitié de l'épaisseur du matériau sans être inférieure à 16 mm.

(4) La distance entre centres de soudure ne doit pas dépasser la valeur limite pour prévenir le risque de voilement local.

6.6.3. Arrachement lamellaire

(1) Il faut éviter, autant que possible, les dispositions susceptibles de provoquer des

contraintes à travers l'épaisseur des pièces assemblées provenant d'un soudage exécuté sous des conditions de bridages.

(2) Si des contraintes de traction perpendiculaires à la surface soudée (dues à des charges extérieures ou à des contraintes résiduelles de soudage) sont présentes dans une partie plate de plus de 15 mm d'épaisseur alors on devra éviter le risque d'arrachement lamellaire en jouant simultanément sur le mode opératoire de soudage, les caractéristiques mécaniques du matériau dans le sens travers-court et la disposition de l'assemblage (voir fig. 66.5).

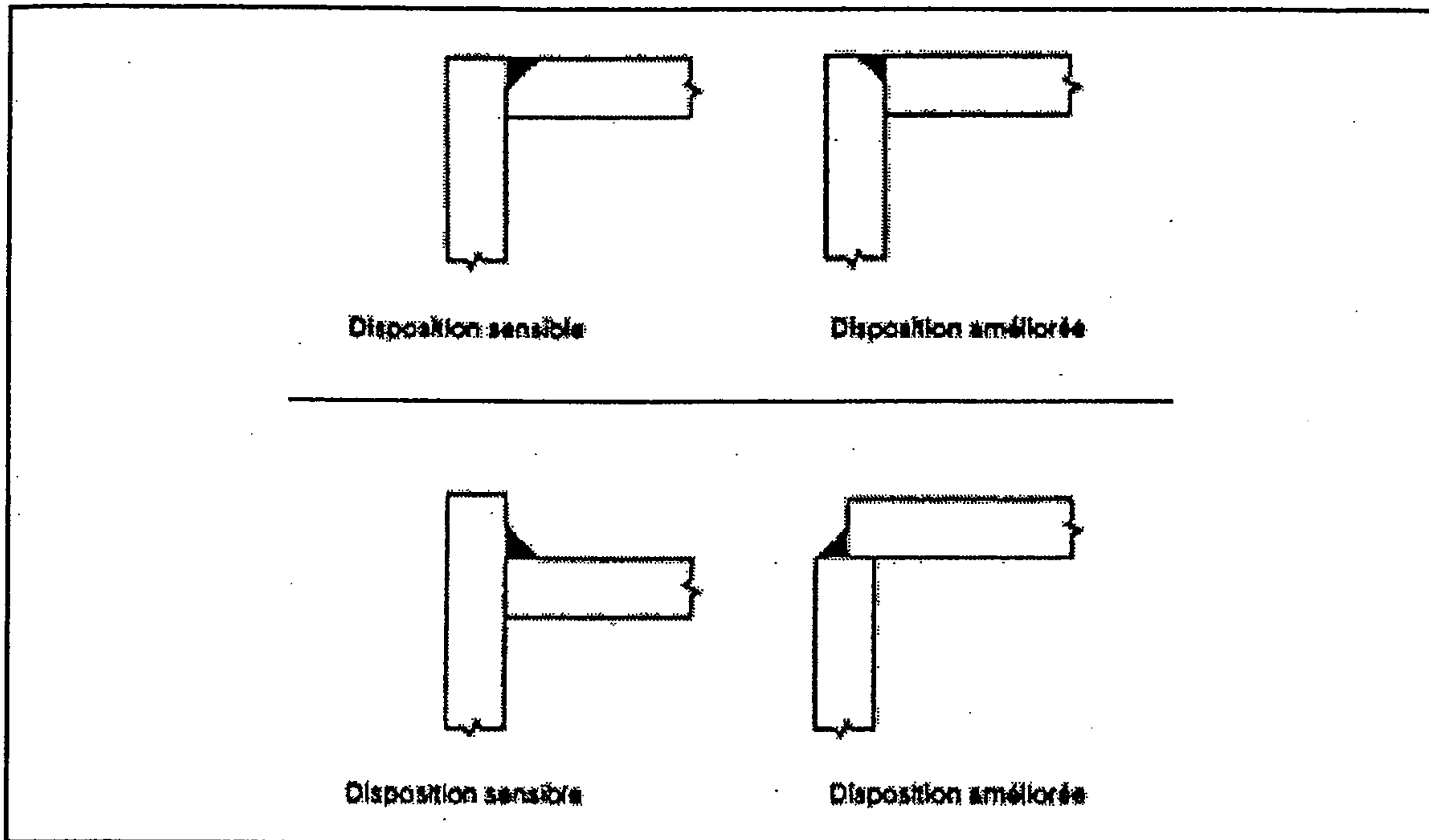


Figure 66.5 : Dispositions évitant l'arrachement lamellaire

6.6.4. Répartition des efforts

(1) La répartition des efforts dans un assemblage soudé doit être déterminée en se fondant sur l'hypothèse d'un comportement élastique.

(2) Les assemblages soudés doivent être conçus et dimensionnés de manière à présenter une capacité suffisante de déformation.

(3) Dans les noeuds où des rotules plastiques sont susceptibles de se former, les soudures doivent être dimensionnées afin de fournir au moins la même résistance de calcul que la plus faible des parties assemblées.

(4) Dans les autres noeuds où une capacité de rotation est requise dans l'éventualité d'une déformation importante la résistance de calcul de la soudure ne doit pas être inférieure à 80 % de la résistance de calcul de la plus faible des parties assemblées.

6.6.5. Résistance de calcul des soudures d'angle

6.6.5.1. Longueur utile

(1) La longueur utile d'un cordon de soudure d'angle sera prise égale à sa longueur réelle hors tout, incluant les retours à ses extrémités. A condition que le cordon garde son épaisseur entière sur toute la longueur, aucune réduction de la longueur utile n'est nécessaire, ni au début ni à la fin de la soudure.

(2) Les soudures de longueur utile plus courte que 6 fois l'épaisseur de la gorge ou 40 mm, en considérant la plus grande de ces 2 valeurs, ne doivent pas être prises en compte pour la transmission des efforts.

6.6.5.2. Dimension de gorge

(1) L'épaisseur utile ou gorge "a" d'une soudure d'angle sera prise égale à la hauteur du plus grand triangle pouvant être inscrit entre les faces de fusion et la surface du cordon mesurée perpendiculairement à son côté extérieur (voir fig.66.6).

(2) La gorge d'un cordon de soudure d'angle ne doit pas être inférieure à 3 mm.

(3) Dans le cas d'une soudure d'angle réalisé par un procédé automatique à arc submergé, la gorge peut être augmentée de 20 % ou de 2 mm, en adoptant la plus petite de ces valeurs

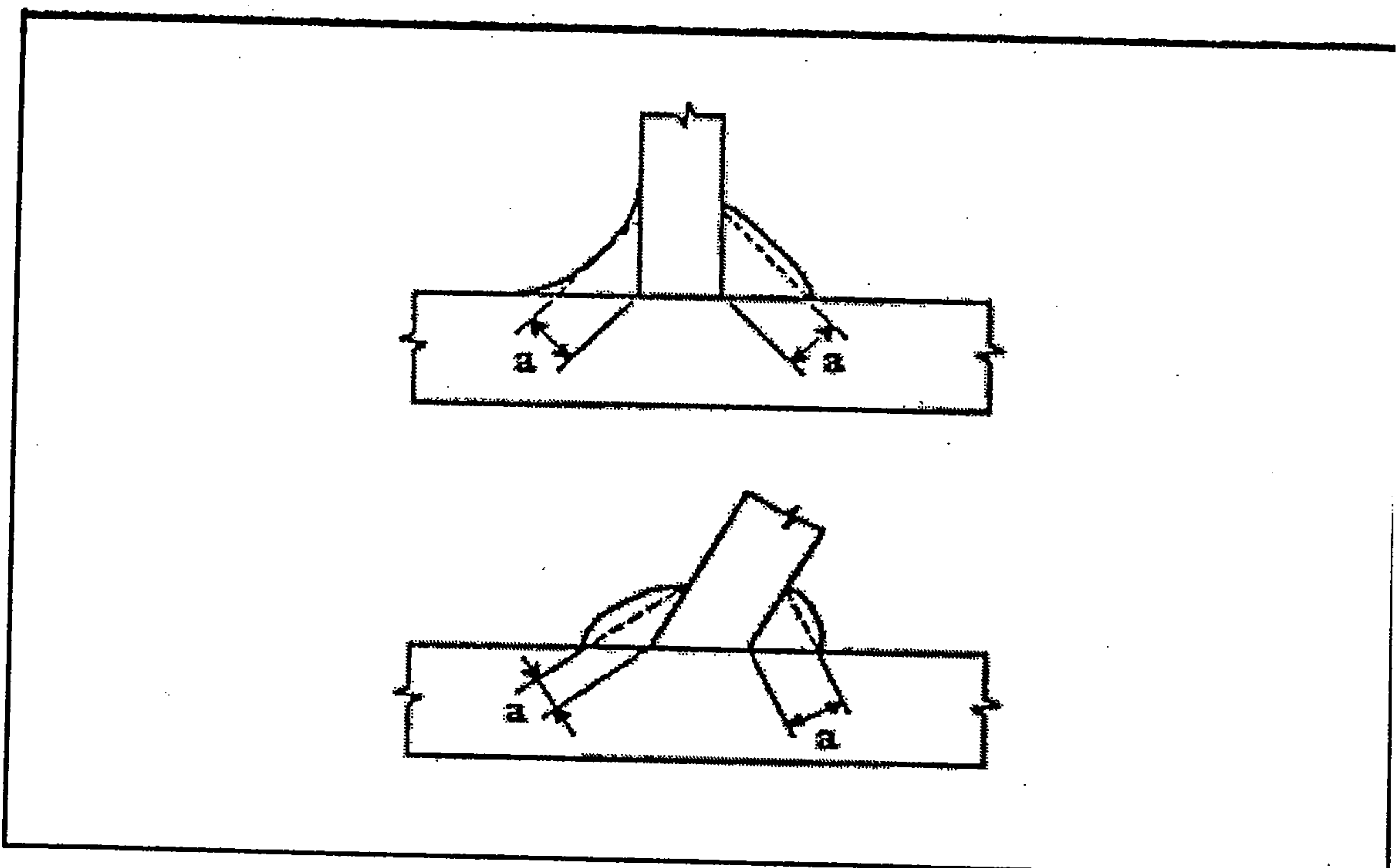


Figure 66.6 : Gorge a de soudures

6.6.5.3. Résistance de calcul par unité de longueur

(1) La résistance d'un cordon d'angle peut être considérée adéquate si en tout point de sa longueur, la résultante de tous les efforts par unité de longueur transmis par la soudure ne dépasse pas sa résistance de calcul $F_{w,Rd}$.

(2) Indépendamment de l'orientation de la soudure, la résistance de calcul par unité de longueur $F_{w,Rd}$ sera déterminée par la formule :

$$F_{w,Rd} = F_{vw,d} \cdot a \dots\dots\dots (6.9)$$

$$F_{vw,d} = f_u / (\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{Mw}) \dots\dots\dots (6.10)$$

où $F_{vw,d}$: résistance de calcul d'une soudure d'angle au cisaillement

f_u : valeur nominale de la résistance ultime en traction de la plus faible des parties assemblées

β_w : facteur de corrélation approprié qui prend les valeurs suivantes :

Nuance d'acier	Fe 360	Fe 430	Fe 510
β_w	0,80	0,85	0,90

(3) En alternative, la résistance d'une soudure d'angle peut être vérifiée par la méthode présentée en annexe C

6.6.6. Résistance de calcul des soudures en bout

6.6.6.1. Soudure en bout à pleine pénétration

(1) La résistance de calcul d'une soudure bout à bout à pleine pénétration doit être prise égale à la résistance de calcul de la plus faible des parties assemblées.

6.6.6.2. Soudure en bout à pénétration partielle

(1) La résistance de calcul d'une soudure en bout à pénétration partielle doit être déterminée de la même façon que pour une soudure d'angle à forte pénétration.

(2) En général, lorsque la préparation du cordon de soudure est de type U, V, J ou à chanfrein, la gorge a doit être prise égale à la profondeur nominale de pénétration moins 2 mm (voir fig. 66.7).

6.6.6.3. Assemblages en T

(1) La résistance d'un assemblage en T, comportant une paire de soudures à pénétration partielle renforcées par des soudures d'angle superposées, peut être vérifiée comme suit :

- de la même façon que celle d'une soudure bout à bout à pleine pénétration si les conditions indiquées sur la figure 66.8 (a) sont remplies.
- sinon de la même façon que pour un cordon d'angle à forte pénétration. La gorge doit être prise égale à sa valeur nominale moins 2 mm (voir fig. 66.8 (b)).

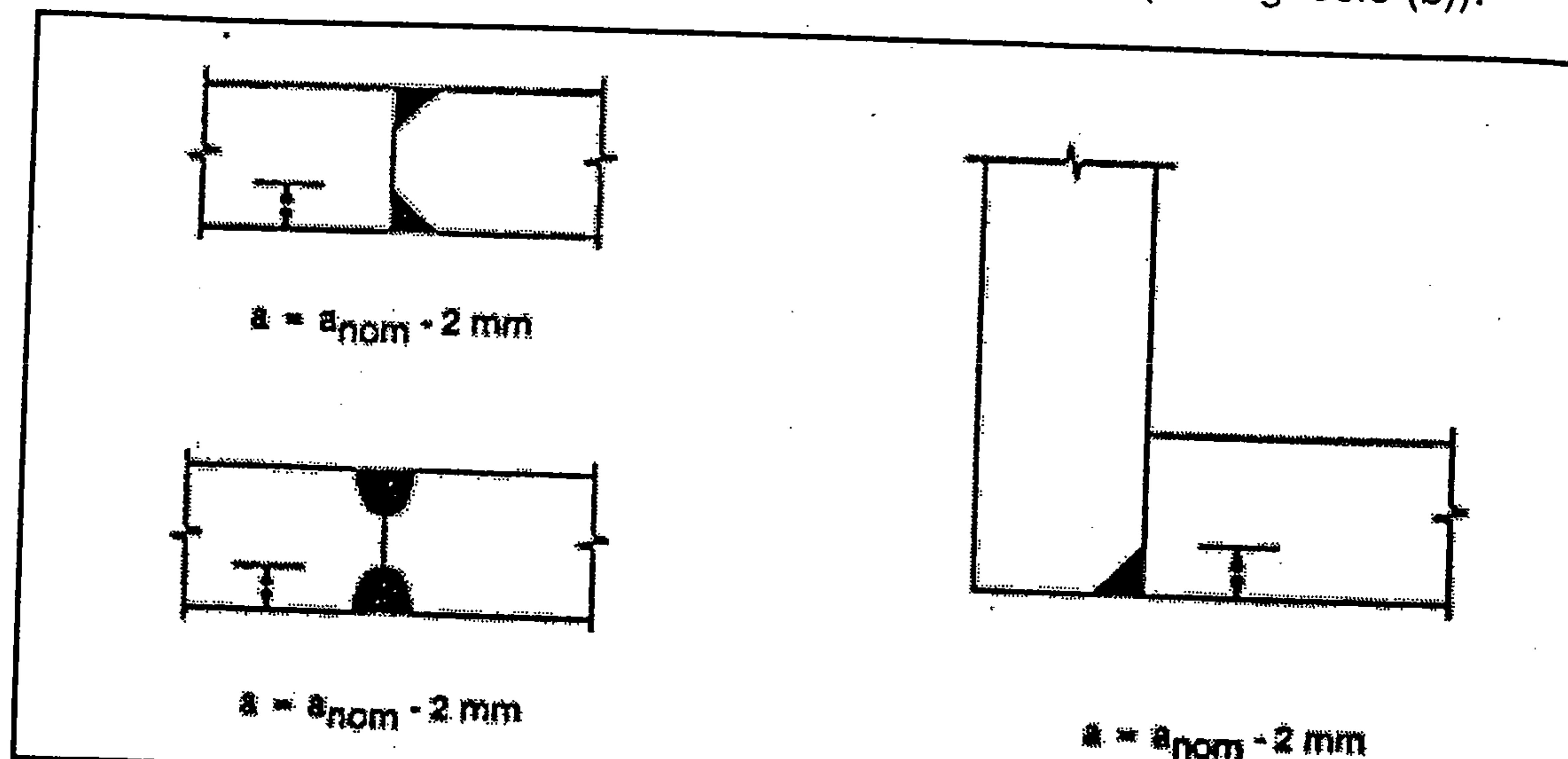


Figure 66.7 : Soudure en bout à pénétration partielle

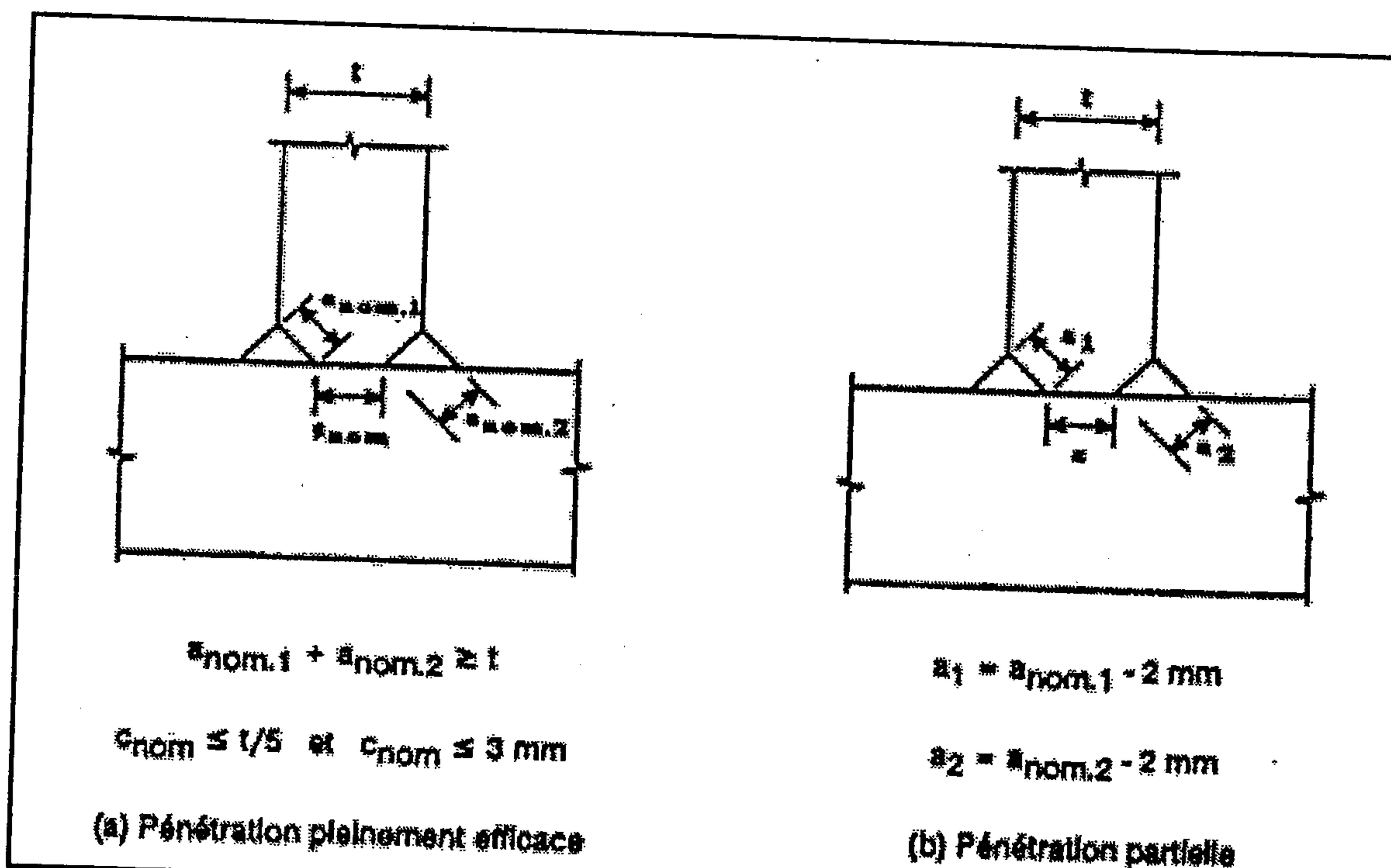


Figure 66.8 : Soudures en bout dans un assemblage en T

6.6.7. Résistance de calcul des soudures en bouchon

(1) La résistance de calcul $F_{w,Rd}$ d'une soudure en bouchon doit être prise égale à $[F_{vw,d} \cdot A_w]$ où $F_{vw,d}$ est la résistance de calcul de la soudure au cisaillement (voir 6.6.5.3).

(2) L'aire efficace A_w d'une soudure en bouchon doit être prise égale à l'aire du trou

6.6.8. Assemblages sur des semelles non raidies

(1) Dans l'assemblage en T d'un plat sur une semelle non raidie d'un profilé I, H ou en caisson, on doit considérer une largeur efficace (réduite), aussi bien pour le métal de base que pour les cordons de soudures (voir fig. 66.9).

(2) Pour un profilé I ou H, la largeur efficace b_{eff} est déterminées par la relation :

$$b_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} t_w + 2r + 7t_f \\ t_w + 2r + 7 \left(\frac{t_f^2}{t_p} \right) \cdot \left(\frac{f_y}{f_{yp}} \right) \end{array} \right. \dots\dots\dots (6.11)$$

où f_y : résistance de calcul de l'élément

f_{yp} : résistance de calcul du plat.

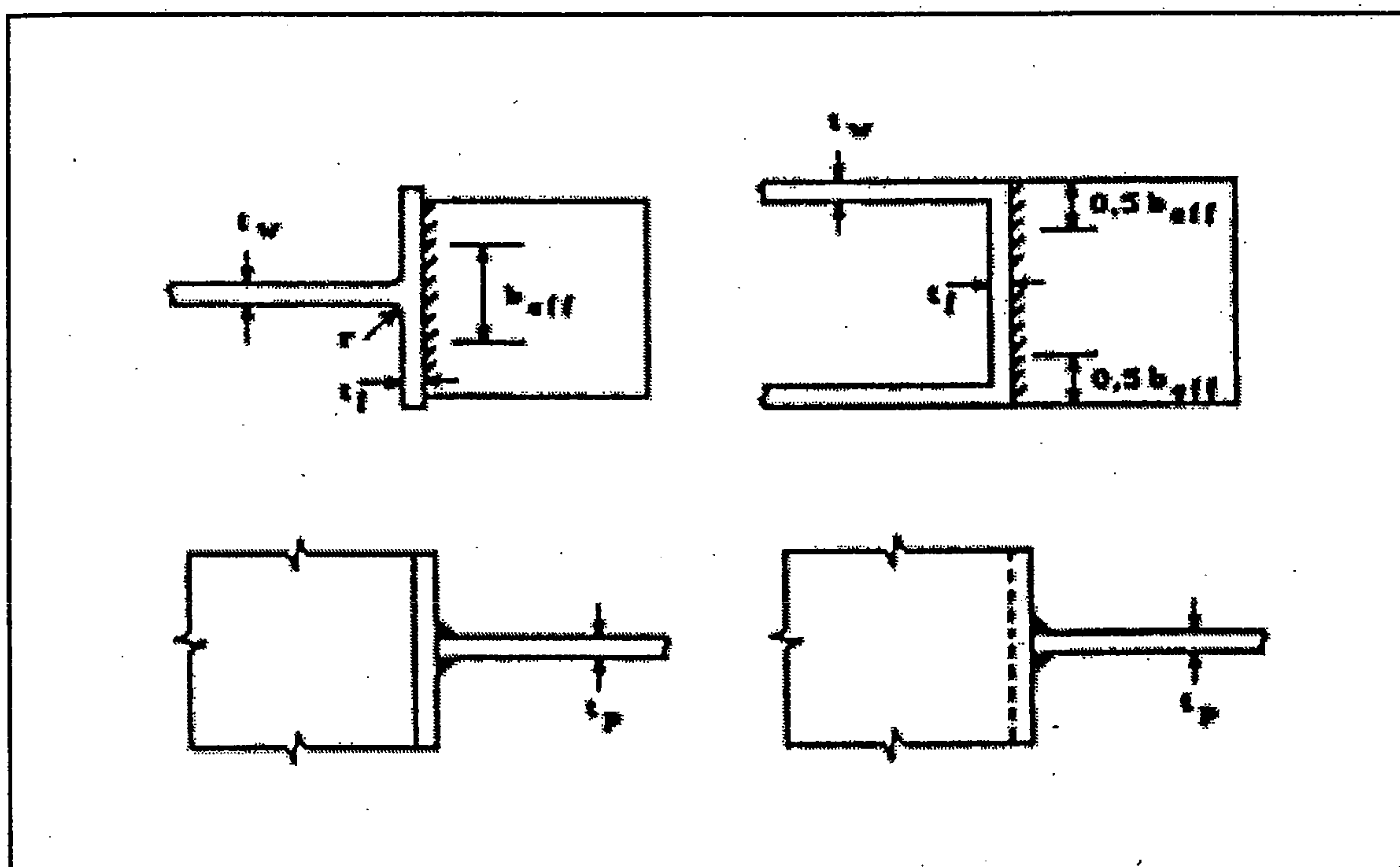


Figure 66.9 : Largeur efficace dans un assemblage en T non raidi

- (3) Si b_{eff} est inférieure à 0,7 fois la largeur réelle, il convient de raidir l'assemblage.
- (4) Pour une section en caisson, b_{eff} est déterminée par la relation :

$$b_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2t_w + 5t_f \\ 2t_w + 5 (t_f^2 / t_p) \cdot (f_y / f_{yp}) \end{array} \right. \dots\dots\dots (6.)$$

- (5) La résistance de calcul par unité de longueur, des soudures assemblant le plat à la semelle ne doit pas être inférieure à la résistance de calcul du plat par unité de largeur.

6.6.9. Assemblages longs

- (1) Dans les joints à clin, la résistance de calcul d'une soudure d'angle sera réduite en la multipliant par un facteur minorateur β_{Lw} , afin de tenir compte des effets de la répartition non uniforme des contraintes sur sa longueur.
- (2) Cette disposition ne s'applique pas lorsque la répartition des contraintes le long du cordon correspond à la répartition des contraintes dans le métal de base adjacent comme, par exemple, dans le cas d'une soudure assemblant la semelle à l'âme d'une poutre à âme pleine.
- (3) Le facteur β_{Lw} prend les valeurs suivantes :

- assemblages à clin de longueur de recouvrement $L_j > 150.a$

$$\beta_{Lw.1} = 1,2 - 0,2 L_j / (150 a) \dots\dots\dots (6.13)$$
 mais $\beta_{Lw.1} \leq 1.0$
 L_j : longueur hors tout du recouvrement dans la direction de transmission de l'effort

- soudures d'angle de longueur $L_w > 1.7$ m qui attachent des raidisseurs transversaux dans les éléments composés.

$$0,6 \leq \beta_{Lw.2} = 1,1 - L_w / 17 \leq 1.0 \dots\dots\dots (6.14)$$
 où L_w : longueur, en mètres, de la soudure

6.7. ASSEMBLAGES HYBRIDES

6.7.1. Principes généraux

- (1) Lorsque des éléments d'attache différents sont utilisés pour reprendre un même effort, ou lorsque des soudures ou des éléments d'attache (boulon) sont combinés (voir fig. 67.1) on doit normalement faire le calcul et le dimensionnement de sorte qu'un seul type de fixation reprenne l'effort total.
- (2) Par exception, on peut supposer que les boulons précontraints à haute résistance utilisés dans des assemblages résistant au glissement à l'état limite ultime

(catégorie C) et les soudures reprennent ensemble l'effort, à condition que le serrage final des boulons soit effectué après le soudage.

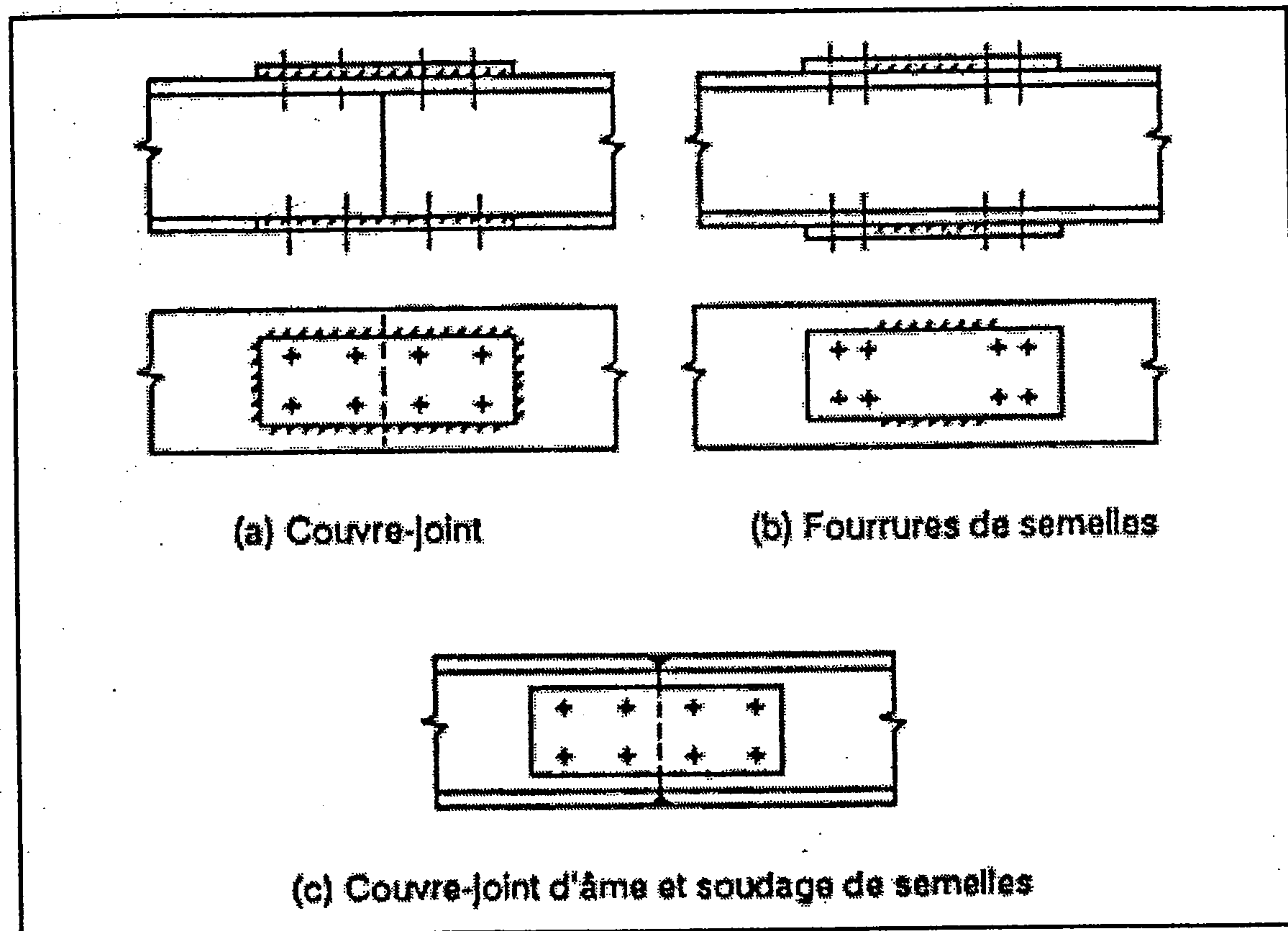


Figure 67.1 : Assemblages hybrides

6.8. COUVRE-JOINTS

6.8.1. Généralités

- (1) Les couvre-joints ou éclisses doivent être calculés et dimensionnés pour assurer la continuité des éléments assemblés.
- (2) Toutes les fois que cela est possible, les éléments doivent être disposés de sorte que les axes des couvre-joints coïncident avec les axes des éléments. En présence d'un excentrement, les efforts qui en résultent doivent être pris en compte.

6.8.2. Couvre-joints d'éléments comprimés

- (1) Lorsque les éléments ne sont pas préparés pour transmettre l'effort par un contact direct, on doit prévoir des pièces d'assemblage capables de transmettre les sollicitations présentes au droit du joint y compris les moments dus à l'excentricité imposée, aux imperfections initiales et aux déformations du second ordre.

(2) Lorsque les éléments sont préparés pour un contact direct, le couvre-joint doit être dimensionné pour assurer la continuité de la rigidité selon les 2 axes de la section et résister à tout effort de traction quand, pour une raison quelconque, il existe des moments, y compris ceux indiqués en (1).

(3) L'alignement d'extrémités aboutées doit être maintenu par des plats de recouvrement ou d'autres moyens. Les plats et leurs éléments d'attache doivent être dimensionnés pour reprendre un effort au niveau de ces extrémités aboutées, agissant dans toute direction perpendiculaire à l'axe de l'élément et qui ne saurait être inférieur à 2.5 % de l'effort de compression dans cet élément.

6.8.3. Couvre-joints d'éléments tendus

(1) Un couvre-joint d'élément tendu doit être dimensionné pour transmettre toutes les sollicitations auxquelles l'élément est soumis.

6.9. PIEDS DE POTEAUX

6.9.1. Plaques d'assise

(1) Les poteaux doivent être munis de plaques d'assises capables de répartir les efforts de compression du poteau sur une aire d'appui de telle sorte que la pression de contact ne dépasse pas la résistance de calcul de la liaison.

(2) La résistance de calcul de la liaison entre la plaque d'assise et la fondation doit être déterminée en tenant compte des propriétés et des dimensions à la fois du mortier et de la fondation en béton.

6.9.2. Tiges d'ancrage

(1) Des tiges d'ancrages doivent être mises en place, si cela s'avère nécessaire, afin de résister aux effets des actions de calcul. Elles doivent être dimensionnées pour résister convenablement à la traction due aux forces de soulèvement et aux moments de flexion.

(2) Lors du calcul des efforts internes dus aux moments de flexion, le bras de levier ne doit pas être pris supérieur à la distance entre le centre de gravité de l'aire de l'appui du côté comprimé et le centre de gravité du groupe des tiges d'ancrage du côté tendu, les tolérances sur les positions des tiges d'ancrage étant prises en compte.

Cette clause relative au bras de levier ne doit s'appliquer que dans le cadre d'une distribution plastique des efforts des tiges d'ancrage et des contraintes de l'aire de contact de la plaque d'assise avec la fondation.

(3) Les tiges d'ancrages doivent être ancrées dans la fondation par un crochet , par une plaque de type 'rondelle' ou par toute autre pièce noyée dans le béton et assurant une répartition adéquate des efforts.

(4) Si des éléments spéciaux pour résister à l'effort tranchant n'ont pas été prévus, tels que des connecteurs de type 'bêche ' ou des 'ronds pleins' , il doit être démontré qu'une résistance suffisante pour transmettre l'effort tranchant entre le poteau et la fondation est assurée par l'un des moyens suivants:

- résistance par frottement de la liaison entre la plaque d'assise et la fondation,
- résistance au cisaillement des tiges d'ancrage,
- résistance au cisaillement à l'aide de la partie entourant la fondation.

Lorsque l'effort tranchant entre le poteau et la fondation est repris par cisaillement des tiges d'ancrage, il y a lieu d'effectuer également une vérification vis-à-vis du risque d'éclatement du béton sous l'effet de la pression diamétrale

6.9.3 Règles d'application

(1) Les principes de calcul des pieds de poteaux donnés dans ce paragraphe peuvent être satisfaits en appliquant les règles présentées dans l'annexe C.

Les règles présentées dans cette annexe ne concernent, en fait, que les pieds de poteaux articulés.

(2) *D'autres règles peuvent également être appliquées, à condition qu'elles soient en accord avec les mêmes principes, et que l'on puisse démontrer qu'elles conduisent au moins au même niveau de sécurité.*

ANNEXE A.

LONGUEUR DE FLAMBEMENT D'UN ELEMENT COMPRIME

A. 1 Bases

- (1) La longueur de flambement ℓ d'un élément comprimé est la longueur d'un élément bi-articulé (extrémités maintenues vis-à-vis du mouvement latéral, mais libre de tourner), par ailleurs similaire, ayant la même résistance au flambement.
- (2) A défaut d'information plus précises, on peut adopter, en se plaçant en sécurité la longueur théorique de flambement élastique.
- (3) Une longueur de flambement équivalente peut être utilisée pour ramener le calcul de la résistance au flambement d'un élément soumis à une compression non uniforme à celui d'un élément, par ailleurs similaire, soumis à une compression uniforme.
- (4) Une longueur de flambement équivalente peut également être utilisée pour ramener le calcul de la résistance au flambement d'un élément de section transversale variable à celui d'un élément de section constante, sous conditions similaires de chargement et d'encastrement.

A.2 Poteaux d'ossatures de bâtiment

- (1) La longueur de flambement ℓ d'un poteau dans un mode d'instabilité à noeuds fixes peut être obtenue à partir de la figure A.2.1.
- (2) La longueur de flambement ℓ d'un poteau dans un mode d'instabilité à noeuds déplaçables peut être obtenue à partir de la figure A.2.2.
- (3) En ce qui concerne les modèles théoriques présentés à la figure A.2.3, les facteurs de distribution de rigidité η_1 et η_2 sont obtenus par les formules :

$$\eta_1 = K_c / (K_c + K_{11} + K_{12}) \dots\dots\dots (A.1)$$

$$\eta_2 = K_c / (K_c + K_{21} + K_{22}) \dots\dots\dots (A.2)$$

ou K_c = rigidité I/L du poteau
et K_{ij} = rigidité effectives des poutres

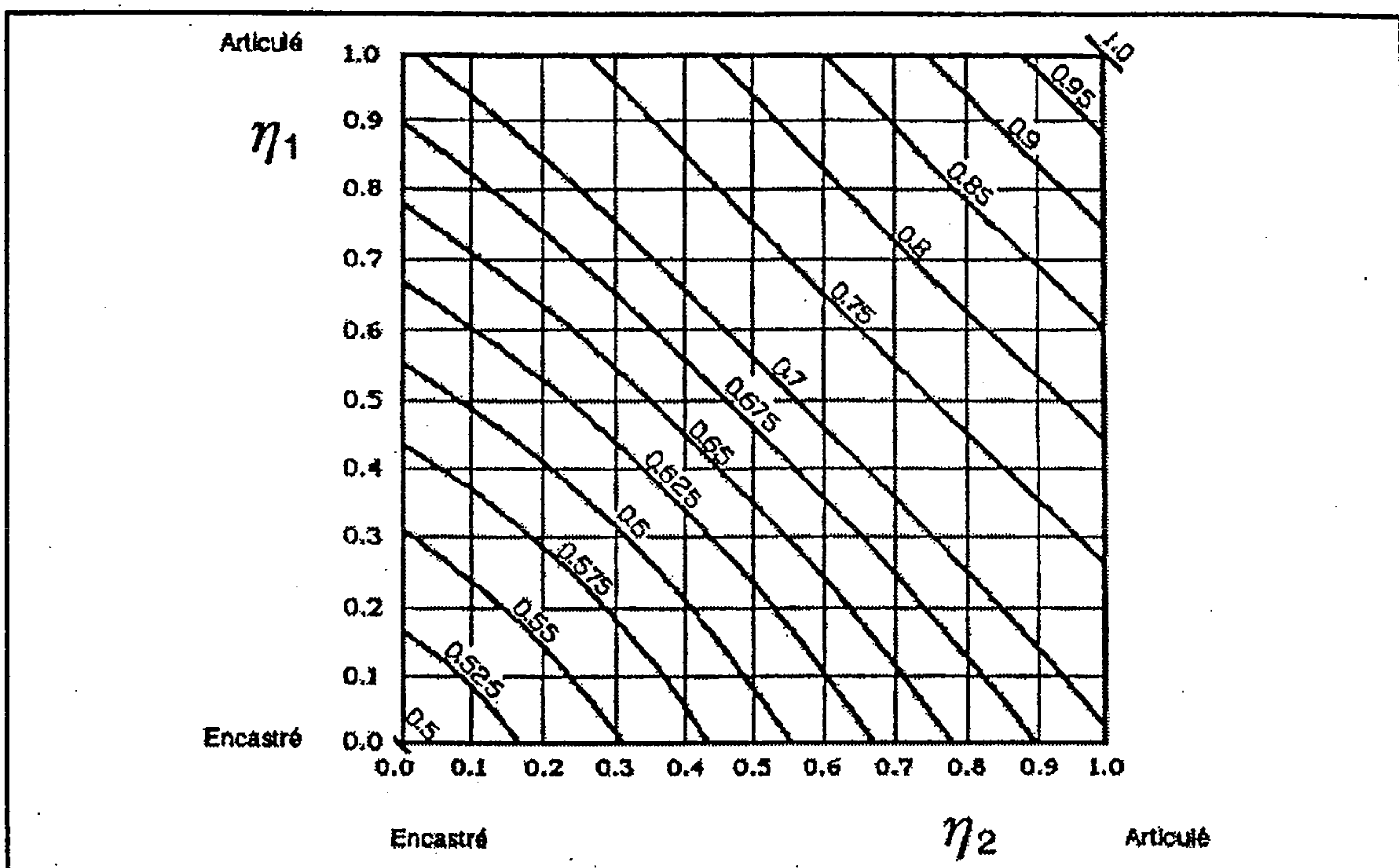


Figure A.2.1 - Rapport ℓ/L de longueur de flambement d'un poteau dans un mode à noeuds fixes

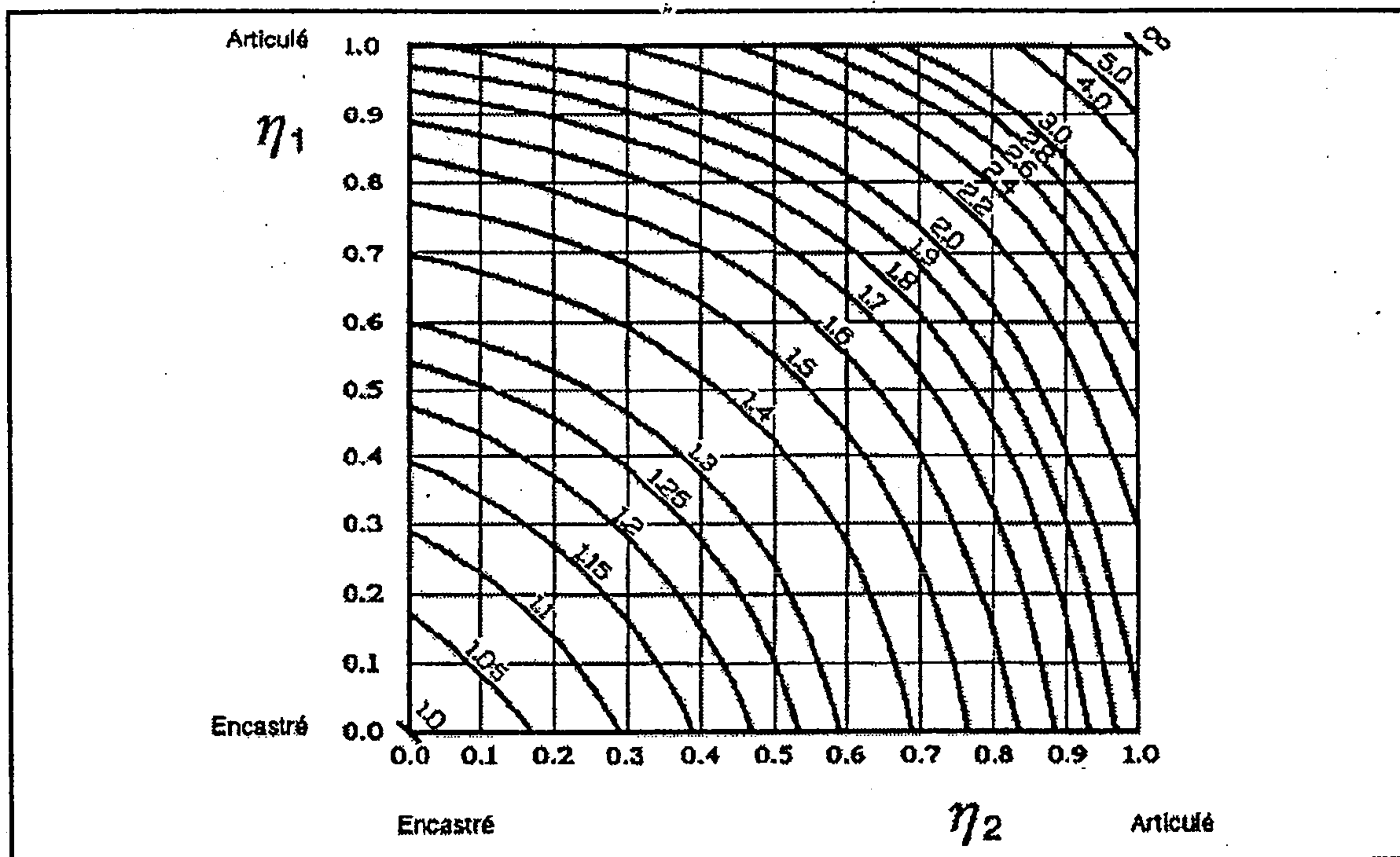
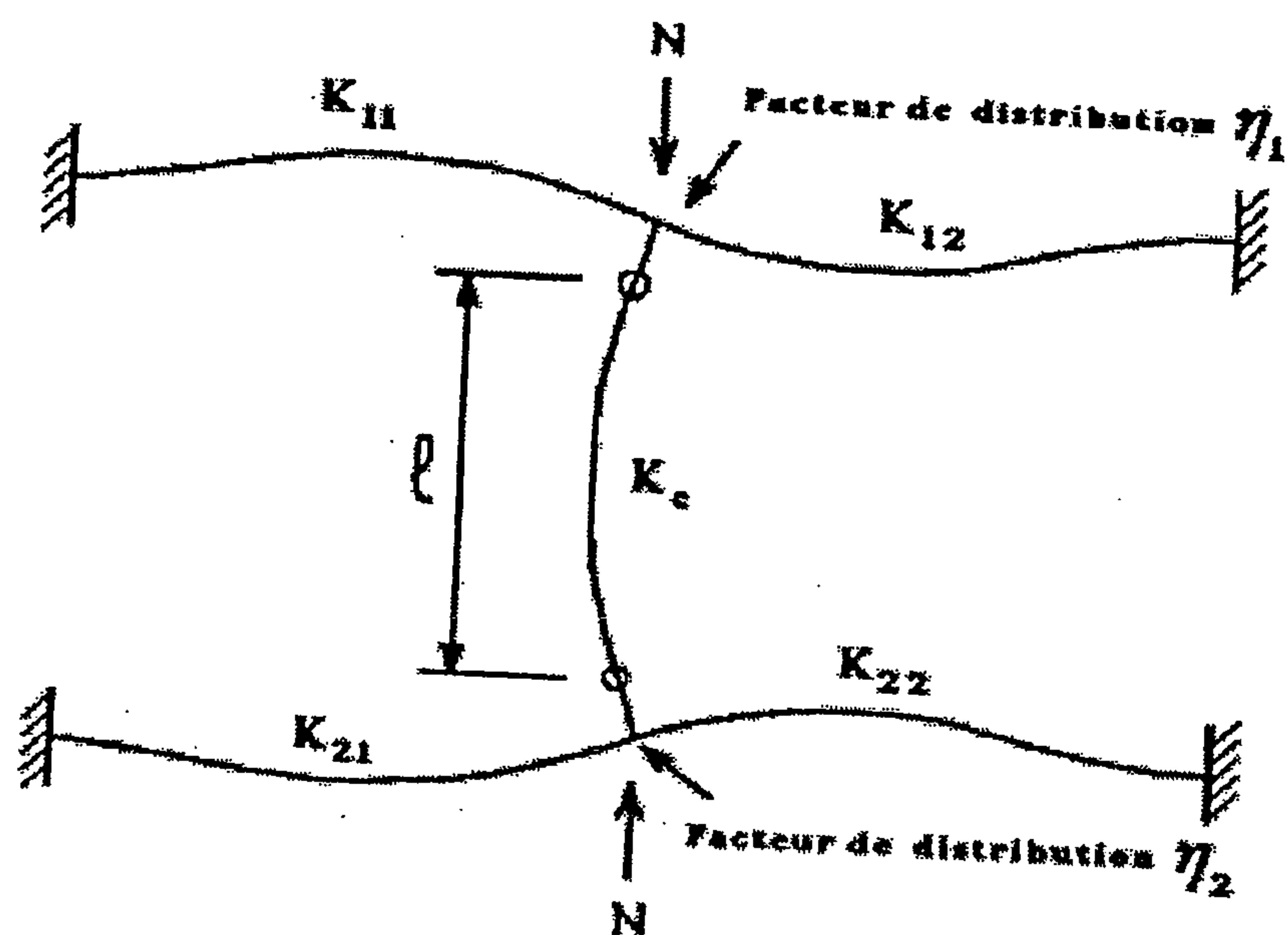
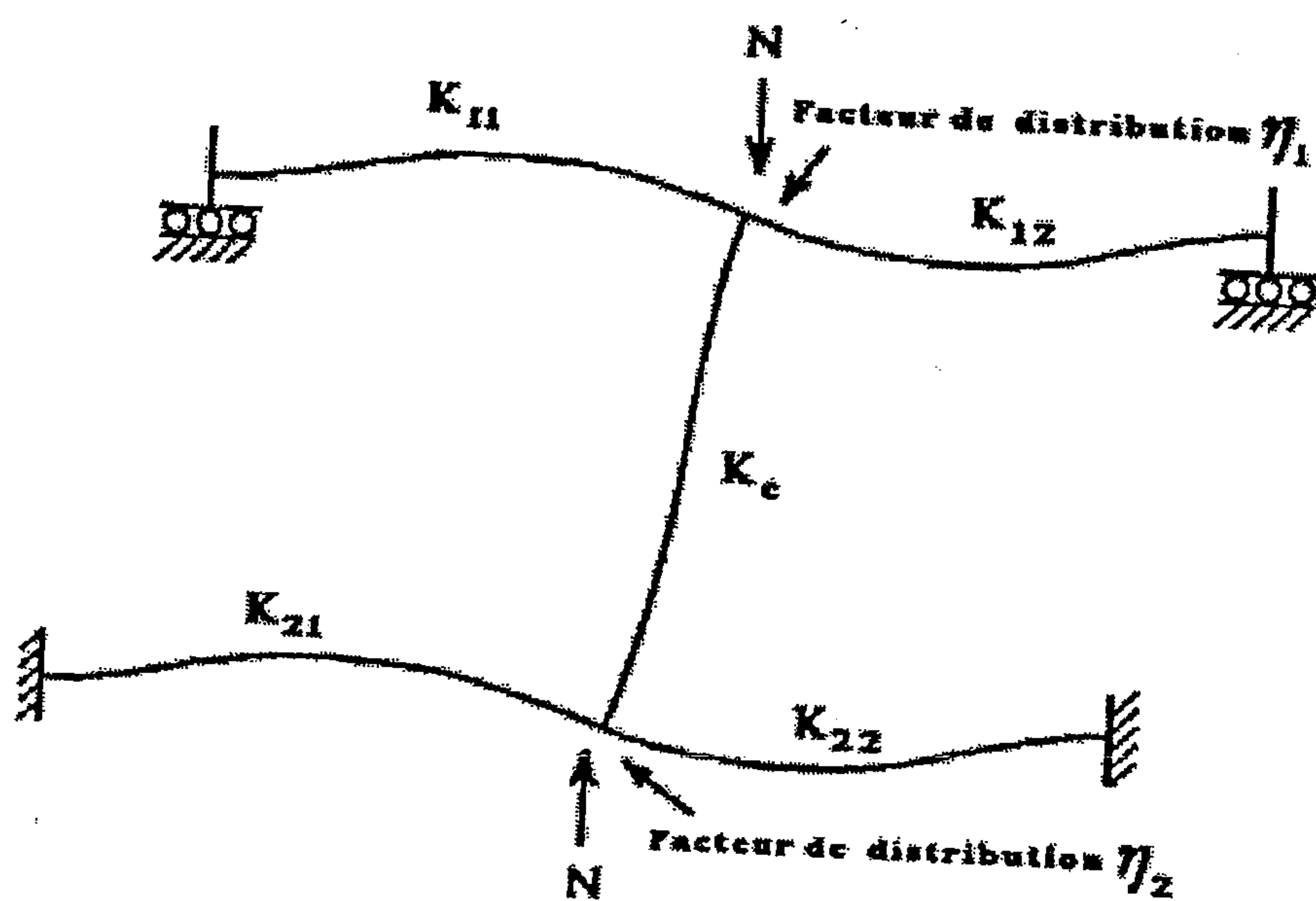


Figure A.2.2 - Rapport ℓ/L de longueur de flambement d'un poteau dans un mode à noeuds déplaçables



(a) Mode de flambement à noeuds fixes



(b) Mode de flambement à noeuds déplaçables

Figure A.2.3 - Facteurs de distribution pour les poteaux

(4) Ces modèles peuvent être adaptés au calcul des poteaux continus, en supposant que chaque tronçon de poteau est chargé à la même valeur du rapport (N/N_{cr}). Dans le cas général où (N/N_{cr}) varie, ceci conduit à une valeur de ℓ/L qui place en sécurité pour le tronçon de poteau le plus critique.

(5) L'hypothèse faite en (4) peut être introduite pour chaque tronçon d'un poteau continu, en utilisant le modèle de la figure A.2.4 et en obtenant les facteurs de distribution η_1 et η_2 par les formules :

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} \dots \dots \dots (A.3)$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} \dots \dots \dots (A.4)$$

où K_1 et K_2 sont les rigidités des tronçons de poteau adjacents.

(6) Lorsque les poutres ne sont pas soumises à des efforts axiaux, leur rigidité effective peut être déterminée en se référant au tableau A.1, à condition que les poutres restent élastiques sous les moments de calcul.

Tableau A.1. Rigidité effective d'une poutre	
Condition de maintien en rotation à l'extrémité opposée de la poutre	Rigidité effective K de la poutre (à condition que la poutre reste élastique)
Encastrée	1,0 I/L
Articulée	0,75 I/L
Rotation égale à celle de l'extrémité adjacente (double courbure)	1,5 I/L
Rotation égale et opposée à celle de l'extrémité adjacente (simple courbure)	0,5 I/L
Cas général: Rotation θ_a à l'extrémité adjacente et θ_b à l'extrémité opposée	$(1 + 0,5 \theta_b/\theta_a) I/L$

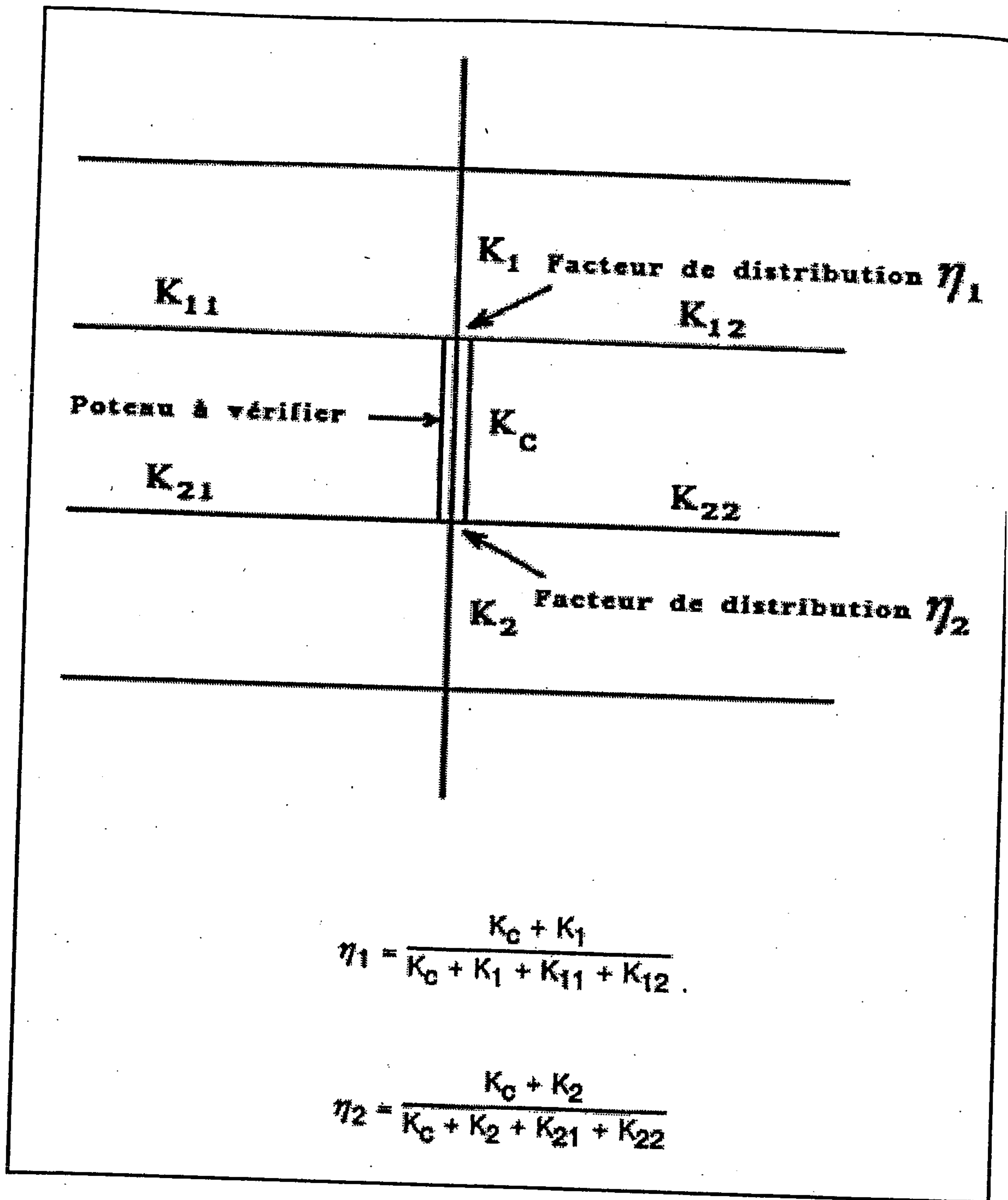


Figure A.2.4 - Facteurs de distribution pour poteaux continus

(7) Pour les ossatures de bâtiment à cadre rectangulaires avec plancher en béton, à condition que la topologie de l'ossature soit régulière et le chargement uniforme, il est normalement suffisamment précis d'adopter pour les poutres les rigidités effectives du tableau A.2.

Tableau A.2. Rigidité effective K d'une poutre dans une ossature de bâtiment avec planchers en béton		
Conditions de charge pour la poutre	Mode d'instabilité à noeuds fixes	Mode d'instabilité à noeuds déplaçables
Poutres supportant directement les dalles de plancher en béton	1,0 I/L	1,0 I/L
Autres poutres sous charges directes	0,75 I/L	1,0 I/L
Poutres soumises uniquement à des moments aux extrémités	0,5 I/L	1,5 I/L

(8) Lorsque, pour le même cas de charge, le moment de calcul d'une poutre quelconque dépasse le moment de résistance élastique $W_{el} f_y / \gamma_{M0}$, on doit supposer la poutre articulée au(x) point(s) concerné(s).

(9) Lorsqu'une poutre possède des assemblages nominalement articulés, elle doit être considérée comme articulée au(x) point(s) concerné(s).

(10) Lorsqu'une poutre possède des assemblages semi-rigides, sa rigidité effective doit être réduite en conséquence.

(11) Lorsque les poutres sont soumises à des efforts axiaux, leur rigidité effective doit être ajustée en conséquence. On peut, pour cela utiliser les fonctions de stabilité. Une alternative simple consiste à négliger le gain de rigidité dû à la traction axiale, et à prendre en compte les effets de la compression axiale à l'aide des approximations sécuritaires données au tableau A.3.

Tableau A.3.

Formules approximatives pour rigidité réduite
due à la compression axiale

Condition de maintien en rotation à l'extrémité opposée de la poutre	Rigidité effective K de la poutre (à condition que celle-ci reste élastique)
Encastrée	$1,0 I/L \quad (1 - 0,4 N/N_E)$
Articulée	$0,75 I/L \quad (1 - 1,0 N/N_E)$
Rotation égale à celle de l'extrémité adjacente (double courbure)	$1,5 I/L \quad (1 - 0,2 N/N_E)$
Rotation égale et opposée à celle de l'extrémité adjacente (simple courbure)	$0,5 I/L \quad (1 - 1,0 N/N_E)$
Dans ce tableau $N_E = \pi^2 EI/L^2$	

(12) Les expressions empiriques suivantes sont des approximations sécuritaires qui peuvent être utilisées comme une alternative aux valeurs tirées des figures A2.1 et A.2.2 :

(a) mode d'instabilité à noeuds fixes (figure A.2.1)

$$\ell/L = 0,5 + 0,14 (\eta_1 + \eta_2) - 0,055 (\eta_1 \eta_2)^2 \dots\dots\dots (A.5)$$

ou, comme alternative

$$\frac{\ell}{L} = \frac{1 + 0,145 (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \eta_1 \eta_2}{2 - 0,364 (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \eta_1 \eta_2} \dots\dots\dots (A.6)$$

(b) mode d'instabilité à noeuds déplaçables (figure A.2.2)

$$\frac{\ell}{L} = \left[\frac{1 - 0,2 (\eta_1 + \eta_2) - 0,12 \eta_1 \eta_2}{1 - 0,8 (\eta_1 + \eta_2) + 0,60 \eta_1 \eta_2} \right]^{0,5} \dots\dots\dots (A.7)$$

ANNEXE B. Déversement

B.1 Moment critique élastique

B.1.1 Base

(1) Le moment critique élastique de déversement d'une poutre à section transversale constante et à semelles égales, sous conditions normales d'encastrement à chaque extrémité, chargée en son centre de cisaillement et soumise à un moment de flexion uniforme, est donné par :

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} \right]^{0,5} \dots\dots\dots (B.1)$$

où $G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$

I_t = moment d'inertie de torsion

I_w = moment d'inertie de gauchissement

I_z = moment d'inertie de flexion suivant d'axe de faible inertie

et L = longueur de la poutre entre points latéralement maintenus

(2) Les conditions normales d'encastrement à chaque extrémité sont :

- encastree contre le mouvement latéral
- encastree contre la rotation suivant l'axe longitudinal
- libre de tourner dans le plan.

B.1.2. Formules générales pour sections symétriques par rapport à l'axe de faible inertie

(1) Dans le cas d'une poutre à section transversale constante symétrique par rapport à l'axe de faible inertie pour une flexion suivant l'axe de forte inertie, le moment critique élastique de déversement est donné par la formule générale :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g - C_3 z_t)^2 \right]^{0,5} - (C_2 z_g - C_3 z_t) \right\} \dots\dots (B.2)$$

où C_1, C_2 , et C_3 facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

k et k_w facteurs de longueur effective

$z_g : z_a - z_s$

$$z_j = z_s - [0,5 \int_A z (y^2 + z^2) dA] / I_y$$

z_a = coordonnée du point d'application de la charge

z_s = coordonnée du centre de cisaillement

Note : Voir B.1.2.(7) et (8) pour les conventions de signe et B.1.4.(2) pour les approximations sur z_j .

(2) Les facteurs de longueur effective k et k_w varient de 0,5 pour un encastrement parfait à 1,0 pour des appuis simples, avec 0,7 pour une extrémité encastree l'autre simplement appuyée.

(3) Le facteur k concerne la rotation de l'extrémité en plan. Il est analogue au rapport ℓ/L d'un élément comprimé.

(4) Le facteur k_w concerne le gauchissement d'extrémité. A moins d'avoir pris des mesures spéciales d'encastrement vis-à-vis du gauchissement, il convient de prendre k_w égal à 1,0.

(5) Des valeurs de C_1 , C_2 , et C_3 sont données aux tableaux B.1.1 et B.1.2 pour différents cas de charge, ainsi que l'indique la forme du diagramme du moment de flexion sur la longueur L entre appuis latéraux. Les valeurs en sont données pour différentes valeurs de k .

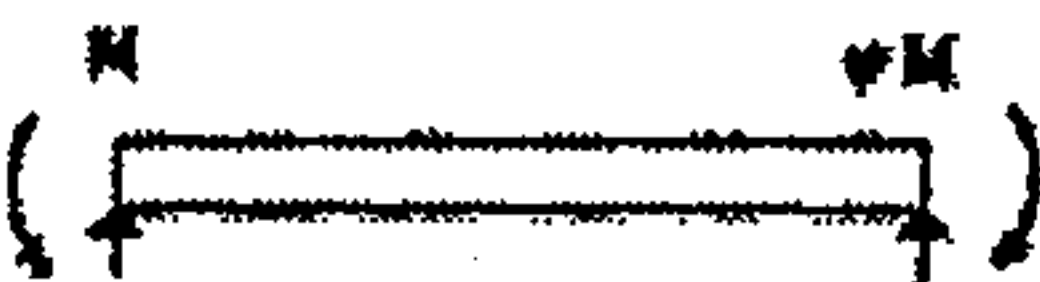
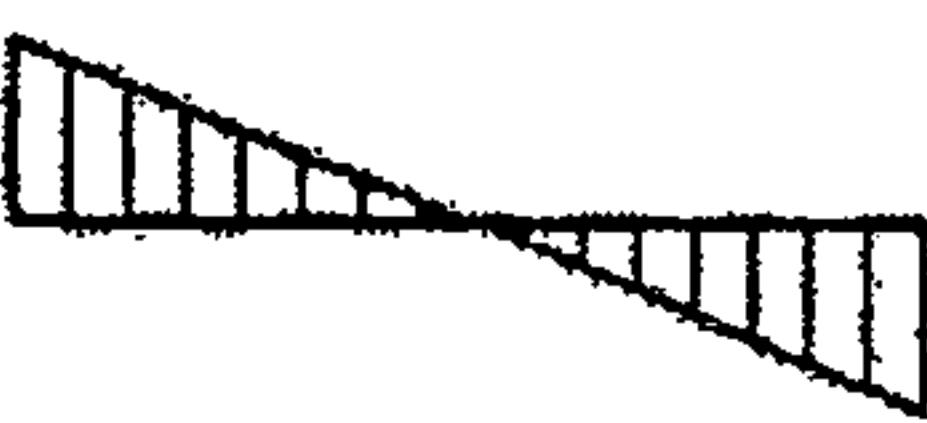
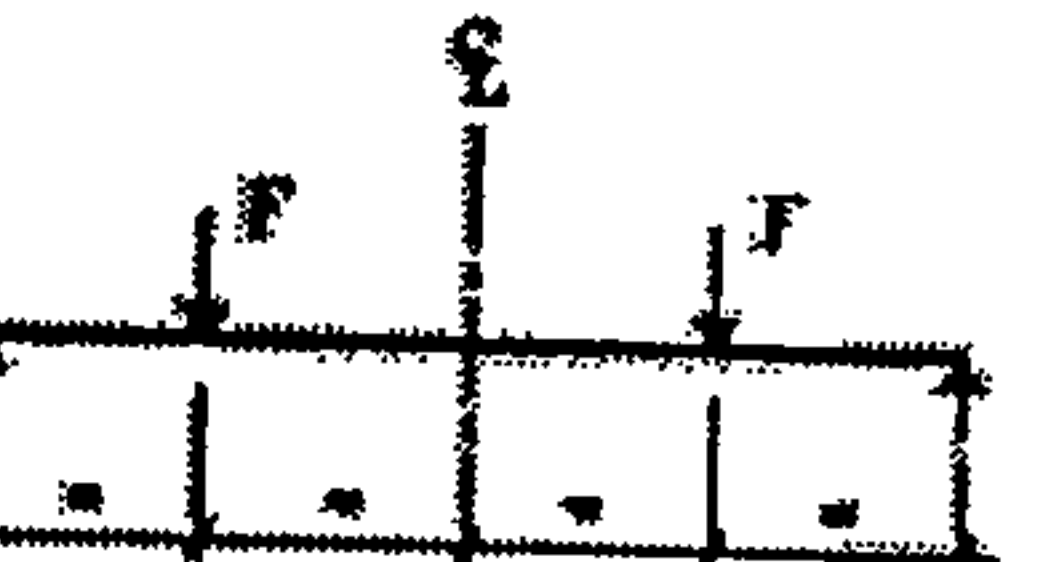
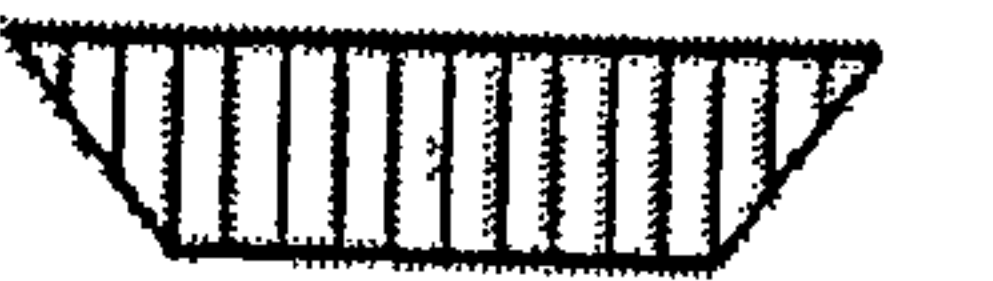
Tableau B.1.1. Coefficients C_1 , C_2 et C_3 pour différentes valeurs de k , dans le cas de moments d'extrémités					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
	$\psi = +1$ 	1,0 0,7 0,5	1,000 1,000 1,000	-	1,000 1,113 1,144
	$\psi = +3/4$ 	1,0 0,7 0,5	1,141 1,270 1,305	-	0,998 1,565 2,283
	$\psi = +1/2$ 	1,0 0,7 0,5	1,323 1,473 1,514	-	0,992 1,556 2,271
	$\psi = +1/4$ 	1,0 0,7 0,5	1,563 1,739 1,788	-	0,977 1,531 2,236
	$\psi = 0$ 	1,0 0,7 0,5	1,879 2,092 2,150	-	0,939 1,473 2,150
	$\psi = -1/4$ 	1,0 0,7 0,5	2,281 2,538 2,609	-	0,855 1,340 1,957
	$\psi = -1/2$ 	1,0 0,7 0,5	2,704 3,009 3,093	-	0,676 1,059 1,546
	$\psi = -3/4$ 	1,0 0,7 0,5	2,927 3,258 3,348	-	0,368 0,575 0,837
	$\psi = -1$ 	1,0 0,7 0,5	2,752 3,063 3,149	-	0,000 0,000 0,000

Tableau B.1.2 Coefficients C_1 , C_2 et C_3 , pour différentes valeurs de k , dans le cas de charges transversales					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

(6) Pour les cas où $k = 1,0$, la valeur de C_1 en fonction du rapport des moments d'extrémité tel qu'il est indiqué au tableau B.1.1, est donné approximativement par

$$C_1 = 1,88 - 1,40 \psi^2 \quad \text{mais } C_1 \leq 2,70$$

(7) La convention de signe à appliquer à z_j , voir figure B.1.1, est la suivante :

- z est positif pour la semelle comprimée
- z_j est positif lorsque la semelle avec la plus grande valeur de I_z est sollicitée compression au point de moment maximal.

(8) La convention de signe à appliquer à z_g est la suivante :

- pour les charges de gravité, z_g est positif lorsque ces charges sont appliquées au dessus du centre de cisaillement
- dans le cas général, z_g est positif lorsque les charges agissent vers le centre de cisaillement à partir de leur point d'application.

B.1.3. Poutres à section transversale constante et doublement symétrique

(1) Puisque $z_j = 0$ pour les sections transversales doublement symétriques, alors :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(kL)^2} \left\{ \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 z_g)^2 \right]^{0.5} - C_2 z_g \right\} \dots\dots (B.4)$$

(2) Dans le cas de chargement par moments d'extrémité ($C_2 = 0$) ou de charges transversales appliquées au centre de cisaillement ($z_g = 0$), la formule devient :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(kL)^2} \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} \right]^{0.5} \dots\dots\dots (B.5)$$

(3) Lorsque $k = k_w = 1,0$ (pas d'encastrement aux extrémités) :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{L^2} \left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} \right]^{0.5} \dots\dots\dots (B.6)$$

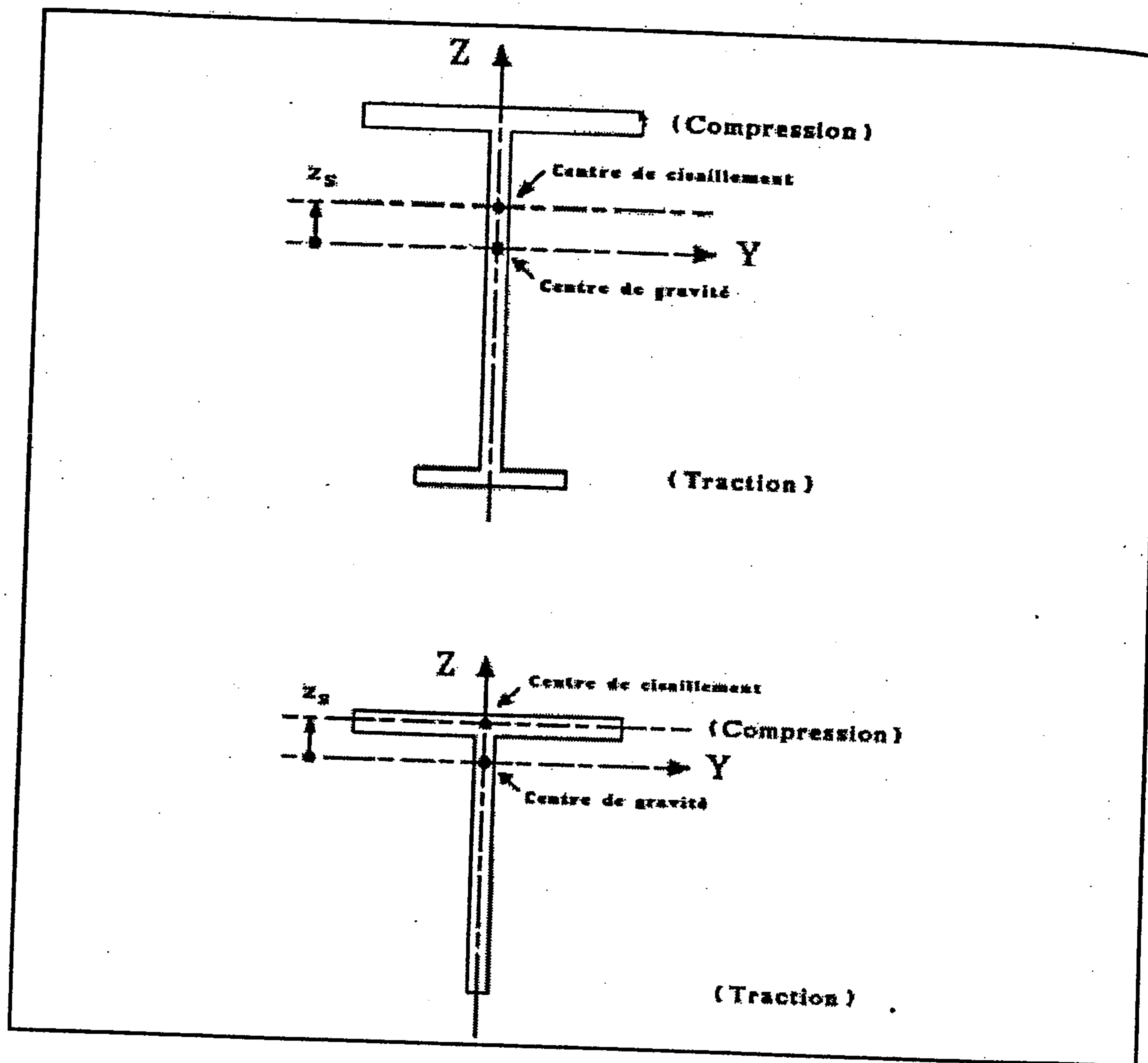


Figure B.1.1 - Convention de signe pour la détermination de z_i

B.1.4. Poutres à section transversale constante mono-symétrique et à semelles inégales

(1) Pour une section en I à semelle inégales :

$$I_w = \beta_f (1 - \beta_f) I_z h_s^2 \dots \dots \dots (B.7)$$

où $\beta_f = \frac{I_{fc}}{I_{fc} + I_{ft}}$

I_{fc} = moment d'inertie de flexion de la semelle comprimée suivant l'axe de faible inertie de la section

I_{ft} = moment d'inertie de flexion de la semelle tendue suivant l'axe de faible inertie de la section.

et $h_s =$ distance entre les centres de cisaillement des semelles.

(2) Les approximations suivantes peuvent être utilisées pour z_j :

lorsque $\beta_f = > 0,5$
 $z_j = 0,8 (2\beta_f - 1) h_s/2 \dots\dots\dots (B.8)$

lorsque $\beta_f = < 0,5$
 $z_j = 1,0 (2\beta_f - 1) h_s/2 \dots\dots\dots (B.9)$

pour les profils dont la semelle comprimée est à bords tombés

$z_j = 0,8 (2\beta_f - 1) (1 + h_L/h) h_s/2$ si $\beta_f > 0,5 \dots\dots\dots (B.10).$

$z_j = 1,0 (2\beta_f - 1) (1 + h_L/h) h_s/2$ si $\beta_f < 0,5 \dots\dots\dots (B.11)$

où h_L est la hauteur des bords tombés.

B.2 Elancement

B.2.1. Généralités

(1) l'élancement λ_{LT} pour le déversement est donné par la formule :

$$\lambda_{LT} = [\lambda_{LT} / \lambda_1] [BW]^{0,5} \dots\dots\dots (B.12)$$

où $\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0,5} = 93,9 \varepsilon$

$\varepsilon = [235 / f_y]^{0,5}$ (f_y en N/mm²)

$\beta_w = 1$ pour les sections de classe 1 ou 2

$\beta_w = W_{el,y} / W_{pl,y}$ pour les sections de classe 3

et $\beta_w = W_{eff,y} / W_{pl,y}$ pour les sections de classe 4

(2) L'élancement géométrique λ_{LT} pour le déversement est donné, pour toutes les classes de sections transversales, par la formule suivante :

$$\lambda_{LT} = [\pi^2 E W_{pl,y} / M_{cr}]^{0,5} \dots\dots\dots (B.13)$$

B.2.2. Poutres à section transversale constante et doublement symétrique

(1) Dans les cas où $z_g = 0$ (moments d'extrémité ou charges transversales appliquées au centre de cisaillement et $k = k_w = 1,0$ (pas d'encastrement aux extrémités), la valeur de λ_{LT} peut être obtenue par :

$$\lambda_{LT} = \frac{L \left[\frac{W_{pl,y}^2}{I_z I_w} \right]^{0,25}}{(C_1)^{0,5} \left[1 + \frac{L^2 G I_1}{\pi^2 E I_w} \right]^{0,25}} \dots\dots\dots (B.14)$$

qui peut aussi s'écrire :

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_{LT}}{(C_1)^{0,5} \left[1 + \frac{(L/a_{LT})^2}{25,68} \right]^{0,25}} \dots\dots\dots (B.15)$$

où $a_{LT} = (I_W/I_t)^{0,5}$

(2) Pour une section courante en I ou en H (sans bords tombés) :

$$I_W = \frac{I_z h_s^2}{4} \dots\dots\dots (B.16)$$

où $h_s = h - t_f$

(3) Pour une section doublement symétrique, la valeur de i_{LT} est donnée par :

$$i_{LT} = [I_z I_W / W_{pl,y}^2]^{0,25} \dots\dots\dots (B.17)$$

ou, avec une légère approximation, par :

$$i_{LT} = [I_z / (A - 0,5 t_w h_s)]^{0,5} \dots\dots\dots (B.18)$$

(4) Pour les profils laminés en I ou H conformes à la Norme de Référence on peut utiliser la formule approximative ci-après qui place en sécurité :

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_{LT}}{(C_1)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{L/i_{LT}}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0,25}} \dots\dots\dots (B.19)$$

ou $\lambda_{LT} = \frac{0,9 L/i_z}{(C_1)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{L/i_z}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0,25}} \dots\dots\dots (B.20)$

(5) Pour toute section courante en I ou H à semelles égales, l'approximation ci-après place en sécurité :

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{(C_1)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{L/i_z}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0,25}} \dots\dots\dots (B.21)$$

(6) les cas avec $k < 1$ et/ou $k_w < 1,0$ peuvent être inclus en utilisant :

$$\lambda_{LT} = \frac{KL \left[\frac{W_{pl,y}^2}{I_z I_w} \right]^{0,25}}{(C_1)^{0,5} \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 + \frac{(KL)^2 GI_1}{\pi^2 EI_w} \right]^{0,25}} \dots\dots\dots (B.22)$$

$$\text{ou } \lambda_{LT} = \frac{KL/i_{LT}}{(C_1)^{0,5} \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 + \frac{(KL/a_{LT})^2}{25,66} \right]^{0,25}} \dots\dots\dots (B.23)$$

ou, pour les profils laminés en I ou H normalisés :

$$\lambda_{LT} = \frac{KL/i_{LT}}{(C_1)^{0,5} \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 + \frac{1}{20} \left[\frac{KL/i_{LT}}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0,25}} \dots\dots\dots (B.24)$$

$$\text{ou } \lambda_{LT} = \frac{0,9 KL/i_z}{(C_1)^{0,5} \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 + \frac{1}{20} \left[\frac{KL/i_z}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0,25}} \dots\dots\dots (B.25)$$

ou, pour toute section courante en I ou H à semelles égales :

$$\lambda_{LT} = \frac{KL/i_z}{(C_1)^{0,5} \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 + \frac{1}{20} \left[\frac{KL/i_z}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0,25}} \dots\dots\dots (B.26)$$

(7) A moins que des mesures spéciales aient été prévues pour assurer l'encastrement vis-à-vis du gauchissement, il convient de prendre k_w égal à 1,0.

(8) Les cas avec charge transversale appliquée au-dessus du centre de cisaillement ($z_g > 0$) ou en dessous du centre de cisaillement ($z_g < 0$) peuvent être inclus en utilisant :

$$\lambda_{LT} = \frac{KL \left[\frac{W_{pl,y}^2}{I_z I_w} \right]^{0.25}}{(C_1)^{0.5} \left\{ \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 + \frac{(KL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_w} + (C_2 z_g)^2 \frac{I_z}{I_w} \right]^{0.5} - C_2 z_g \left[\frac{I_z}{I_w} \right]^{0.5} \right\}^{0.5}} \dots (B.27)$$

ou, en alternative :

$$\lambda_{LT} = \frac{KL/i_{LT}}{(C_1)^{0.5} \left\{ \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 + \frac{(KL/a_{LT})^2}{25,66} + \left[\frac{2C_2 z_g}{h_s} \right]^2 \right]^{0.5} - \frac{2C_2 z_g}{h_s} \right\}^{0.5}} \dots (B.28)$$

ou, pour les profils laminés en I ou H normalisés :

$$\lambda_{LT} = \frac{KL/i_{LT}}{(C_1)^{0.5} \left\{ \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 + \frac{1}{20} \left[\frac{KL/i_{LT}}{h/t_f} \right]^2 + \left[\frac{2C_2 z_g}{h_s} \right]^2 \right]^{0.5} - \frac{2C_2 z_g}{h_s} \right\}^{0.5}} \dots (B.29)$$

ou, en alternative :

$$\lambda_{LT} = \frac{0,9 KL/i_z}{(C_1)^{0.5} \left\{ \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 + \frac{1}{20} \left[\frac{KL/i_z}{h/t_f} \right]^2 + \left[\frac{2C_2 z_g}{h_s} \right]^2 \right]^{0.5} - \frac{2C_2 z_g}{h_s} \right\}^{0.5}} \dots (B.30)$$

ou, pour toute section courante en I ou H à semelles égales :

$$\lambda_{LT} = \frac{KL/i_z}{(C_1)^{0.5} \left\{ \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 + \frac{1}{20} \left[\frac{KL/i_z}{h/t_f} \right]^2 + \left[\frac{2C_2 z_g}{h_s} \right]^2 \right]^{0.5} - \frac{2C_2 z_g}{h_s} \right\}^{0.5}} \dots (B.31)$$

ANNEXE - C

CONCEPTION ET CALCUL DES PIEDS DE POTEAUX

C1. Plaques d'assise

(1) Les pieds de poteaux doivent comporter des plaques d'assise en acier appropriées afin de répartir les efforts de compression du poteau sur une surface portante telle que la pression n'y dépasse pas la résistance de calcul f_j de la liaison (mortier et béton).

(2) Il y a lieu de prendre le moment résistant m_{Rd} par unité de longueur d'une charnière plastique dans la plaque d'assise, aussi bien dans la zone comprimée que dans la zone tendue, égal à :

$$m_{Rd} = \frac{t^2 f_y}{6\gamma_{MO}} \dots\dots\dots (C.1)$$

(3) Il convient de supposer que les efforts transmis à la fondation par les parties comprimées du poteau sont uniformément répartis par la plaque d'assise, comme le montre la figure C.1 (a). La pression sur la surface portante qui en résulte ne doit alors pas dépasser la résistance de contact f_j de la liaison, avec une largeur supplémentaire d'appui c ne devant pas dépasser :

$$c = t \left[\frac{f_y}{3 f_j \gamma_{MO}} \right]^{0,5} \dots\dots\dots (C.2)$$

où t = épaisseur de la plaque d'assise en acier

et f_y = limite d'élasticité de l'acier de la plaque d'assise

(4) lorsque le débord de la plaque d'assise est plus petit que c , il convient d'admettre comme surface portante effective celle indiquée à la figure C.1 (b).

(5) Lorsque le débord de la plaque d'assise dépasse c , le débord additionnel doit être négligé; voir figure C.1(c).

(6) La résistance de contact de la liaison f_j sera donnée par la formule :

$$f_j = \beta_j k_j f_{cd} \dots\dots\dots (C3)$$

où : β_j est le coefficient relatif à la liaison, qui peut être pris égal à 2/3 à condition que la résistance caractéristique du mortier ne soit pas inférieure à 0,2 fois la résistance caractéristique du béton et que son épaisseur ne soit pas supérieure à 0,2 fois le plus petit côté de la plaque d'assise en acier.

k_j est le facteur de concentration

f_{cd} est la valeur de calcul de la résistance en compression sur cylindre du béton de fondation, donné par :

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$$

dans la plaque : f_{ck} est la résistance caractéristique en compression sur cylindre du béton déterminée conformément aux CBA 93 (désignée f_{cj})

et : γ_c est le coefficient partiel de sécurité sur les propriétés du béton (voir CBA 93)

(7) Le facteur de concentration k_j peut être pris égal à 1,0 ou bien à :

$$k_j = \left[\frac{a_1 b_1}{a b} \right]^{0,5} \dots\dots\dots (C.4)$$

où a et b sont les côtés de la plaque d'assise

et où a_1 et b_1 sont les côtés de la surface portante effective, comme le montre la figure C.2.

(8) Pour a_1 , il y a lieu d'adopter la plus petite des valeurs suivantes :

• $a_1 = a + 2 a_r \dots\dots\dots (C.5a)$

• $a_1 = 5 a \dots\dots\dots (C.5b)$

• $a_1 = a + h \dots\dots\dots (C.5c)$

• $a_1 = 5b_1$ mais $a_1 \geq a \dots\dots\dots (C.5d)$

(9) Pour b_1 , il y a lieu d'adopter la plus petite des valeurs suivantes :

• $b_1 = b + 2 b_r \dots\dots\dots (C.6a)$

• $b_1 = 5 b \dots\dots\dots (C.6b)$

• $b_1 = b + h \dots\dots\dots (C.6c)$

• $b_1 = 5 a_1$ mais $b_1 \geq b \dots\dots\dots (C.6d)$

(10) Lorsque le pied de poteau est placé sur une dalle en béton, il y a lieu d'accorder une attention particulière à la résistance de cette dalle à la flexion et à sa résistance au poinçonnement.

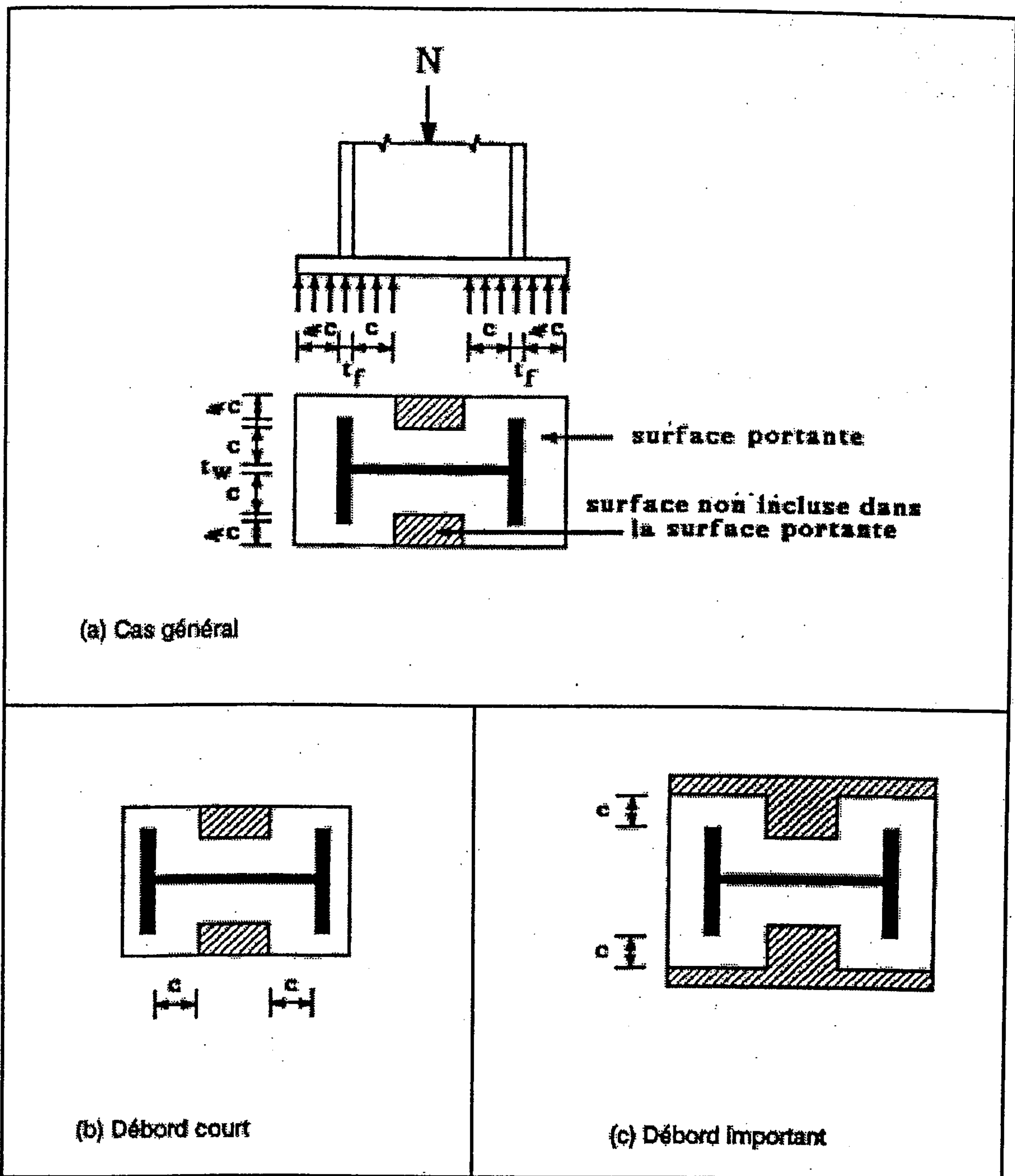
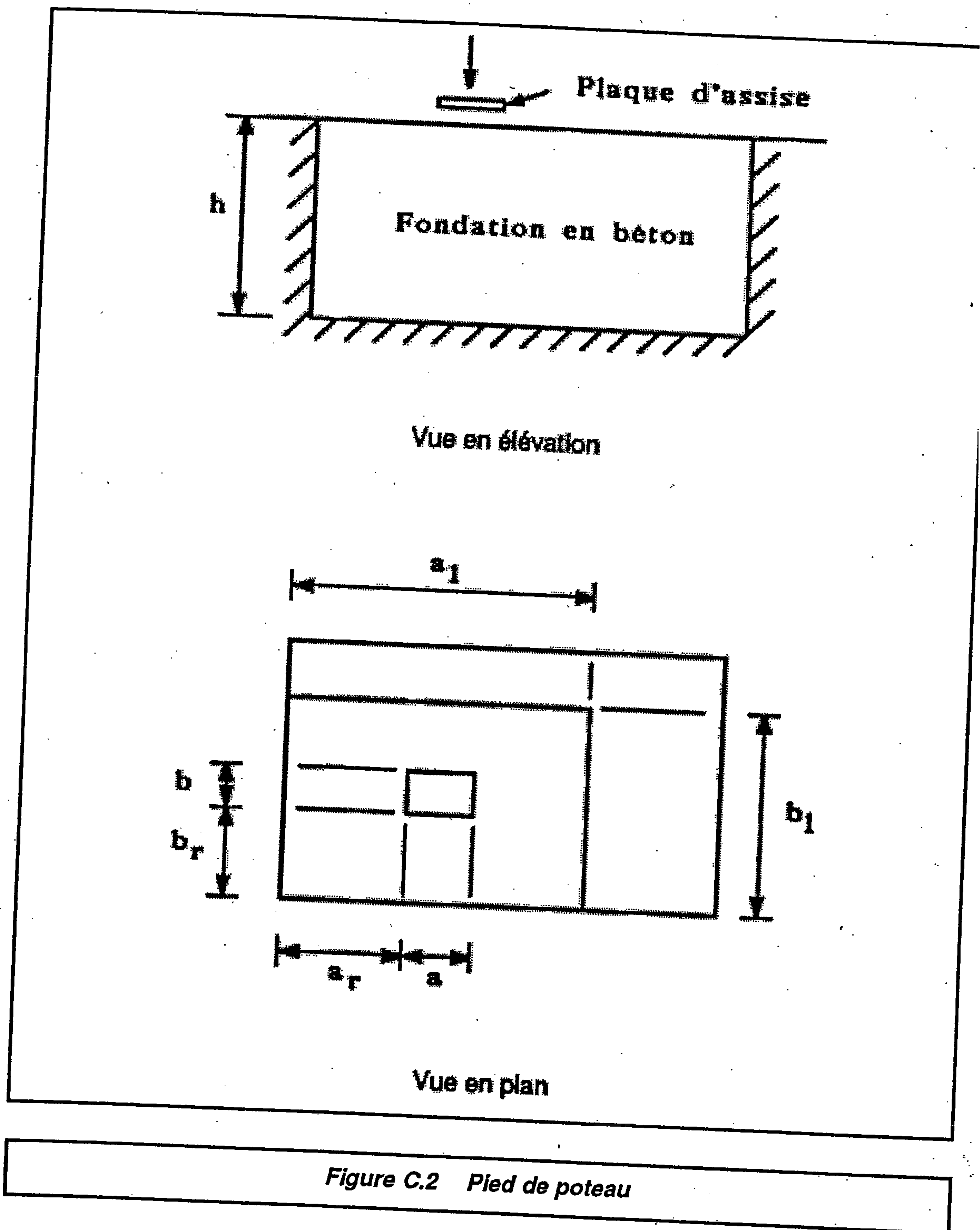


Figure C.1 Surface en compression sous la plaque d'assise



C.2 Tiges d'ancrage

(1) Il convient de dimensionner les tiges d'ancrage pour résister aux effets des charges de calcul. Elles doivent assurer la résistance en traction nécessaire vis-à-vis des efforts de soulèvement et des moments de flexion susceptibles de se produire.

(2) Si des éléments spéciaux pour résister à l'effort tranchant ne sont pas prévus, tels que des connecteurs de type "bêche" ou des "ronds pleins", il y a lieu de démontrer que, soit la résistance au cisaillement des tiges d'ancrage, soit la résistance au frottement de la plaque d'assise est suffisante pour transmettre l'effort tranchant de calcul.

Voir également 6.11.2(4).

(3) Lors du calcul des efforts de traction dans les tiges d'ancrage dus aux moments de flexion, le bras de levier ne doit pas être pris supérieur à la distance entre le centre de gravité de l'aire d'appui du côté comprimé et le centre de gravité du groupe des tiges d'ancrage, en tenant compte des tolérances de position de ces dernières.

Cette clause relative au bras de levier ne doit s'appliquer que dans le cadre d'une distribution plastique des efforts des tiges d'ancrage et des contraintes de l'aire de contact de la plaque d'assise avec la fondation.

(4) Il y a lieu de déterminer la résistance de calcul des tiges d'ancrage suivant les indications données en 6.5.5.

(5) Il convient d'ancrer les tiges dans la fondation au moyen :

- d'un crochet (figure C.3(a)), ou
- d'une plaque de type "rondelle" (figure C.3(b)), ou
- d'un élément répartiteur d'effort et noyé dans le béton, ou encore
- de tout autre système ayant fait ses preuves et agréé conjointement par le concepteur, le client et l'autorité compétente.

(6) L'ancrage des tiges doit être conforme aux clauses correspondantes des normes y afférentes.

(7) Lorsque les tiges comportent un crochet, la longueur d'ancrage doit être suffisante pour empêcher la perte d'adhérence avant la plastification d'une tige. La longueur d'ancrage doit être calculée conformément aux clauses des règles CBA 93. Il convient de ne pas utiliser ce type d'ancrage pour des tiges dont la limite d'élasticité spécifiée est supérieure à 300 N/mm².

(8) Si les tiges d'ancrage comportent une plaque de type "rondelle" ou un autre élément répartiteur d'effort, on n'a pas à tenir compte de la contribution de l'adhérence. La totalité de l'effort doit être reprise par l'élément répartiteur d'effort.

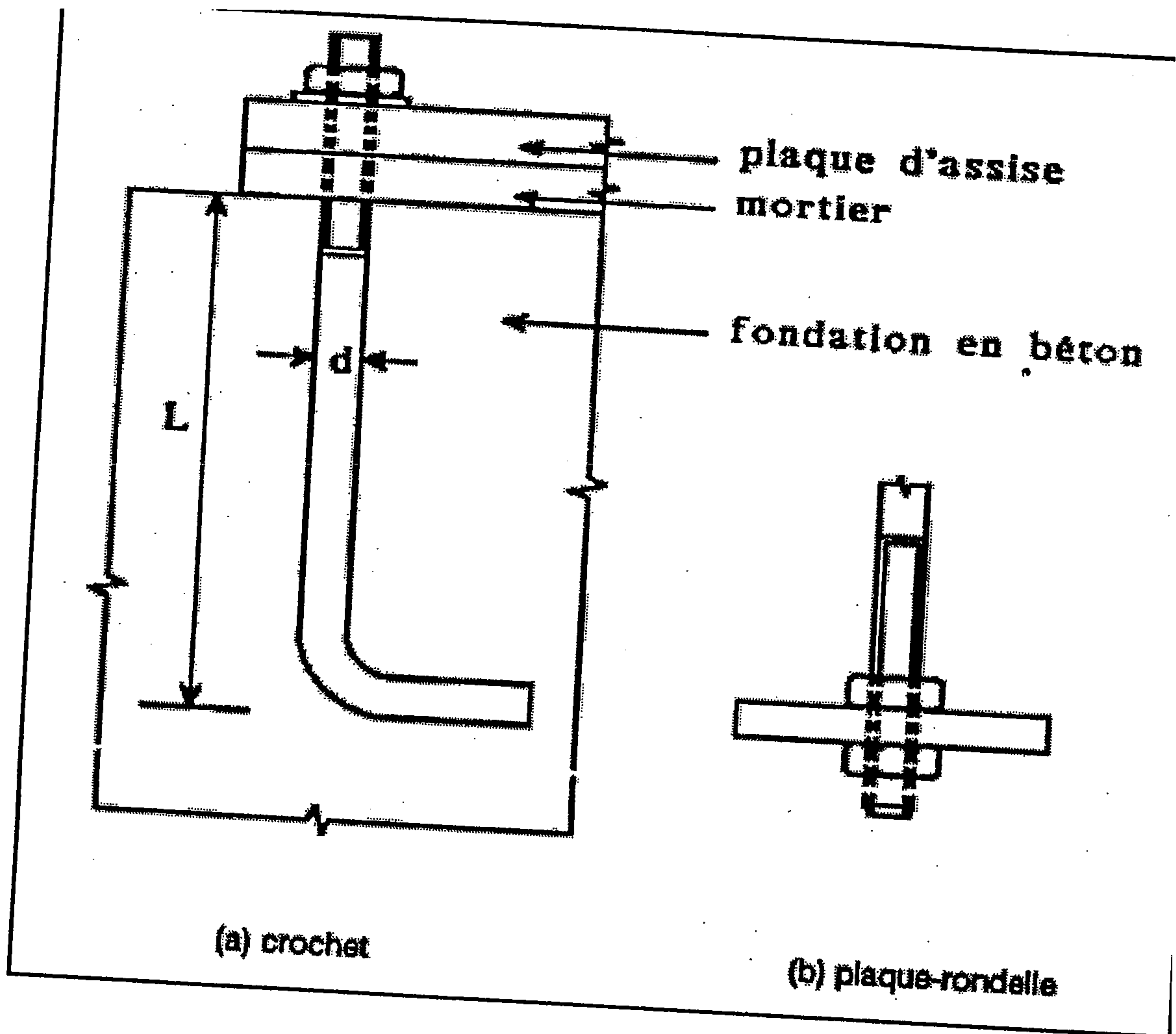


Figure C.3 Ancrage des tiges dans la fondation

ANNEXE D

AUTRE METHODE POSSIBLE DE CALCUL DES SOUDURES D'ANGLE

(1) La résistance d'une soudure d'angle peut être vérifiée par la méthode présentée ci-après, en alternative à la méthode donnée en 6.6.5.3.

(2) Dans cette méthode, les efforts repris par unité de longueur de soudure sont décomposés parallèlement et transversalement à l'axe longitudinal de la soudure, et, pour cette composante transversale, perpendiculairement au plan de la gorge et en projection dans ce plan.

(3) La répartition des contraintes est supposée uniforme sur la section de gorge, ce qui conduit aux contraintes normales et aux contraintes de cisaillement représentées à la figure D.1 avec les notations suivantes :

- $\sigma_{\perp}$ contrainte normale perpendiculaire à la gorge de la soudure
- $\sigma_{//}$ contrainte normale parallèle à l'axe de la soudure
- $\tau_{\perp}$ contrainte de cisaillement (dans le plan de la gorge) perpendiculaire à l'axe de la soudure
- $\tau_{//}$ contrainte de cisaillement (dans le plan de la gorge) parallèle à l'axe de la soudure

(4) La contrainte normale $\sigma_{//}$ parallèle à l'axe de la soudure n'est pas prise en compte dans la vérification de résistance.

(5) La résistance de la soudure d'angle est suffisante si les deux conditions ci-après sont satisfaites :

$$[\sigma_{\perp}^2 + 3 (\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)]^{0.5} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{Mw}} \dots\dots\dots (D.1)$$

et $\sigma_{\perp} \leq f_u / \gamma_{Mw}$

où f_u et β_w sont définis en 6.6.5.3.

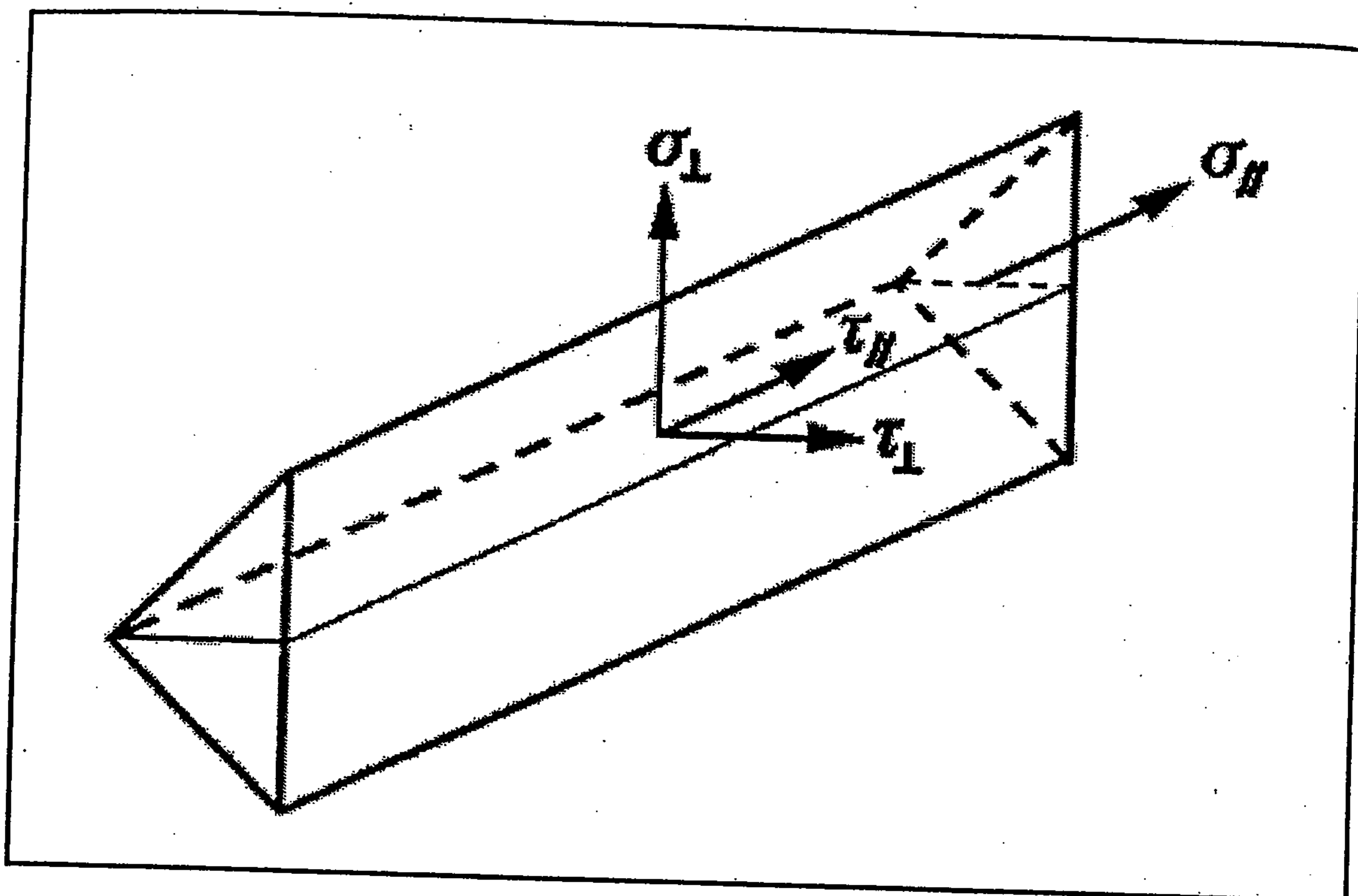
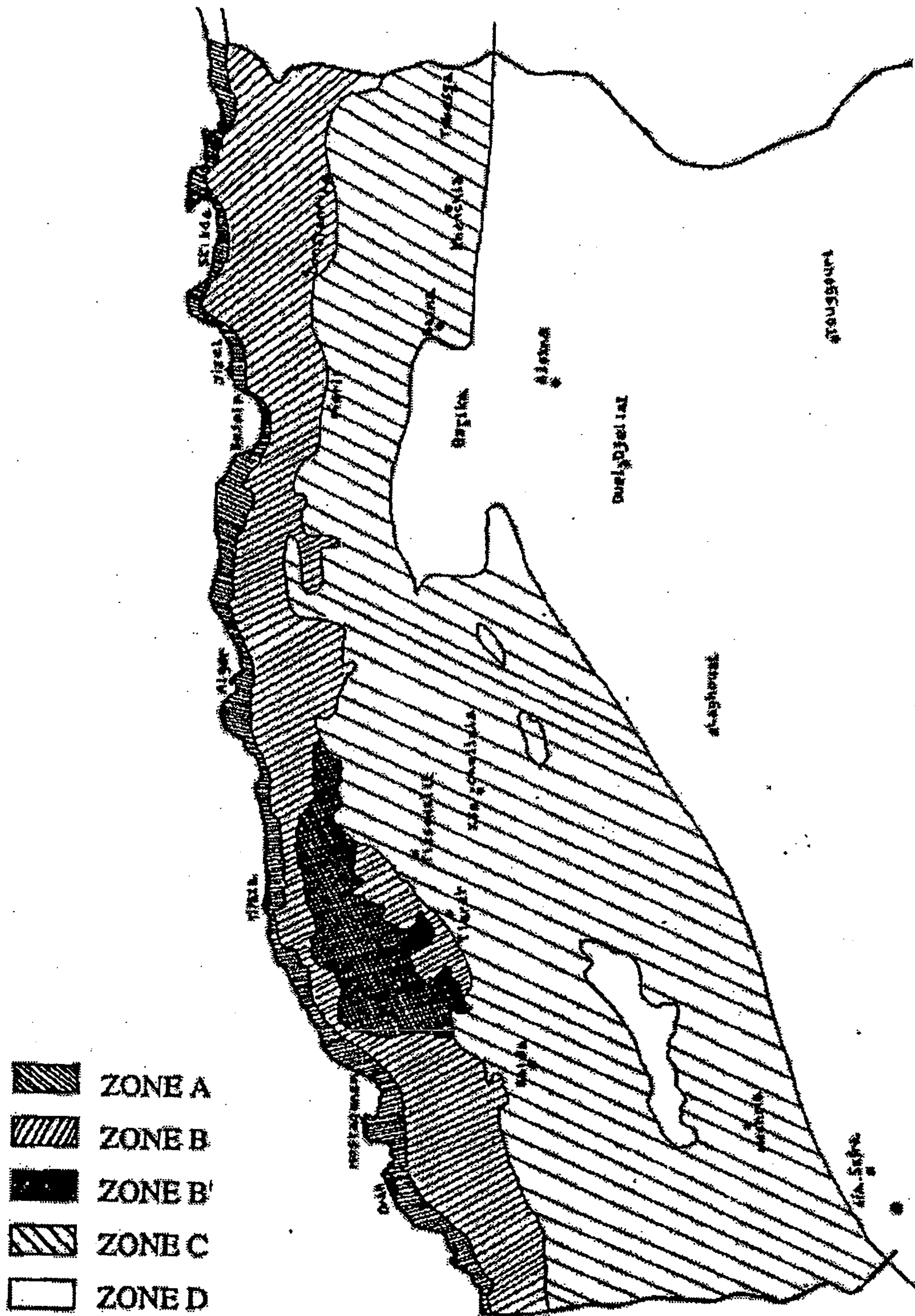


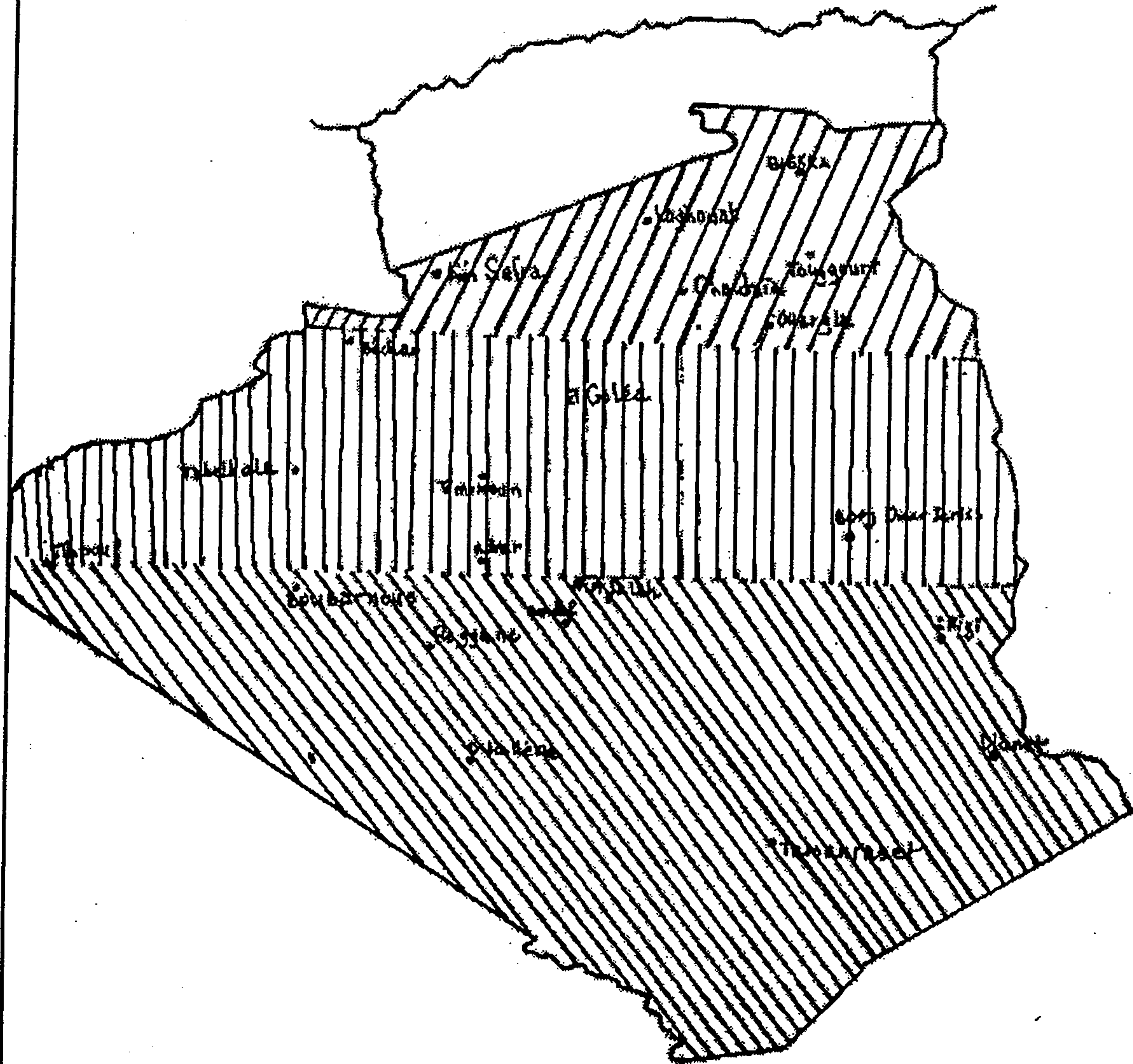
Figure D1 - Contraintes sur la section de gorge d'une soudure d'angle

ANNEXE E.

CARTE DE ZONAGE CLIMATIQUE PROVISOIRE DE L'ALGERIE



CARTE DE ZONAGE CLIMATIQUE PROVISOIRE DE L'ALGERIE



PROCHE SUD
MOYEN SUD
EXTREME SUD

ZONE D1
ZONE D2
ZONE D3

ANNEXE F.

STRUCTURES TRIANGULEES

F.1. Généralités

(1) Les structures triangulées, telles que poutres à treillis et contreventements triangulés, soumises à des charges statiques prédominantes, peuvent être analysées en supposant que les extrémités des éléments sont nominalement articulées.

Dans le cas des constructions courantes, peu sensibles aux phénomènes vibratoires, les actions du vent sont traitées comme statiques.

En dehors des cas où l'expérience a montré que l'hypothèse «éléments articulés» est valide, il convient de justifier de la capacité de rotation des sections d'extrémité des éléments. Dans certaines circonstances, il convient d'examiner cette question avec une attention particulière; poutres basses, éléments de faible élancement dans le plan de la poutre.

En dehors des cas où l'expérience a montré que le comportement de la structure étudiée n'est pas affectée par l'existence de jeux dans les attaches boulonnées, il convient d'évaluer l'incidence de ces jeux.

(2) La résistance au flambement des éléments comprimés de ces structures peut être déterminée conformément à 5.5.1 pour les éléments simplement comprimés, ou 5.5.4 pour les éléments fléchis et comprimés. La longueur de flambement peut être obtenue suivant F.2 ci-après.

(3) Le calcul des cornières simples comme éléments de treillis est développé en F.3 ci-après.

(4) Pour la conception et le calcul des pylônes en treillis et des mâts, voir les documents y afférents.

F.2. Longueur de flambement des éléments :

(1) Pour les éléments de membrure en général et pour le flambement hors du plan du treillis des éléments de treillis, la longueur de flambement ℓ doit être prise égale à la longueur d'épure L , à moins qu'une valeur inférieure soit justifiée par une analyse précise.

(2) Les éléments de treillis peuvent être calculés eu égard au flambement dans le plan en utilisant une longueur de flambement plus petite que la longueur d'épure, à condition que les membrures leur assurent un encastrement approprié et que les assemblages d'extrémité assurent un degré de fixation suffisant (pour les assemblages boulonnés, prévoir au moins 2 boulons).

(3) Dans ces conditions, dans les structures triangulées courantes, la longueur de flambement des éléments de treillis peuvent être prises égale à $0,9 L$ pour le flambement dans le plan du treillis, sauf pour les cornières simples.

(4) Pour les cornières simples utilisées comme éléments de treillis comprimés, voir F.3 ci-après.

F.3. Cornières simples utilisées en tant qu'éléments de treillis comprimés.

Pour traiter le cas des cornières simples utilisées en tant qu'éléments de treillis tendus, on se reportera à l'article 5.4.3 (3).

(1) A condition que les membrures assurent aux éléments de treillis un encastrement approprié et que les assemblages d'extrémité de ces éléments assurent un degré de fixation suffisant (pour les assemblages boulonnés, prévoir au moins 2 boulons), les excentrements peuvent être négligés et le degré de fixation des extrémités peuvent être pris en compte dans le calcul des cornières en adoptant un élanacement réduit efficace obtenu de la façon suivante :

• Pour le flambement suivant l'axe v-v : $\lambda_{\text{eff.v}} = 0,35 + 0,7 \lambda_v$ (F.1)

• Pour le flambement suivant l'axe y-y : $\lambda_{\text{eff.y}} = 0,50 + 0,7 \lambda_y$ (F.2)

• Pour le flambement suivant l'axe z-z : $\lambda_{\text{eff.z}} = 0,50 + 0,7 \lambda_z$ (F.3)

où λ est défini en 5.5.1.2. et les axes sont définis à la figure 1.1.

Par excentrement, on entend ici l'excentrement hors du plan de treillis généré par le fait que la cornière calculée est attachée par une aile sur un gousset centré. L'incidence d'autres excentrements n'est pas couverte par les formules données.

(2) Il convient d'utiliser cet élanacement réduit modifié λ_{eff} avec la courbe de flambement c, voir 5.5.1, pour déterminer la résistance au flambement.

(3) Lorsque l'on utilise un seul boulon pour les assemblages d'extrémité des cornières, ou si la rigidité de ces assemblages est faible, il y a lieu de prendre en compte l'excentrement en se conformant à 5.5.4 et d'adopter comme longueur de flambement ℓ la longueur d'épure L .

TITRE DÉJÀ PARUS

DOCUMENTS TECHNIQUES REGLEMENTAIRES

- D.T.R. - B.C.2.48 Règles Parasismiques Algériennes - R.P.A. 88 (1989).
- D.T.R. - B.C.2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation (1989).
- D.T.R. - B.C.2.1 Principes généraux pour vérifier la sécurité des ouvrages (1989).
- D.T.R. - B.E.2.1 Règles d'exécution des travaux de construction des ouvrages en béton armé (1991).
- D.T.R. - B.E.1.2 Règles d'exécution des travaux de terrassement pour le bâtiment (1991).
- D.T.R. - B.E.1.31 Règles d'exécution des travaux de fondations superficielles (1991).
- D.T.R. - B.E.2.2 Règles d'exécution des travaux de construction des parois et murs en béton banché (1991).
- D.T.R. - B.C.2.42 Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton (1999).
- D.T.R. - B.C.2.33.1 Règles de calcul des fondations superficielles (1992).
- D.T.R. - B.C.2.31 Dénomination provisoire des sols et des roches.
- D.T.R. - B.C.2.32 Méthodes de sondages et d'essais de sols.
- D.T.R. - B.E.2.31 Travaux de fondations profondes.
- D.T.R. - B.C.2.33.2 Méthodes de calcul des fondations profondes.
- D.T.R. - B.C.2.41 Règles de conception et de calcul des structures en béton Armé "C.B.A 93". (1994).
- D.T.R. - B.E.11 Travaux de sondages et d'essais de sol (1995).
- D.T.R. - B.C.2.43 Règles de conception et de calcul des structures métalliques (1999).

Autres Publications

- Contrôle de qualité des ouvrages de Génie-Civil (1) (1989).
- Calcul pratique des structures métalliques (1).
- Aléa sismique et microzonage "cas de l'Algérie" (1991) (2).
- Evaluation et vulnérabilité du risque sismique, en Algérie (1991) (2).
- Recommandations techniques pour la réparation et le renforcement des ouvrages (1992).
- Catalogue des méthodes de réparation et de renforcement. (1992).
- Risque sismique en Algérie. (1994).
- Comment se comporter en cas de seisme. (bilingue) (1994).
- Guide de construction parasismique des maisons individuelles et bâtiments assimilés. (1994).
- Réglementation Technique Algérienne de Batiment (RETAB). (1996).

A PARAÎTRE

- Recommandations d'exécution des constructions en charpente métallique.
- Règles parasismiques Algériennes. (1998).
- Dalles et volées d'escalier prefabriqués.
- Dalles et chapes à base de liants hydrauliques.
- Travaux de cuvelages.
- Panneaux de façades prefabriqués

