

# normalisation française

**FD ENV 1993-5**  
**Septembre 2002**

Indice de classement : **P 22-350**

**ICS : 91.010.30 ; 91.080.10**

**Eurocode 3**

## **Calcul des structures en acier**

### **Partie 5 : Pieux et palplanches**

E : Eurocode 3 — Design of steel structures — Part 5: Piling

D : Eurocode 3 — Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten —  
Teil 5: Pfähle und Spundwände

---

### ***Fascicule de documentation***

publié par AFNOR en septembre 2002.

---

### ***Correspondance***

Le présent document reproduit intégralement la Prénorme européenne  
ENV 1993-5:1998.

---

### ***Analyse***

Le présent document donne des principes et des règles d'application pour la conception et le calcul des pieux et des palplanches en acier.

---

### ***Descripteurs***

**Thésaurus International Technique** : structure en acier, pieu de fondation, palplanche, acier, définition, symbole, calcul, résistance des matériaux, analyse de contrainte, contrainte, durabilité, ancrage, assemblage, conditions d'exécution, dimension, essai, vérification.

---

### ***Modifications***

---

### ***Corrections***

---

Édité et diffusé par l'Association Française de Normalisation (AFNOR) — 11, avenue Francis de Pressensé — 93571 Saint-Denis La Plaine Cedex  
Tél. : + 33 (0)1 41 62 80 00 — Fax : + 33 (0)1 49 17 90 00 — [www.afnor.fr](http://www.afnor.fr)



### Membres de la commission de normalisation

Président : M MAITRE

Secrétariat : M PESCATORE — BNCM

M	ARIBERT	INSA RENNES
M	BAUDY	BUREAU VERITAS
M	BAZIN	SECRÉTAIRE GÉNÉRAL CGNORBÂT-DTU
M	BRAHAM	ASTRON BUILDING SYSTEMS
M	CHABROLIN	CTICM
M	CRETON	BNS
MME	DUSSAUGEY	SYNDICAT NATIONAL DES INDUSTRIES D'EQUIPEMENTS
M	ESTEVE	EDF DIRECTION DE L'EQUIPEMENT
M	GALEA	CTICM
M	GAULIARD	SYNDICAT DE LA CONSTRUCTION METALLIQUE DE FRANCE
M	GOURMELON	LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSEES
M	GRIMAULT	TUBEUROP FRANCE
M	KRUPPA	CTICM
M	IZABEL	SNPPA
M	LAPEYRE	C.E.P.
M	LE CHAFFOTEC	SOCOTEC
M	MAITRE	SOCOTEC
M	MARTIN	SNCF
M	MOUTY	
M	PAMIES	CETEN APAVE
MME	PATROUILLEAU	AFNOR
MME	PECHENARD	AFFIX
M	PERNIER	MINISTERE DE L'EQUIPEMENT, DU LOGEMENT, DU TRANSPORT ET DU TOURISME
MME	PETROVA	S.F.J.F.
M	RAMEAU	EDF
M	RAOUL	SETRA
M	REYNAUD	SERVICE TECHNIQUE DES REMONTEES MECANQUES
M	ROUSSEAU	INSTITUT DE SOUDURE
M	RYAN	CTICM
M	SOKOL	P.A.B.
M	VILLETTE	BAUDIN-CHATEAUNEUF
M	VOISIN	I.N.R.S.

### ***Avant-propos national***

*Le présent document traite de la conception et du calcul des pieux et des palplanches en acier.*

*Ce document n'ayant fait l'objet d'aucune demande d'établissement d'un Document d'Application Nationale (D.A.N.), il est publié sous forme de Fascicule de Documentation.*

*Les observations concernant le présent fascicule de documentation sont à adresser au BNCM / CTICM — Bâtiment 6 — Domaine de Saint-Paul — 102, route de Limours — 78471 Saint-Rémy-Lès-Chevreuse.*

## Liste des normes et textes normatifs de référence

Normes européennes ou internationales publiées		Normes pouvant être appliquées avec l'ENV	
Désignation	Intitulé	Désignation	Intitulé
ENV 1991-1	<i>Eurocode 1 : Bases de calcul et actions sur les structures — Partie 1 : Bases de calcul</i>	XP ENV 1991-1 P 06-101	<i>Eurocode 1 : Bases de calcul et actions sur les structures et document d'application nationale — Partie 1 : Bases de calcul</i>
ENV 1991-2-2	<i>Eurocode 1 : Bases de calcul et actions sur les structures — Partie 2-2 : Actions sur les structures exposées au feu</i>	XP ENV 1991-2-2 P 06-102-2	<i>Eurocode 1 : Bases de calcul et actions sur les structures et document d'application nationale — Partie 2-2 : Actions sur les structures exposées au feu</i>
ENV 1991-3	<i>Eurocode 1 : Bases de calcul et actions sur les structures — Partie 3 : Charges sur les ponts dues au trafic</i>	XP ENV 1991-3 P 06-103	<i>Eurocode 1 : Bases de calcul et actions sur les structures et document d'application nationale — Partie 3 : Charges sur les ponts dues au trafic</i>
ENV 1992	<i>Eurocode 2 : Calcul des structures en béton</i>	XP ENV 1992	<i>Eurocode 2 : Calcul des structures en béton et document d'application nationale</i>
ENV 1993-1-1	<i>Eurocode 3 : Calcul des structures en acier — Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments</i>	XP ENV 1993-1-1 P 22-311	<i>Eurocode 3 : Calcul des structures en acier et document d'application nationale — Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments</i>
ENV 1993-1-2	<i>Eurocode 3 : Calcul des structures en acier — Partie 1-2 : Calcul du comportement au feu</i>	XP ENV 1993-1-2 P 22-312	<i>Eurocode 3 : Calcul des structures en acier et document d'application nationale — Partie 1-2 : Calcul du comportement au feu</i>
ENV 1993-1-3	<i>Eurocode 3 : Calcul des structures en acier — Partie 1-3 : Règles supplémentaires pour les profilés et plaques à parois minces formés à froid</i>	XP ENV 1993-1-3 P 22-313	<i>Eurocode 3 : Calcul des structures en acier et document d'application nationale — Partie 1-3 : Règles supplémentaires pour les profilés et plaques à parois minces formés à froid</i>
ENV 1993-1-5	<i>Eurocode 3 : Calcul des structures en acier — Partie 1-5 : Règles supplémentaires pour les plaques planes, raidies ou non, chargées dans leur plan</i>	XP ENV 1993-1-5 P 22-315	<i>Eurocode 3 : Calcul des structures en acier et document d'application nationale — Partie 1-5 : Règles supplémentaires pour les plaques planes, raidies ou non, chargées dans leur plan</i>
ENV 1993-2	<i>Eurocode 3 : Calcul des structures en acier — Partie 2 : Ponts métalliques</i>	XP ENV 1993-2 P 22-320	<i>Eurocode 3 : Calcul des structures en acier et document d'application nationale — Partie 2 : Ponts métalliques</i>
ENV 1994	<i>Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton</i>	XP ENV 1994	<i>Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton et document d'application nationale</i>
ENV 1997-1	<i>Eurocode 7 : Calcul géotechnique — Partie 1 : Règles générales</i>	XP ENV 1997-1 P 94-250-1	<i>Eurocode 7 : Calcul géotechnique — Partie 1 : Règles générales</i>
ENV 1998	<i>Eurocode 8 : Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes</i>	XP ENV 1998	<i>Eurocode 8 : Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes et document d'application nationale</i>
EN 10002-1	<i>Matériaux métalliques — Essai de traction — Partie 1 : Méthode d'essai à température ambiante</i>	NF EN 10002-1 A 03-001	<i>Matériaux métalliques — Essai de traction — Partie 1 : Méthode d'essai à température ambiante</i>

Normes européennes ou internationales publiées		Normes pouvant être appliquées avec l'ENV	
Désignation	Intitulé	Désignation	Intitulé
EN 10025	<i>Produits laminés à chaud en aciers de construction non alliés — Conditions techniques de livraison</i>	NF EN 10025 A 35-501	<i>Produits laminés à chaud en aciers de construction non alliés — Conditions techniques de livraison</i>
EN 10027	<i>Systèmes de désignation des aciers</i>	NF EN 10027 A 02-005	<i>Systèmes de désignation des aciers</i>
EN 10113	<i>Produits laminés à chaud en aciers de construction soudables à grains fins</i>	NF EN 10113 A 35-505	<i>Produits laminés à chaud en aciers de construction soudables à grains fins</i>
EN 10137	<i>Tôles et larges-plats en aciers de construction à haute limite d'élasticité à l'état trempé et revenu ou durci par précipitation</i>	NF EN 10137 A 36-204	<i>Tôles et larges-plats en aciers de construction à haute limite d'élasticité à l'état trempé et revenu ou durci par précipitation</i>
EN 10210	<i>Profils creux pour la construction finis à chaud en aciers de construction non alliés et à grains fins</i>	NF EN 10210 A 49-502	<i>Profils creux pour la construction finis à chaud en aciers de construction non alliés et à grains fins</i>
EN 10219	<i>Profils creux pour la construction formés à froid en aciers de construction non alliés et à grains fins</i>	NF EN 10219 A 49-540	<i>Profils creux pour la construction formés à froid en aciers de construction non alliés et à grains fins</i>
EN 10248	<i>Palplanches laminées à chaud en aciers non alliés — Partie 1 : Conditions techniques de livraison</i>	NF EN 10248-1 A 35-520-1	<i>Palplanches laminées à chaud en aciers non alliés — Partie 1 : Conditions techniques de livraison</i>
EN 10249	<i>Palplanches profilées à froid en aciers non alliés — Partie 1 : Conditions techniques de livraison</i>	NF EN 10249-1 A 37-201-1	<i>Palplanches profilées à froid en aciers non alliés — Partie 1 : Conditions techniques de livraison</i>
prEN 1536	<i>Exécution des travaux géotechniques spéciaux — Pieux forés</i>	NF EN 1536 P 94-310	<i>Exécution des travaux géotechniques spéciaux — Pieux forés</i>
prEN 1537	<i>Exécution des travaux géotechniques spéciaux — Tirants d'ancrage</i>	NF EN 1537 P 94-321	<i>Exécution des travaux géotechniques spéciaux — Tirants d'ancrage</i>
prEN 12063	<i>Exécution de travaux géotechniques spéciaux — Rideaux de palplanches</i>	NF EN 12063 P 94-322	<i>Exécution de travaux géotechniques spéciaux — Rideaux de palplanches</i>
prEN ...	<i>(Document du CEN/TC 288/WG5) — Exécution de travaux géotechniques spéciaux — Pieux à refoulement</i>	NF EN 12699 P 94-311	<i>Exécution de travaux géotechniques spéciaux — Pieux avec refoulement de sol</i>

**Version française**

**Eurocode 3 —  
Calcul des structures en acier —  
Partie 5 : Pieux et palplanches**

Eurocode 3 —  
Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten —  
Teil 5: Pfähle und Spundwände

Eurocode 3 —  
Design of steel structures —  
Part 5: Piling

La présente prénorme européenne (ENV) a été adoptée par le CEN le 30 juin 1997 comme norme expérimentale pour application provisoire. La période de validité de cette ENV est limitée initialement à trois ans. Après deux ans, les membres du CEN seront invités à soumettre leurs commentaires, en particulier sur l'éventualité de la conversion de l'ENV en norme européenne (EN).

Les membres du CEN sont tenus d'annoncer l'existence de cette ENV de la même façon que pour une EN et de rendre cette ENV rapidement disponible au niveau national sous une forme appropriée. Il est admis de maintenir (en parallèle avec l'ENV) des normes nationales en contradiction avec l'ENV en application jusqu'à la décision finale de conversion possible de l'ENV en EN.

Les membres du CEN sont les organismes nationaux de normalisation des pays suivants : Allemagne, Autriche, Belgique, Danemark, Espagne, Finlande, France, Grèce, Irlande, Islande, Italie, Luxembourg, Norvège, Pays-Bas, Portugal, République Tchèque, Royaume-Uni, Suède et Suisse.

**CEN**

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION

Europäisches Komitee für Normung  
European Committee for Standardization

**Secrétariat Central : rue de Stassart 36, B-1050 Bruxelles**

## Sommaire

	Page
<b>Avant-propos</b> .....	5
<b>1 Généralités</b> .....	7
1.1 Objet .....	7
1.2 Distinction entre principes et règles d'application .....	8
1.3 Références normatives .....	8
1.4 Définitions .....	9
1.5 Symboles .....	9
1.6 Convention pour les axes des palplanches .....	10
1.7 Terminologie .....	11
<b>2 Bases de calcul</b> .....	18
2.1 Généralités .....	18
2.2 Critères d'états limites de service .....	19
2.3 Critères d'états limites ultimes .....	19
2.4 Étude du terrain et caractéristiques du sol .....	20
2.5 Analyse .....	20
2.6 Durabilité .....	21
2.7 Aptitude au fonçage .....	23
<b>3 Caractéristiques des matériaux</b> .....	23
3.1 Généralités .....	23
3.2 Pieux .....	23
3.3 Palplanches laminées à chaud en acier .....	23
3.4 Palplanches formées à froid en acier .....	24
3.5 Profils utilisés pour les liernes et les boutons .....	24
3.6 Moyens d'assemblage .....	24
3.7 Éléments en acier utilisés pour les ancrages .....	24
3.8 Éléments en acier utilisés pour les rideaux mixtes .....	25
3.9 Énergie de rupture .....	25
<b>4 États limites de service</b> .....	25
4.1 Bases .....	25
4.2 Déplacements des écrans de soutènement .....	26
4.3 Déplacements des pieux .....	26
4.4 Aspects structuraux des palplanches en acier .....	26
<b>5 États limites ultimes</b> .....	27
5.1 Bases .....	27
5.2 Palplanches .....	28
5.3 Pieux .....	39
5.4 Rideaux à fort module .....	40
5.5 Rideaux mixtes .....	40
<b>6 Ancrages, liernes, boutons et assemblages</b> .....	42
6.1 Généralités .....	42
6.2 Ancrages .....	42
6.3 Liernes et boutons .....	44
6.4 Assemblages .....	44

## Sommaire (suite)

	Page
<b>7 Exécution</b>	50
7.1 Généralités	50
7.2 Palplanches en acier	50
7.3 Pieux	50
7.4 Ancrages	50
<b>8 Dimensionnement assisté par l'expérimentation</b>	50
8.1 Généralités	50
8.2 Palplanches en acier	50
8.3 Pieux	51
8.4 Ancrages	51
<b>Annexe A [normative] Palplanches à parois minces en acier</b>	52
A.1 Généralités	52
A.2 Bases de calcul	53
A.3 Caractéristiques des matériaux et des sections transversales	54
A.4 Voilement local	56
A.5 Résistance des sections transversales	58
A.6 Justifications	61
A.7 Dimensionnement assisté par l'expérimentation	62
<b>Annexe B [informative] Procédures d'essais</b>	64
B.1 Généralités	64
B.2 Résistance des points de pinçage pour les palplanches en U	64
B.3 Résistance des serrures de palplanches plates en acier	67
B.4 Essais de palplanches à parois minces en acier	67
<b>Annexe C [informative] Mouvements du sol associés aux pieux et palplanches</b>	72
C.1 Généralités	72
C.2 Mouvements du sol provoqués par la mise en œuvre	73
C.3 Mouvements provoqués par une excavation devant les écrans de soutènement	78
C.4 Évaluation des effets des mouvements du sol	82
C.5 Surveillance	83
C.6 Références	83
<b>Annexe D [informative] Recommandations concernant le calcul des pieux en acier</b>	85
D.1 Généralités	85
D.2 Méthodes de calcul	87
D.3 États limites ultimes	91
D.4 États limites de service	94
D.5 Références	94
<b>Annexe E [informative] Recommandations concernant le calcul des palplanches en acier</b>	95
E.1 Généralités	95
E.2 Aspects concernant le calcul	95
E.3 Procédure de calcul par étapes	100
E.4 Aspects structuraux	104
E.5 Sections transversales efficaces pour les palplanches fléchies	110
E.6 Références	112

Sommaire (fin)

	Page
<b>Annexe F</b> [informative] <b>Recommandations concernant les taux de corrosion</b> .....	113
<b>F.1</b> Généralités .....	113
<b>F.2</b> Pieux .....	113
<b>F.3</b> Palplanches .....	113
<b>Annexe G</b> [informative] <b>Aspects particuliers des rideaux mixtes</b> .....	115
<b>G.1</b> Aspects géotechniques .....	115
<b>G.2</b> Pieux tubulaires utilisés comme éléments principaux .....	115
<b>G.3</b> Profils en H utilisés comme éléments principaux .....	118



## Avant-propos

### Objectifs des Eurocodes

- (1) Les «Eurocodes Structuraux» comprennent un ensemble de normes élaborées en vue du calcul structural et géotechnique des bâtiments et ouvrages de génie civil.
- (2) Ils ne couvrent l'exécution et le contrôle que dans la mesure où cela est nécessaire pour indiquer la qualité des produits de construction et le niveau d'exécution indispensables pour la conformité aux hypothèses des règles de calcul.
- (3) Jusqu'à ce que l'ensemble des spécifications techniques harmonisées concernant les produits ainsi que les méthodes de contrôle de leurs performances soit disponible, un certain nombre d'Eurocodes Structuraux traitent certains de ces aspects dans des annexes informatives.

### Historique du Programme des Eurocodes

- (4) La Commission des Communautés Européennes (CCE) a commencé à élaborer un ensemble de règles techniques harmonisées pour le calcul des bâtiments et ouvrages de génie civil, qui servirait initialement d'alternative aux différentes règles en vigueur dans les différents états membres et qui les remplacerait à terme. Ces règles techniques reçurent le nom d'Eurocodes Structuraux.
- (5) En 1990, après consultation de ses états membres respectifs, la CCE a transféré le travail d'élaboration, de diffusion et de mise à jour des Eurocodes Structuraux au CEN, et le Secrétariat de l'AELE a accepté de s'associer au CEN dans cette tâche.
- (6) Le Comité Technique CEN/TC 250 du CEN est responsable de tous les Eurocodes Structuraux.

### Programme des Eurocodes

- (7) Les travaux sont en cours sur les Eurocodes Structuraux suivants, chacun d'eux comportant en général un certain nombre de parties :

EN 1991	Eurocode 1	Bases de calcul et actions exercées sur les structures ;
EN 1992	Eurocode 2	Calcul des structures en béton ;
EN 1993	Eurocode 3	Calcul des structures en acier ;
EN 1994	Eurocode 4	Calcul des structures mixtes acier-béton ;
EN 1995	Eurocode 5	Calcul des structures en bois ;
EN 1996	Eurocode 6	Calcul des structures en maçonnerie ;
EN 1997	Eurocode 7	Calcul géotechnique ;
EN 1998	Eurocode 8	Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance au séisme ;
EN 1999	Eurocode 9	Calcul des structures en alliage d'aluminium.
- (8) Des sous-comités distincts ont été constitués par le CEN/TC 250 pour les différents Eurocodes mentionnés ci-dessus.
- (9) Cette Partie de l'ENV 1993 a été parachevée conformément à un mandat délivré par la CCE et elle est publiée en tant que Prénorme Européenne (ENV) avec une durée de vie initiale de trois ans.
- (10) Cette Prénorme est destinée à l'application expérimentale et à la soumission de commentaires.
- (11) À l'issue d'une période de deux ans environ, les membres du CEN seront invités à soumettre des commentaires devant être pris en compte dans la détermination des actions futures.
- (12) Dans l'intervalle, il convient de transmettre les réactions et commentaires concernant la présente Prénorme au Secrétariat du CEN/TC 250/SC 3 à l'adresse suivante :

BSI Standards  
British Standards House  
389 Chiswick High Road  
London W4 4AL  
England

ou à votre organisme national de normalisation.

### Documents d'Application Nationale (DAN)

(13) Dans l'optique des responsabilités incombant aux autorités des pays membres en ce qui concerne la sécurité, la santé, et autres domaines couverts par les exigences essentielles de la Directive sur les Produits de Construction (DPC), certains éléments de sécurité figurant dans la présente ENV ont été affectés de valeurs indicatives identifiées par ☐ ou [ ] («valeurs encadrées»). Il appartient aux autorités de chaque pays membre de revoir les «valeurs encadrées», et elles ont la faculté de substituer des valeurs alternatives définitives pour ces éléments de sécurité en vue de l'application nationale.

(14) Certaines Normes Européennes ou Internationales concernées peuvent ne pas être disponibles à la publication de la présente Prénorme. Il est donc prévu qu'un Document d'Application Nationale (DAN) donnant toutes valeurs de substitution définitives pour les éléments de sécurité, mentionnant les normes concernées compatibles et contenant des directives sur l'application nationale de la présente Prénorme, sera publié par chaque pays membre ou son Organisme de Normalisation.

(15) La présente Prénorme est prévue pour être utilisée conjointement avec le DAN en vigueur dans le pays où les bâtiments ou les ouvrages de génie civil sont situés.

### Spécificités de la présente Prénorme

(16) La liste des parties de l'ENV 1993 qui sont actuellement prévues est la suivante :

ENV 1993-1-1	Règles générales et règles pour les bâtiments
ENV 1993-1-2	Règles supplémentaires pour le calcul du comportement au feu des structures
ENV 1993-1-3	Règles supplémentaires pour les éléments minces formés à froid — Produits longs et produits plats
ENV 1993-1-4	Règles supplémentaires pour les aciers inoxydables
ENV 1993-1-5	Règles supplémentaires pour la résistance et la stabilité des plaques planes raidies ou non chargées dans leur plan
ENV 1993-2	Ponts métalliques
ENV 1993-3	Tours, mâts et cheminées
ENV 1993-4	Silos, réservoirs et pipelines
ENV 1993-5	Pieux et palplanches
ENV 1993-6	Chemins de roulement
ENV 1993-7	Structures marines et maritimes
ENV 1993-8	Structures agricoles

(17) Cette Prénorme a été établie avec deux objectifs principaux :

- être suffisamment précise et complète pour une utilisation contractuelle ;
- être suffisamment flexible pour permettre aux clients, aux concepteurs et aux entrepreneurs d'exercer pleinement leurs responsabilités techniques.

(18) Lorsqu'il est précisé «sauf mention contraire» dans la présente Prénorme, il est prévu que des exigences complémentaires et/ou modificatives puissent être données dans le cahier des charges du projet.

(19) Les limites de validité du contenu de cette prénorme sont définies en 1.1. Au-delà de ces limites, il convient que des règles soient données par un DAN ou de manière spécifique pour des projets particuliers.

(20) Certains coefficients réducteurs concernant un éventuel glissement dans les serrures de palplanches en U n'ont pas été fixés et peuvent être donnés dans des DAN à la convenance d'autorités nationales compétentes.

## 1 Généralités

### 1.1 Objet

(1)P La présente Partie 5 de l'ENV 1993 donne des principes et des règles d'application pour la conception et le calcul des pieux et des palplanches en acier.

(2) Elle donne également des exemples de dispositions constructives pour les structures de fondations et de rideaux de soutènement.

(3)P Le champ d'application comprend :

- les fondations sur pieux en acier des ouvrages de génie civil construits sur terre et sur l'eau ;
- les structures temporaires ou permanentes nécessaires pour l'exécution de la mise en oeuvre de pieux en acier ;
- les structures de soutènement temporaires ou permanentes composées de palplanches en acier, y compris toutes les sortes de rideaux mixtes.

(4)P Le champ d'application exclut :

- les plates-formes en mer ;
- les ducs d'Albe.

(5) Cette Partie 5 de l'ENV 1993 comprend également des règles d'application pour les pieux en acier remplis de béton.

NOTE Ces dispositions pourraient être transférées dans l'ENV 1994 ultérieurement.

(6) Les exigences particulières concernant le calcul parasismique ne sont pas couvertes. Selon le cas, il convient de prendre en compte les effets de mouvements du sol provoqués par les séismes conformément à l'ENV 1998.

(7) Des dispositions de calcul sont également données pour les liernes, les boutons et les ancrages, voir section 6.

(8) Le calcul des palplanches en acier utilisant des sections transversales de classes 1, 2 et 3 est couvert dans les sections 4 et 5, tandis que le calcul des sections transversales de classe 4 est couvert dans l'annexe A.

(9) La méthode de calcul pour les palplanches en U pincées et les palplanches plates en acier exploite des résistances de calcul obtenues par des essais. Il est prévu dans l'avenir qu'une Norme Européenne distincte contiendra des dispositions appropriées pour les essais des points de pincage des palplanches en U ainsi que pour les essais des palplanches plates en acier.

NOTE Une approche préliminaire pour des méthodes d'essai harmonisées est donnée dans l'annexe B.

(10) Les aspects géotechniques ne sont pas couverts dans ce document. Il est fait référence à l'ENV 1997.

NOTE Les annexes C, D et E sont données uniquement pour permettre un calcul complet des pieux et palplanches en acier comprenant certains aspects géotechniques conformes à l'ENV 1997. Ceci permet d'utiliser le document en l'état d'ENV pour une application expérimentale. Il est prévu qu'après la période ENV, l'emplacement du contenu de ces annexes sera révisé et que les annexes disparaîtront.

(11) Des dispositions pour la prise en compte des effets de la corrosion dans le calcul des pieux et palplanches sont données dans la section 2 sans spécification de valeurs numériques pour les taux de corrosion en raison de leur variation en fonction des conditions locales.

NOTE Des indications concernant les taux de corrosion sont données dans l'annexe F.

(12) Le calcul des rideaux mixtes aux états limites ultimes est couvert dans la section 5 qui comprend des dispositions générales pour la vérification des éléments principaux.

NOTE Des dispositions concernant la vérification tant des pieux tubulaires que des profilés en H utilisés comme éléments principaux sont données dans l'annexe G. Il est prévu qu'après la période ENV certaines dispositions concernant les pieux tubulaires seront harmonisées avec les dispositions similaires de l'ENV 1993-4.

## 1.2 Distinction entre principes et règles d'application

(1)P En fonction du caractère de chaque alinéa, une distinction est faite dans la présente Partie entre principes et règles d'application.

(2)P Les principes comprennent :

- des déclarations générales ou catégoriques pour lesquelles il n'existe aucune alternative ;
- des exigences et des modèles analytiques qui n'admettent aucune alternative, sauf mention spécifique différente.

(3) Les principes sont identifiés par la lettre P suivant le numéro d'alinéa.

(4)P Les règles d'application sont en général des règles reconnues qui suivent les principes et qui satisfont leurs exigences. On peut utiliser des règles de calcul alternatives différentes des règles d'application données dans l'Eurocode, à condition qu'il soit démontré que la règle alternative respecte les principes concernés et procure une fiabilité au moins équivalente.

(5) Dans la présente Partie, les règles d'application sont identifiées par un numéro entre parenthèses, comme dans le présent alinéa.

## 1.3 Références normatives

La présente Prénorme Européenne intègre, par référence datée ou non, des dispositions provenant d'autres publications. Ces références normatives sont citées aux endroits appropriés du texte et les publications sont indiquées ci-dessous. En ce qui concerne les références datées, les révisions ou amendements ultérieurs de ces publications ne s'appliquent à la présente Prénorme Européenne que lorsqu'ils y sont intégrés par amendement ou révision. Pour les références non datées, c'est l'édition la plus récente de la publication à laquelle il est fait référence qui s'applique.

ENV 1991, *Eurocode 1 : Bases de calcul et actions sur les structures* :

Partie 1 : *Bases de calcul* ;

Partie 2.2 : *Actions sur les structures exposées au feu* ;

Partie 3 : *Charges sur les ponts dues au trafic* ;

ENV 1992, *Eurocode 2 : Calcul des structures en béton* ;

ENV 1993, *Eurocode 3 : Calcul des structures en acier* ;

Partie 1.1 : *Règles générales — Règles générales et règles pour les bâtiments* ;

Partie 1.2 : *Règles générales — Calcul du comportement au feu des structures* ;

Partie 1.3 : *Règles générales — Règles supplémentaires pour les profilés et plaques à parois minces formés à froid* ;

Partie 1.5 : *Règles générales — Règles supplémentaires pour la résistance et la stabilité des plaques planes raidies ou non chargées dans leur plan* ;

Partie 2 : *Ponts métalliques* ;

ENV 1994, *Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton* ;

ENV 1997, *Eurocode 7 : Calcul géotechnique* ;

Partie 1 : *Règles générales* ;

ENV 1998, *Eurocode 8 : Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance au séisme* ;

EN 10002, *Matériaux métalliques ; essai de traction* ;

Partie 1 : *Méthode d'essai* ;

EN 10025, *Produits laminés à chaud en aciers de construction non alliés — Conditions techniques de livraison* ;

EN 10027, *Systèmes de désignation des aciers* ;

EN 10113, *Produits laminés à chaud en aciers de construction soudables à grains fins* ;

EN 10137, *Tôles et larges-plats en aciers de construction à haute limite d'élasticité à l'état trempé et revenu ou durci par précipitation* ;

EN 10210, *Profils creux pour la construction finis à chaud en aciers de construction non alliés et à grains fins* ;

EN 10219, *Profils creux pour la construction formés à froid en aciers de construction non alliés et à grains fins* ;

EN 10248, *Palplanches laminées à chaud en aciers non alliés* ;

Partie 1 : *Conditions techniques de livraison* ;

EN 10249, *Palplanches profilées à froid en aciers non alliés* ;

Partie 1 : *Conditions techniques de livraison* ;

prEN 1536, *Exécution des travaux géotechniques spéciaux — Pieux forés* ;

prEN 1537, *Exécution des travaux géotechniques spéciaux — Tirants d'ancrage* ;

prEN 10219, *Profils creux pour la construction formés à froid en aciers de construction non alliés et à grains fins* ;

prEN 12063, *Exécution de travaux géotechniques spéciaux — Rideaux de palplanches* ;

prEN ... (Document du CEN/TC 288/WG5) *Exécution de travaux géotechniques spéciaux — Pieux à refoulement*.

## 1.4 Définitions

Dans le cadre de cette prénorme, les définitions suivantes s'appliquent :

**1.4.1 fondation** : Partie de la structure conçue et construite pour être en contact direct avec le sol et lui transmettre les charges.

**1.4.2 ouvrage de soutènement** : Écran qui retient de la terre, un matériau similaire et/ou de l'eau, ainsi que, le cas échéant, son système d'appui (par ex. des ancrages).

**1.4.3 interaction sol-structure** : Influence mutuelle des déformations du sol et d'une fondation ou d'un ouvrage de soutènement.

## 1.5 Symboles

(1) Outre ceux donnés dans l'ENV 1993-1-1, les symboles principaux suivants sont utilisés :

$c$  largeur inclinée de l'âme des palplanches en acier, voir Figure 5.1 ;

$\alpha$  inclinaison de l'âme, voir Figure 5.1.

(2) Outre ceux donnés dans l'ENV 1993-1-1, les indices suivants sont utilisés :

red Réduit.

(3) Outre ceux donnés dans l'ENV 1993-1-1, les symboles principaux suivants sont utilisés :

$A_v$  Aire de cisaillement projetée, voir Figure 5.1 ;

$F_{Sd}$  Valeur de calcul de la force transversale locale ;

$F_Q$  Force horizontale additionnelle provoquée par le flambement global reprise par le pied de la palplanche pour tenir compte de l'hypothèse d'un mode de flambement à nœuds fixes ; voir Figure 5.3 ;

$F_{t,Rd}$  Résistance de calcul à la traction d'un ancrage ;

$F_{t,Sd}$  Valeur de calcul de l'effort de traction tangentiel dans un gabion de palplanches ;

$F_{t,ser}$	Effort axial de l'ancrage sous chargement caractéristique ;
$F_{ta,Sd}$	Effort de traction de calcul dans la cellule en arc d'une gabionnade ;
$F_{tc,Sd}$	Effort de traction de calcul dans le rideau commun à l'arc et à la cellule principale d'une gabionnade ;
$F_{tg,Rd}$	Résistance de calcul à la traction des tiges d'ancrages ;
$F_{tm,Sd}$	Effort de calcul de traction dans la cellule principale d'une gabionnade ;
$F_{ts,Rd}$	Résistance de calcul à la traction de palplanches plates simples en acier ;
$F_{u,Rd}$	Résistance de calcul à la traction de la partie filetée des ancrages ;
$R_{c,Rd}$	Résistance de calcul de la palplanche à la force locale transversale ;
$R_{tw,Rd}$	Résistance de calcul à la traction des âmes d'une palplanche à l'introduction d'une force locale transversale ;
$R_{vf,Rd}$	Résistance de calcul au cisaillement de l'aile d'une palplanche à l'introduction d'une force locale transversale ;
$p_{a,d}$	Valeur de calcul de la pression interne agissant dans la cellule en arc d'une structure cellulaire ;
$p_{m,d}$	Valeur de calcul de la pression interne agissant dans la cellule principale d'une structure cellulaire ;
$r_a$	Rayon initial de la cellule en arc dans une gabionnade ;
$r_m$	Rayon initial de la cellule principale dans une gabionnade ;
$t_f$	Épaisseur de l'aile d'une palplanche en acier ;
$t_w$	Épaisseur nominale de l'âme de palplanches en acier ;
$\beta_B$	Facteur tenant compte de la réduction éventuelle des modules de résistance de palplanches en U provoquée par une transmission insuffisante de l'effort tranchant dans les serrures ;
$\beta_D$	Facteur tenant compte de la réduction éventuelle de la rigidité de flexion de palplanches en U provoquée par une transmission insuffisante de l'effort tranchant dans les serrures ;
$\beta_R$	Facteur tenant compte de la résistance des serrures de palplanches plates en acier ;
$\beta_T$	Facteur tenant compte du comportement d'une palplanche de raccordement soudée aux états limites ultimes ;
$\phi_a$	Angle de l'arc de liaison, voir Figure 5.7 ;
$\phi_m$	Angle de la cellule principale, voir Figure 5.7 ;
$\rho_p$	Facteur tenant compte de la réduction du moment résistant de flexion global provoquée par les effets de la différence de pression hydrostatique sur la flexion locale transversale de la plaque.

(4) D'autres symboles sont définis lors de leur première utilisation.

## 1.6 Convention pour les axes des palplanches

(1) Pour les palplanches, la convention d'axes suivante est utilisée :

— en général :

- $x - x$  axe longitudinal d'une palplanche ;
- $y - y$  axe principal le plus proche du plan du rideau de soutènement ;
- $z - z$  autre axe principal ;

— le cas échéant :

- $u - u$  axe de section transversale parallèle au rideau de soutènement, s'il ne coïncide pas avec  $y - y$  ;
- $v - v$  autre axe de section transversale s'il ne coïncide pas avec  $z - z$ .

NOTE Cette convention pour les axes est différente de celle utilisée dans l'ENV 1993-1-1. Une attention particulière doit donc être apportée aux références croisées faites à la Partie 1.1.

## 1.7 Terminologie

Dans le cadre de cette Prénorme, la terminologie suivante est utilisée :

**NOTE** Les Figures 1.1 à 1.10 ne sont que des exemples. Ils sont donnés dans le but de favoriser la compréhension de la terminologie utilisée. Ces exemples ne sont en aucun cas exhaustifs et ils ne représentent aucune préférence de dispositions constructives.

**1.7.1 Ancrage :** Expression générale utilisée pour le système d'ancrage situé à l'arrière d'un écran de soutènement, tels des ancrages à corps-morts, plaques ou rideaux d'ancrage, tirants d'ancrage vissés, tirants d'ancrage scellés, pieux d'ancrage et ancrages à expansion. Des exemples d'assemblages entre des ancrages et un rideau de palplanche sont illustrés dans la Figure 1.1.

**1.7.2 Rideau ancré :** Écran dont la stabilité dépend de la pénétration de la palplanche dans le sol ainsi que d'un ou de plusieurs niveaux d'ancrages.

**1.7.3 Pieux :** Éléments structuraux (sections transversales de type creux, de type en H, de type en X ou cruciforme) incorporés dans les fondations d'un bâtiment ou d'ouvrages de génie civil et utilisés pour reprendre des efforts axiaux de traction ou de compression, des efforts tranchants (cisaillement) et des moments — voir Tableau 1.1. La capacité portante est obtenue par la résistance de pointe ou par le frottement latéral du fût ou par une combinaison des deux.

**1.7.4 Butons :** Entretoises disposées perpendiculairement ou selon un certain angle par rapport à la face antérieure du rideau de soutènement, supportant le rideau et généralement assemblées aux liernes (voir Figure 1.2).

**1.7.5 Rideau en console :** Écran dont la stabilité dépend uniquement de la pénétration de la palplanche dans le sol.

**1.7.6 Gabionnades :** Caissons construits à partir de palplanches plates dont les serrures résistent à la traction tangentielle générée dans les parois des cellules par la poussée du remblai (voir Figure 1.3). La stabilité de ces cellules est obtenue par le poids propre du remblai. On distingue deux type fondamentaux de gabionnades :

- Gabions à cellules circulaires : Ce type de structure est composé de cellules individuelles circulaires de grand diamètre reliées par des arcs de plus faible diamètre (voir Figure 1.4a) ;
- Gabions cloisonnés : Ce type de structure est composé de deux séries d'arcs circulaires reliés par des diaphragmes disposés perpendiculairement à l'axe de la gabionnade (voir Figure 1.4b).

**1.7.7 Rideaux mixtes :** Écrans de soutènement composés d'éléments principaux et d'éléments secondaires. Les éléments principaux sont normalement des pieux tubulaires, des profils en H ou des caissons reconstitués en acier, placés à intervalles équidistants dans le sol. Les éléments secondaires sont en général des palplanches en acier de types divers, qui sont disposées dans les espaces intermédiaires entre éléments principaux et qui les relient par des serrures (voir Figure 1.5).

**1.7.8 Paire de palplanches en U :** Palplanche composée de deux palplanches en U simples enclenchées comportant une serrure commune soudée ou pincée pour la transmission des efforts tranchants.

**1.7.9 Aptitude au fonçage :** Aptitude d'une palplanche ou d'un pieu porteur à être foncé dans les couches de sol jusqu'à la profondeur de pénétration exigée, sans dégradations.

**1.7.10 Fonçage :** Toute méthode consistant à faire pénétrer un pieu ou une palplanche dans le sol jusqu'à la profondeur exigée, par exemple par battage, par vibrofonçage ou par vérinage, ou par une combinaison de ces méthodes ou d'autres méthodes.

**1.7.11 Rideau à fort module :** Écran de soutènement constitué d'un seul type d'éléments en acier assemblés par serrures. Les éléments peuvent être composés de profils reconstitués soudés, voir Figure 1.6, afin d'obtenir un module de résistance élevé.

**1.7.12 Serrure :** Portion d'une palplanche en acier ou d'une autre tôle qui assemble des palplanches adjacentes grâce à un système de griffes ou similaire de façon à constituer un rideau continu, et comprenant les types suivants :

- Serrures libres : Serrures enclenchées sans pinçage ni soudure ;
- Serrures pincées : Blocage des serrures de palplanches simples enclenchées par des points de pinçage ;
- Serrures soudées : Blocage des serrures de palplanches simples enclenchées par soudure continue ou discontinue.

**1.7.13 Rideau à redans** : Rideau de palplanches particulier où les palplanches sont disposées de façon à augmenter le moment d'inertie du rideau. Des exemples de rideaux à redans sont donnés dans les Figures 1.7 et 1.8.

**1.7.14 Rideau boutoné** : Écran de soutènement dont la stabilité dépend de la fiche des palplanches dans le sol ainsi que d'un ou plusieurs niveaux d'appui.

**1.7.15 Paroi type berlinoise** : Les parois types berlinoise sont composées de pieux verticaux (pieu principal ou d'étais) enfoncés à intervalles réguliers, maintenant des éléments horizontaux intermédiaires (madriers ou blindage), voir Figure 1.9. Les pieux principaux peuvent être des profils en H laminés ou soudés ou des profils tubulaires ou en caisson.

**1.7.16 Palpieux en acier** : Pieux de forme creuse non circulaire formés à partir de deux ou plusieurs profils laminés à chaud assemblés par soudure continue ou discontinue (voir Tableau 1.1).

**1.7.17 Pieux tubulaires en acier** : Pieux de section transversale circulaire obtenus par procédé sans soudure, ou par soudure longitudinale ou hélicoïdale (voir Tableau 1.1).

**1.7.18 Palplanche en acier** : Éléments individuels en acier qui forment un rideau de palplanches. Les types de palplanches en acier couverts dans cette Partie 5 sont donnés dans le Tableau 1.2 : palplanches plates, en Z et en U, et dans le Tableau A.1 de l'annexe A pour les palplanches formées à froid. Les serrures des palplanches en Z sont situées sur les fibres extrêmes du rideau, tandis que les serrures des palplanches plates et en U sont situées sur l'axe du rideau de soutènement.

**1.7.19 Rideau de palplanches** : Écran de palplanches formant un rideau continu par enclenchement des serrures.

**1.7.20 Raccord en T** : Élément spécial, voir Figure 1.10, destiné à assembler deux cellules circulaires d'une gabionnade par des arcs de moindre diamètre, voir Figure 1.4a.

**1.7.21 Palplanche en U triple** : Palplanche composée de trois palplanches en U simples enclenchées avec deux serrures communes soudées ou pincées pour la transmission de l'effort tranchant.

**1.7.22 Lierne** : Poutre horizontale, généralement en acier ou en béton armé, fixée au rideau de soutènement et reliée aux ancrages par des tirants ou des câbles, ou assemblée à des boutons, afin de répartir uniformément sur le rideau les efforts du tirant ou du bouton.



**Tableau 1.1 — Exemples de sections transversales de pieux en acier**

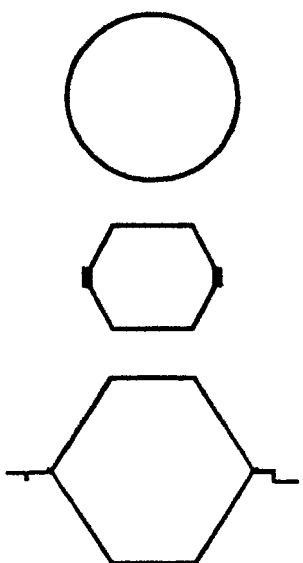
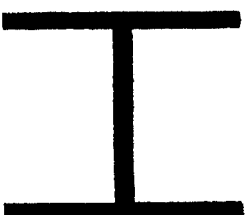
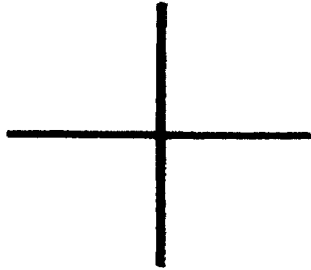





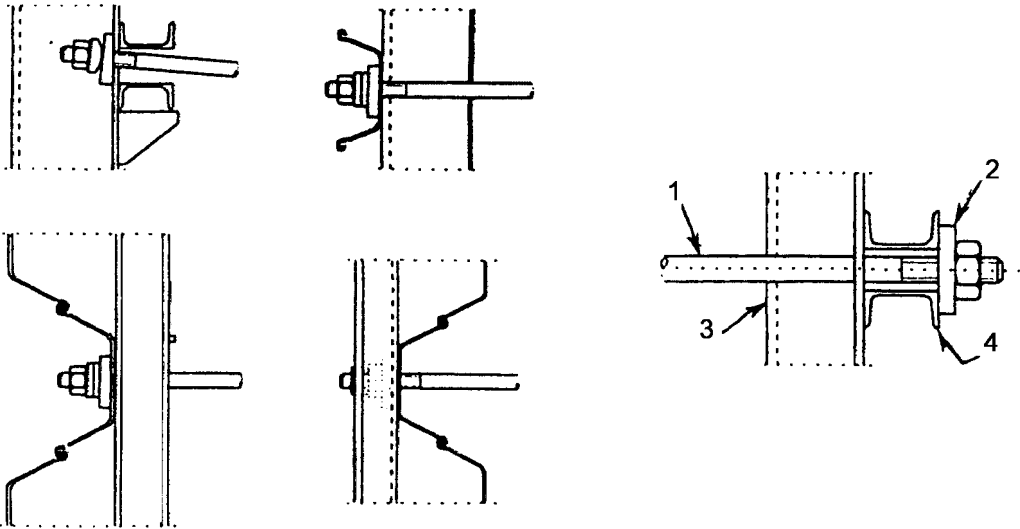
Type de section transversale	Représentation
Type creux (exemples) voir Note	
Type en H	
Type en X	
<b>NOTE</b> Il convient de se reporter au prEN 12063 pour les détails d'exécution.	

Tableau 1.2 — Palplanches en acier

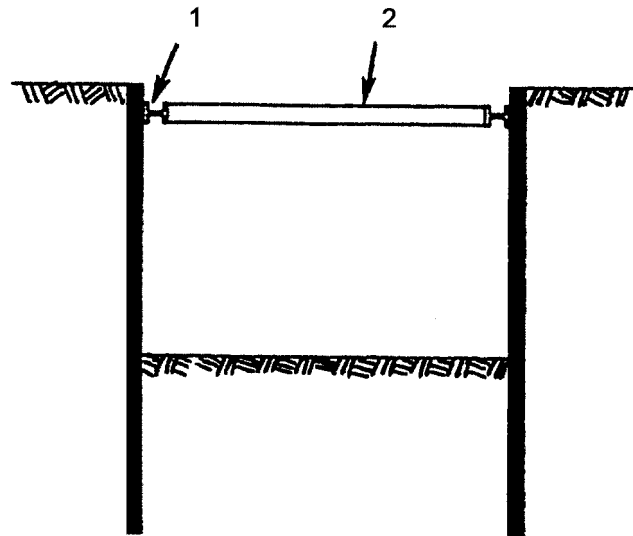
Type de section transversale	Palplanche simple	Palplanche double
Profils en Z		
Profils en U		
Palplanches plates		
NOTE Il convient de se reporter à l'EN 10248 pour les détails des serrures.		



Légende

- 1 Tirant
- 2 Plaque d'appui
- 3 Palplanche
- 4 Lierne

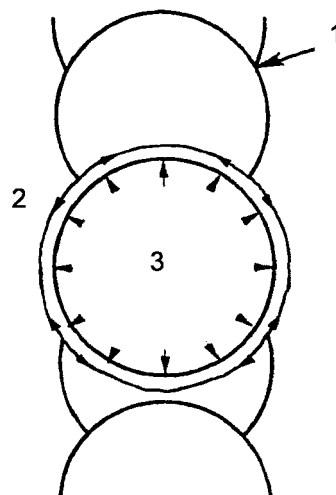
Figure 1.1 — Exemples d'assemblages entre ancrages et rideaux de palplanches



**Légende**

- 1   Lierne
- 2   Buton

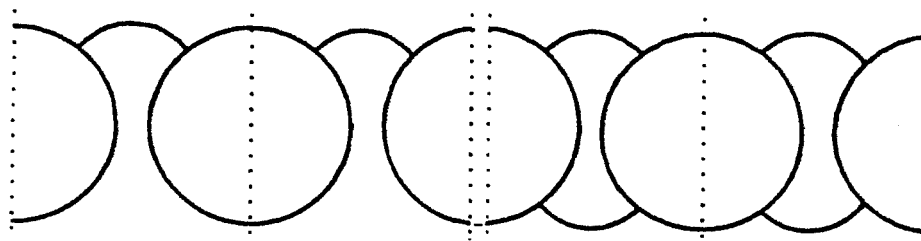
**Figure 1.2 — Section transversale d'un caisson montrant le butonnage**



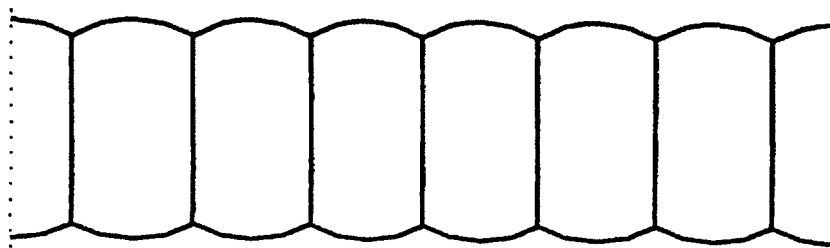
**Légende**

- 1   Raccord en T
- 2   Effort de traction tangentiel
- 3   Pression interne

**Figure 1.3 — Mécanisme d'une gabionnade montrant les cellules principales et les cellules de raccord en arc**

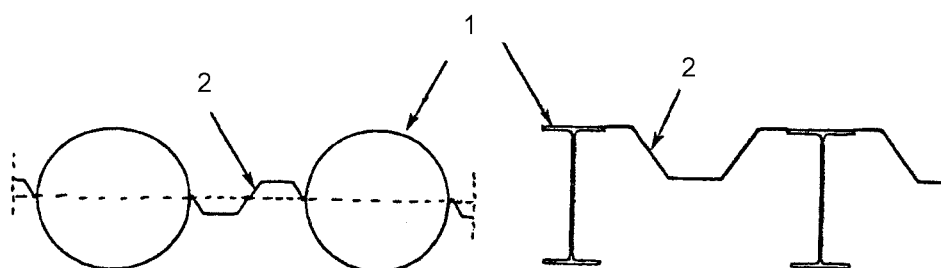


a) Gabionnade en gabions à cellules circulaires



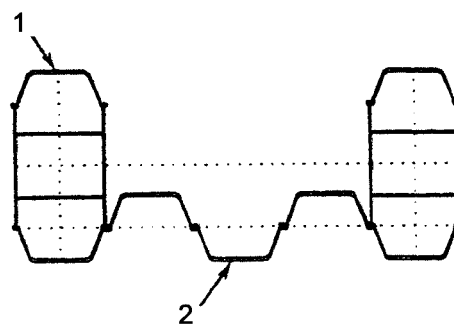
b) Gabionnade en gabions cloisonnés

Figure 1.4 — Exemples de gabionnades



#### Légende

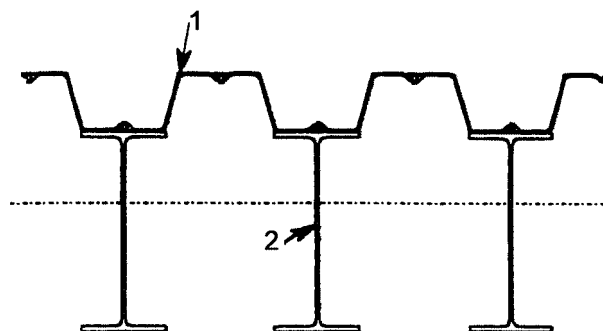
- 1 Éléments principaux
- 2 Éléments secondaires



#### Légende

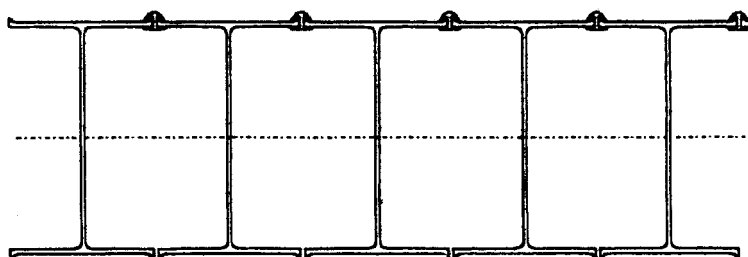
- 1 Éléments principaux
- 2 Éléments secondaires

Figure 1.5 — Exemples de rideaux mixtes

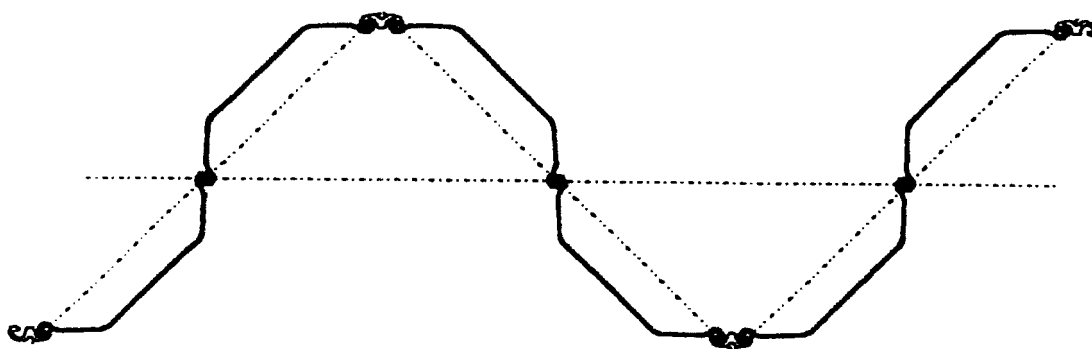


**Légende**

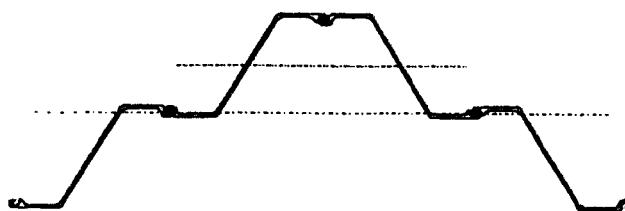
- 1 Palplanche soudée sur un profil en H
- 2 Profil en H



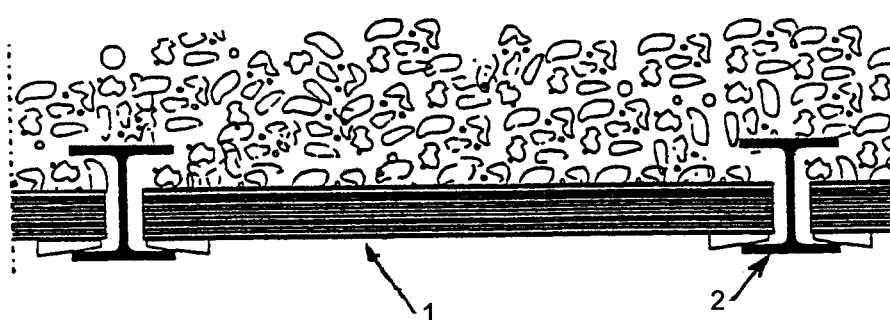
**Figure 1.6 — Exemples de rideaux à fort module**



**Figure 1.7 — Exemple de rideau à redans constitué avec des profils en U**



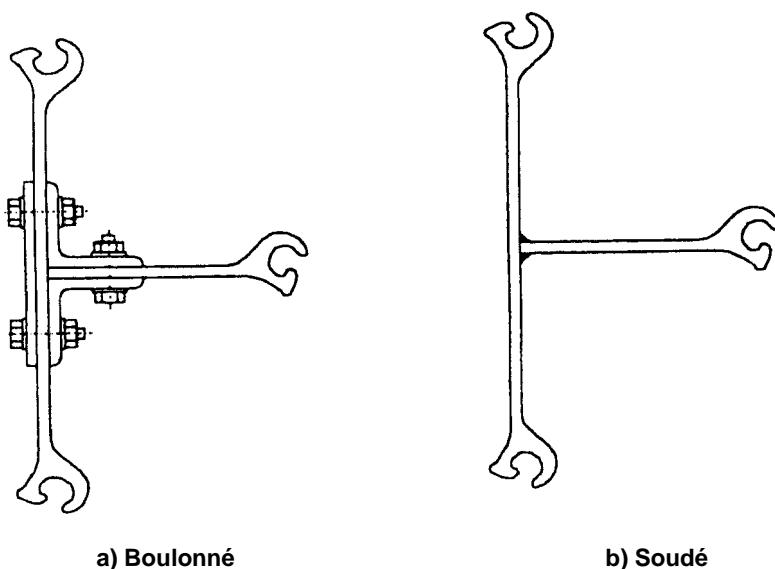
**Figure 1.8 — Exemple de rideau à redans constitué avec des profils en Z**



#### Légende

- 1 Blindage
- 2 Pieu principal

Figure 1.9 — Exemple de paroi type berlinoise



a) Boulonné

b) Soudé

Figure 1.10 — Exemples de raccords en T

## 2 Bases de calcul

### 2.1 Généralités

- (1)P Les dispositions de l'ENV 1991-1 s'appliquent au calcul des pieux et des palplanches, y compris le calcul des liernes, butons et ancrages.
- (2) Des dispositions spécifiques sont données ci-dessous pour le calcul des pieux et des palplanches afin de satisfaire les exigences de sécurité et de durabilité pour les états limites de service et états limites ultimes.
- (3)P La capacité portante du sol doit être déterminée conformément à l'ENV 1997-1.
- (4)P Les phases de calcul pour toutes les étapes de construction et d'exploitation doivent être prises en compte, voir ENV 1991-1.
- (5) Il convient de prendre en compte l'aptitude au fonçage des pieux et des palplanches dans la conception de la structure, voir 2.7.
- (6)P Les dispositions données dans ce document s'appliquent indifféremment aux structures provisoires et permanentes, sauf mention contraire, voir ENV 1991-1.
- (7) Dans la suite du présent document, une distinction est faite entre les pieux d'une part et les rideaux de soutènement d'autre part.
- (8) Il convient de se reporter à la section 6 pour les dispositions concernant les liernes, les butons, les assemblages et les ancrages.

## 2.2 Critères d'états limites de service

(1) Sauf mention contraire, il convient de prendre en compte les critères d'états limites de service suivants :

— pour les pieux :

- limites de tassements verticaux ou de déplacements horizontaux appropriées à la structure supportée ;
- limites de vibrations appropriées à des structures directement assemblées ou adjacentes aux pieux.

— pour les écrans de soutènement :

- limites de déformations appropriées à l'aptitude au service de l'écran de soutènement lui-même ;
- limites de déplacements horizontaux, de tassements verticaux ou de vibrations, appropriées à des structures directement assemblées ou adjacentes à l'écran de soutènement lui-même.

(2) Il convient de définir dans le cahier des charges du projet les valeurs des limites données en (1), par rapport à la combinaison d'actions à prendre en compte conformément à l'ENV 1991-1.

(3) Il convient de définir dans le cahier des charges du projet les valeurs des limites imposées par les structures adjacentes. Des indications pour la détermination de ces limites sont données dans l'ENV 1997-1.

NOTE 1 Des indications pour la mise en relation de ces limites avec les exigences d'un écran de soutènement sont données dans l'annexe C de ce document.

NOTE 2 Des indications pour l'évaluation des mouvements des pieux sont données dans l'annexe D de ce document.

NOTE 3 Les critères d'aptitude au service pourraient être les critères déterminants pour le calcul.

## 2.3 Critères d'états limites ultimes

(1)P Les critères d'états limites ultimes suivants doivent être pris en compte :

- a) ruine de la construction provoquée par la rupture du sol (dépassement de la résistance du sol) ;
- b) ruine de la structure ;
- c) combinaison de rupture du sol et de ruine de la structure.

NOTE La ruine des structures adjacentes pourrait être provoquée par des déformations résultant de l'excavation. Si des structures adjacentes sont sensibles à de telles déformations, des recommandations pour le traitement de cette situation peuvent être données dans le cahier des charges du projet.

(2)P Des vérifications concernant les critères d'états limites ultimes doivent être effectuées conformément à l'ENV 1997-1.

(3) Selon la situation de calcul, il convient de vérifier la résistance à un ou plusieurs modes de ruine de structure suivants :

— pour les pieux :

- ruine provoquée par l'effort axial et/ou de flexion ;
- ruine provoquée par le flambement global par flexion, en prenant en compte l'encastrement réalisé par le sol et la structure supportée au niveau des assemblages ;
- ruine locale au niveau des points d'application des charges ;
- fatigue.

— pour les écrans de soutènement :

- ruine provoquée par l'effort axial et/ou de flexion ;
- ruine provoquée par le flambement global par flexion, en prenant en compte l'encastrement réalisé par le sol ;
- voilement local provoqué par la flexion globale ;
- ruine locale au niveau des points d'application des charges (par exemple voilement de l'âme) ;
- fatigue.

## 2.4 Étude du terrain et caractéristiques du sol

(1)P Les caractéristiques du sol pour le terrain et/ou pour le remblai doivent être déterminés à partir d'une étude géotechnique conformément à l'ENV 1997.

## 2.5 Analyse

### 2.5.1 Généralités

(1) Il convient d'effectuer une analyse globale pour déterminer les effets des actions (solllicitations, contraintes, déformations et déplacements) sur tout ou partie de la structure. Il convient d'effectuer des analyses locales supplémentaires de la structure en cas de besoin, par exemple pour les points d'application des charges, les assemblages, etc.

NOTE Des indications concernant divers modèles d'analyses sont données dans les annexes D et E.

(2) Les analyses peuvent être effectuées en utilisant des modélisations de la géométrie, du comportement de la structure et du comportement du sol. Il convient de choisir des modèles appropriés à la situation de calcul.

(3) Sauf lorsque la conception est sensible aux écarts par rapport aux valeurs nominales, l'évaluation des effets des actions dans des pieux de fondations et dans des rideaux de palplanches peut être effectuée sur la base des valeurs nominales des données géométriques.

NOTE Des valeurs pour une profondeur d'excavation supplémentaire devant les rideaux de soutènement aux états limites ultimes sont données dans l'ENV 1997-1.

(4)P Les dispositions de l'ENV 1993-1-2 et de l'ENV 1991-2-2 sont applicables lorsqu'un calcul de résistance au feu de la structure est exigé.

### 2.5.2 Évaluation des actions

(1)P Les actions doivent être tirées de l'ENV 1991 si applicable, sinon du cahier des charges du projet.

(2)P Dans le cas de pieux de fondations, les actions provoquées par les mouvements verticaux ou transversaux (par exemple frottement négatif, etc.) du sol doivent être évaluées conformément à l'ENV 1997-1.

NOTE Des indications sont données dans l'annexe D de ce document.

(3) Il convient d'évaluer les actions transmises à la structure par le sol au moyen de modèles choisis conformément à l'ENV 1997-1, ou définis dans le cahier des charges du projet.

NOTE Des indications sont données dans les annexes D et E de ce document.

(4)P Le cas échéant, les effets des actions provoquées par les variations de température dans le temps ou par des charges spécifiques non spécifiées dans l'ENV 1991 doivent être pris en compte.

NOTE 1 Il peut être nécessaire de prendre en compte les effets de la température, par exemple sur les butons, si des variations thermiques importantes peuvent se produire. Le calcul pourrait prescrire des mesures à prendre pour réduire l'influence des variations de température.

NOTE 2 Des charges spécifiques sont, par exemple :

- des charges provoquées par des chutes d'objets ou vibrations de godets ;
- des charges provoquées par des pelles mécaniques et des grues ;
- des surcharges telles les pompes, les chemins d'accès, les butons intermédiaires, les aires de stockage de matériaux ou de fardeaux d'acier d'armature.

(5) Sauf mention contraire, pour les écrans de soutènement soumis à des charges provoquées par une route ou une voie de chemin de fer, des modèles simplifiés pour de telles charges (par exemple des charges uniformément réparties) dérivés de ceux définis pour les ponts peuvent être utilisés, voir ENV 1991-3.



### 2.5.3 Analyse de structure

#### 2.5.3.1 Généralités

(1)P L'analyse de la structure doit être effectuée au moyen d'un modèle sol-structure approprié.

NOTE Des indications sont données dans les annexes D et E.

(2) Selon la situation de calcul, les ancrages peuvent être modélisés soit comme des appuis simples soit comme des ressorts.

(3)P Si les assemblages ont une influence majeure sur la répartition des sollicitations, ceci doit être pris en compte dans l'analyse de structure.

#### 2.5.3.2 États limites de service

(1)P Pour les rideaux de soutènement en palplanches et les pieux de fondation, l'analyse globale doit être basée sur un modèle élastique linéaire de la structure, et un modèle sol-structure tel que défini dans 2.5.3.1(1)P.

(2)P Il doit être démontré qu'aucune déformation plastique ne se produit dans la structure sous chargement de service.

#### 2.5.3.3 États limites ultimes

(1) L'analyse de structure de pieux de fondation aux états limites ultimes peut être basée sur le type de modèle utilisé pour l'analyse des états limites de service.

(2) Lorsque des situations accidentelles doivent être prises en compte, l'évaluation des effets des actions dans les pieux de fondation peut être effectuée sur la base d'un modèle plastique, tant pour la structure globale que pour l'interaction sol-structure.

NOTE Le choc d'un navire contre une pile de pont constitue un exemple de situation accidentelle.

(3)P L'évaluation des effets des actions dans les rideaux de palplanches doit être effectuée sur la base du mode de ruine approprié pour les vérifications aux états limites ultimes, au moyen d'un modèle d'interaction sol-structure tel que défini en 2.5.3.1(1)P.

NOTE Des indications concernant les modèles de calculs pouvant être utilisés sont données dans l'annexe E.

## 2.6 Durabilité

### 2.6.1 Généralités

(1)P Selon l'agressivité de l'environnement de l'élément en acier, des mesures de protection contre les effets de la corrosion doivent être prises en compte si des pertes substantielles d'épaisseur d'acier sont prévisibles.

(2)P Si la corrosion doit être prise en compte dans le calcul par une réduction d'épaisseur, les taux de corrosion doivent être donnés dans le cahier des charges du projet.

NOTE Des indications sur les taux de corrosion sont données dans l'annexe F.

(3) Il convient d'envisager les mesures suivantes pour prolonger la durée de vie de la structure :

- utilisation d'une épaisseur d'acier supplémentaire pour prise en compte de la corrosion ;
- réserve statique, par exemple nuance d'acier supérieure ou section plus forte ;
- utilisation de revêtements de protection (en général peinture, injection ou galvanisation) ;
- utilisation de protection cathodique, avec ou sans revêtements de protection ;
- enrobage de béton dans les zones de forte activité corrosive.

(4)P Si la durée de vie de calcul spécifiée en exploitation est supérieure à la durée de vie réelle du revêtement, la perte d'épaisseur qui se produit pendant le restant de la durée de vie en exploitation doit être prise en compte dans les vérifications aux états limites de service et aux états limites ultimes.

NOTE 1 Une combinaison de différentes mesures de protection pourrait s'avérer utile pour obtenir une durée de vie en exploitation élevée. Le système global de protection peut être défini en prenant en compte le calcul de la structure et du revêtement de protection ainsi que la faisabilité des contrôles.

NOTE 2 Un soin particulier est nécessaire dans les zones où des sources de courant continu mal isolé pourraient produire des courants de fuite dans le sol.

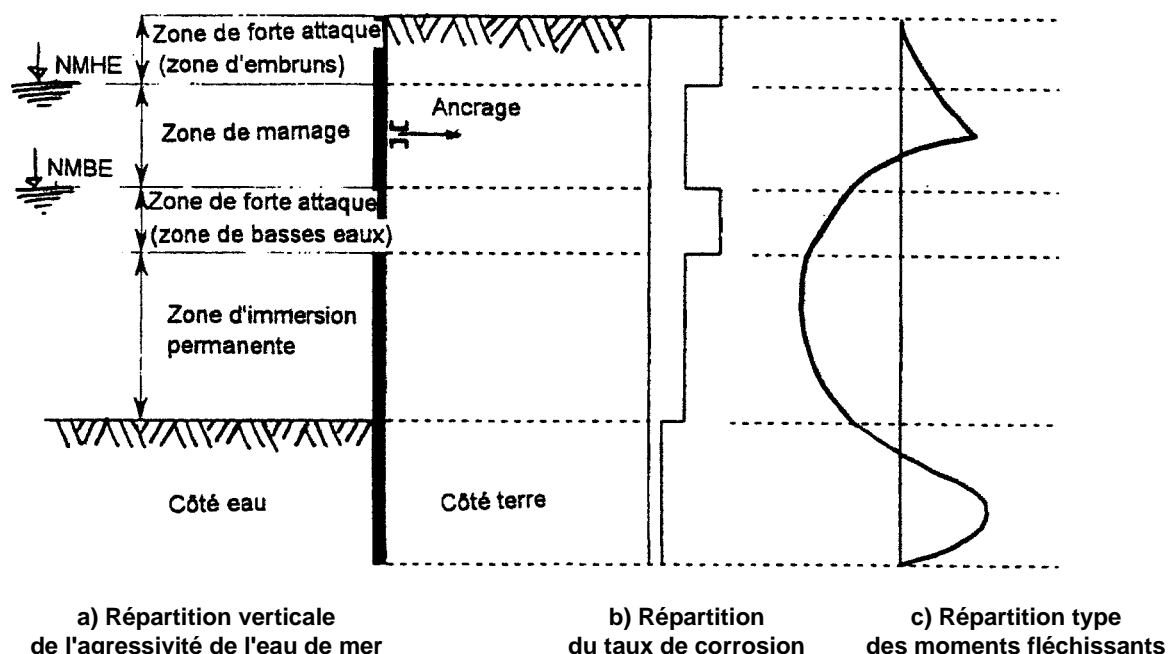
(5) La possibilité que la corrosion ne soit pas uniforme sur la totalité de la longueur d'un profilé peut être prise en compte, en permettant une conception économique par le choix d'une répartition des moments adaptée à la répartition de la corrosion, voir Figure 2.1.

NOTE La répartition du taux de corrosion et les zones d'agressivité de l'eau de mer pourraient être considérablement différentes des exemples illustrés dans la Figure 2.1, en fonction des conditions régnant à l'emplacement de la structure.

(6)P La durée de vie de l'ouvrage pour les pieux et les palplanches doit être donnée dans le cahier des charges du projet.

(7) La perte d'épaisseur provoquée par la corrosion peut être considérée comme négligeable pour une durée de vie de l'ouvrage inférieure à [2] ans. Des indications peuvent être données dans le cahier des charges du projet.

(8)P Les systèmes de protection anticorrosion doivent être définis dans le cahier des charges du projet.



#### Légende

NMHE : Niveau moyen des hautes eaux

NMBE : Niveau moyen des basses eaux

**Figure 2.1 — Exemple de répartition des taux de corrosion**

### 2.6.2 Exigences concernant la durabilité des pieux

(1) Il convient que le calcul prenne en compte le fait que les pieux peuvent être en contact avec le sol sur la totalité de leur longueur ou seulement sur une partie, et que l'activité corrosive est en général faible dans un sol en place mais qu'elle peut être plus importante dans un remblai récent ou dans une friche industrielle. Il convient de fournir des données spécifiques dans le cahier des charges du projet.

(2) Sauf spécification différente, il convient d'effectuer la vérification de résistance de chaque pieu tant aux états limites de service qu'aux états limites ultimes, en prenant en compte une réduction uniforme de l'épaisseur d'acier sur la totalité du périmètre de la section transversale.

(3) Sauf spécification différente, la corrosion à l'intérieur de pieux creux dont les extrémités sont hermétiquement obturées ou qui sont remplis de béton peut être négligée.

### 2.6.3 Exigences concernant la durabilité des palplanches

- (1) Sauf spécification différente, lors de la vérification de résistance de palplanches tant aux états limites de service qu'aux états limites ultimes, il convient de prendre en compte la même réduction d'épaisseur d'acier au droit d'une section transversale pour toutes les parties exposées de la section transversale.
- (2) Si l'agressivité du sol ou de l'eau est différente sur les côtés opposés d'un rideau de palplanches, deux taux de corrosion différents peuvent être appliqués.

## 2.7 Aptitude au fonçage

- (1)P Le calcul de tous les pieux et palplanches doit prendre en compte la faisabilité de leur mise en place jusqu'à la profondeur de pénétration exigée. Les documents prEN 12063 et prEN ... (document du CEN/TC 288/WG5) doivent servir de référence.
- (2)P Les types, dimensions, et détails constructifs des pieux et palplanches doivent être choisis en rapport avec l'efficacité de l'équipement de fonçage utilisé pour la mise en place et l'extraction, et la méthode de fonçage (par exemple les hauteurs de chute des moutons de battage, les paramètres de fonçage) doit être adaptée aux conditions du terrain dans lequel les pieux et palplanches doivent être mis en place.
- (3)P Si l'on utilise sabots, des raidisseurs ou des réducteurs de frottement pour aider au fonçage ou pour renforcer les pieux et palplanches lors de leur mise en place, les effets de ces accessoires sur le comportement des pieux et palplanches doivent être pris en compte.

## 3 Caractéristiques des matériaux

### 3.1 Généralités

- (1)P La présente Partie 5 de l'ENV 1993 doit être utilisée pour le calcul des pieux, palplanches et rideaux de soutènement fabriqués avec un acier conforme aux normes auxquelles il est fait référence selon 3.2 à 3.9.
- (2) Ce document peut également être utilisé pour d'autres aciers de construction, sous réserve de l'existence de données adéquates justifiant l'application des règles de calcul et de fabrication appropriées. Il convient que les méthodes d'essai et l'évaluation des essais soient conformes aux sections 2 et 8 de l'ENV 1993-1-1 et que les exigences concernant les essais soient cohérentes avec celles données dans les normes appropriées mentionnées de 3.2 à 3.9 de la présente Partie 5 de l'ENV 1993.

### 3.2 Pieux

- (1)P Pour les caractéristiques des aciers conformes aux EN 10025, EN 10113 et EN 10137, on doit se reporter à 3.1 et 3.2 de l'ENV 1993-1-1:1992 et à l'annexe D de l'ENV 1993-1-1/A1:1995.
- (2)P Pour les caractéristiques des pieux en acier fabriqués à partir de palplanches en acier, voir 3.3 ou 3.4.

### 3.3 Palplanches laminées à chaud en acier

- (1)P Les palplanches laminées à chaud en acier doivent être conformes à l'EN 10248.
- (2)P Les valeurs nominales de limite d'élasticité  $f_y$  ainsi que la résistance ultime à la traction  $f_u$  pour les palplanches laminées à chaud en acier doivent être prises dans le Tableau 3.1. Ces valeurs sont les valeurs minimales données dans l'EN 10248-1.
- (3) Les dispositions de 3.2.2.2 de l'ENV 1993-1-1:1992 concernant l'analyse plastique s'appliquent également aux nuances d'acier du Tableau 3.1 de la présente Partie 5 de l'ENV 1993.

**Tableau 3.1 — Valeurs nominales de limite d'élasticité  $f_y$  et résistance ultime à la traction  $f_u$  pour les palplanches laminées à chaud en acier selon l'EN 10248-1**

Désignation de l'acier selon EN 10027	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]
S240 GP	240	340
S270 GP	270	410
S320 GP	320	440
S355 GP	355	480
S390 GP	390	490
S430 GP	430	510

### 3.4 Palplanches formées à froid en acier

(1)P Les palplanches formées à froid en acier doivent être conformes à l'EN 10249.

(2)P Les valeurs nominales de la limite d'élasticité de base  $f_{yb}$  ainsi que la résistance ultime à la traction  $f_u$  pour les palplanches formées à froid en acier doivent être prises dans le Tableau 3.2 qui est conforme à l'EN 10249-1.

NOTE La limite d'élasticité de base  $f_{yb}$  est la limite d'élasticité nominale de l'acier de base utilisé pour le formage à froid.

(3) Les dispositions de 3.2.2.2 de l'ENV 1993-1-1:1992 concernant l'analyse plastique s'appliquent également aux nuances d'acier du Tableau 3.2 de la présente Partie 5 de l'ENV 1993.

**Tableau 3.2 — Valeurs nominales de limite d'élasticité de base  $f_{yb}$  et résistance ultime à la traction  $f_u$  pour les palplanches formées à froid en acier selon l'EN 10249-1**

Désignation de l'acier selon EN 10027	$f_{yb}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]
S235 JRC	235	340
S275 JRC	275	410
S355 JOC	355	490

### 3.5 Profils utilisés pour les liernes et les boutons

(1)P On doit se reporter à 3.1 et 3.2 de l'ENV 1993-1-1:1992 et à l'annexe D de l'ENV 1993-1-1/A1:1995 pour les caractéristiques des aciers utilisés pour les liernes et les boutons.

### 3.6 Moyens d'assemblage

(1)P On doit se reporter à 3.3 de l'ENV 1993-1-1 pour les caractéristiques des boulons, écrous et rondelles, ainsi que des produits d'apport de soudage.

### 3.7 Éléments en acier utilisés pour les ancrages

(1)P Voir section de la présente Partie 5 de l'ENV 1993 pour les caractéristiques des matériaux des tirants, câbles, embouts et manchons.

### 3.8 Éléments en acier utilisés pour les rideaux mixtes

- (1)P Les caractéristiques de l'acier des pieux en profilés en H spéciaux utilisés comme éléments principaux de rideaux mixtes doivent être conformes à l'EN 10248.
- (2)P Les tubes utilisés comme éléments principaux dans des rideaux mixtes doivent être conformes à l'EN 10210 ou à l'EN 10219.
- (3)P Les caractéristiques de l'acier des palpieux reconstitués utilisés comme éléments principaux de rideaux mixtes doivent satisfaire les exigences données en 3.3.
- (4)P Les caractéristiques de l'acier d'éléments secondaires utilisés pour des rideaux mixtes doivent satisfaire les exigences données en 3.3 ou 3.4 respectivement.
- (5)P Les dispositifs d'assemblage laminés à chaud destinés aux palplanches doivent être conformes à l'EN 10248.

### 3.9 Énergie de rupture

- (1)P Le matériau doit posséder une énergie de rupture suffisante pour éviter la rupture fragile à la température la plus basse susceptible de survenir pendant la durée de vie de la structure.
- (2) Sauf spécification différente, il convient de prendre la température de service minimale égale à  $[-30\text{ °C}]$ .
- (3) Pour les palplanches dont l'épaisseur d'aile ne dépasse pas 25 mm, on peut utiliser des aciers possédant des valeurs de  $T_{27J}$  conformes au Tableau 3.3, à condition que la température de service minimale ne soit pas inférieure à  $-30\text{ °C}$ .

NOTE Pour les autres cas, on peut se référer à l'annexe C de l'ENV 1993-2.

**Tableau 3.3 — Énergie de rupture  $T_{27J}$  des palplanches en acier**

Limite d'élasticité $f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	240	270	320	355	390	430
Valeurs de $T_{27J}$	[20°]	[20°]	[20°]	[0°]	[0°]	[0°]
<p>NOTES :</p> <p>1) S'il existe des trous (par exemple pour les ancrages) dans une aile tendue, il convient de prendre en compte la réduction de résistance de section transversale par l'utilisation d'une limite d'élasticité réduite ou d'une aire de section transversale efficace.</p> <p>2) Ces valeurs ont été calculées pour une température de service minimale de <math>-30\text{ °C}</math> et une épaisseur d'aile ne dépassant pas 25 mm selon l'annexe C de l'ENV 1993-2 sans prise en compte d'effets dynamiques.</p>						

## 4 États limites de service

### 4.1 Bases

- (1)P L'importance des tassements et des vibrations, ainsi que leurs valeurs limites dans chaque cas, doivent être données dans le cahier des charges du projet.

NOTE Des indications sur le choix des valeurs limites sont données dans l'annexe C.

- (2)P Les valeurs limites doivent être vérifiées aux états limites de service.

NOTE Des indications sont données dans les annexes C, D et E.

- (3) Même lorsqu'il n'est pas donné de valeurs limites, il convient de vérifier qu'il ne se produit pas de déformations plastiques, en utilisant un modèle conforme à 2.5.3.2(1)P.

- (4)P Le calcul des palplanches ou des pieux doit être effectué aux états limites de service au moyen de situations de calcul appropriées, comme spécifié dans l'ENV 1997-1, en prenant en compte une éventuelle réduction de l'épaisseur d'acier provoquée par la corrosion.

- (5) Sauf spécification différente, il convient de prendre le coefficient partiel de sécurité  $\gamma_{M,ser}$  égal à :

$$\gamma_{M,ser} = \boxed{1,0}$$

## 4.2 Déplacements des écrans de soutènement

(1)P L'ENV 1997-1 doit être pris en compte lors de l'évaluation du déplacement des écrans de soutènement.

NOTE L'annexe C du présent document donne des indications sur l'effet que le déplacement des rideaux de palplanches peut avoir sur les installations et structures adjacentes.

(2) Il convient de prendre en compte les déplacements provoqués par le mouvement d'appuis (tels que les liernes, boutons, ancrages).

(3) Le cas échéant, il convient de prendre en compte des imperfections initiales provoquées par le fonçage en sus des déformations provoquées par le chargement, sur la base des tolérances de fonçage selon le document prEN 12063.

NOTE Ceci pourrait s'avérer important si un passage libre spécifique est exigé dans une excavation.

(4) Lors de l'évaluation des déplacements d'un rideau de palplanches, il convient de prendre en compte le fait que la qualité de l'exécution et de la supervision en cours de construction exerce une influence importante sur les mouvements du rideau.

## 4.3 Déplacements des pieux

(1)P Lors de l'évaluation du déplacement de pieux, la section 7 de l'ENV 1997-1 doit être prise en compte.

NOTE En l'absence de dispositions spécifiques dans l'ENV 1997-1, des indications sont données dans l'annexe D du présent document.

## 4.4 Aspects structuraux des palplanches en acier

(1)P Lors du calcul des déplacements d'une structure de soutènement, les déplacements supplémentaires provoqués par la déformation locale au niveau des ancrages, des liernes et des boutons doivent être pris en compte lorsque leurs effets sont significatifs.

NOTE Ces effets pourraient être pertinents dans le cas où des forces transversales locales sont introduites dans des rideaux à redans non raidis, voir Figure 1.7, par l'intermédiaire d'une poutre en H utilisée comme lierne.

(2)P Pour les rideaux de palplanches en U, la rigidité de flexion efficace doit être prise en compte.

(3) La rigidité de flexion efficace d'un rideau de palplanches en U peut être déterminée de la façon suivante, en prenant en compte le degré de transmission des efforts de cisaillement dans les serrures qui sont situées à proximité de l'axe neutre du rideau :

$$(EI)_{\text{eff}} = \beta_D (EI) \quad \dots (4.1)$$

où :

$I$  est le moment d'inertie de flexion du rideau continu ;

$\beta_D$  est le coefficient de valeur  $\leq [1,0]$  prenant en compte les réductions éventuelles résultant d'une transmission insuffisante des efforts de cisaillement dans les serrures.

NOTE 1  $\beta_D$  dépend de nombreuses influences locales comme indiqué dans la note 1 de 5.2.2(2)P. Il est prévu que les valeurs numériques pour  $\beta_D$  seront fournies dans des Documents d'Application Nationale sur la base de l'expérience locale de calcul. Des indications pour la détermination de  $\beta_D$  sont données dans l'annexe E.

NOTE 2 La transmission des efforts de cisaillement dans les serrures de palplanches en U peut être améliorée en bloquant les serrures au moyen de soudures continues ou discontinues ou par pinçage.

(4)P Les points de pinçage doivent être capables de transmettre des efforts de cisaillement requis. L'effort de cisaillement représentatif  $R_{\text{ser}}$  qui peut être transmis par pinçage à l'état limite de service doit être déterminé par des essais conformément à la section 8. Il doit être pris égal à l'effort de cisaillement correspondant à un déplacement de [5] mm, mais il doit être démontré que cet effort n'est pas inférieur à [75] kN.

NOTE 1 Cette exigence implique une rigidité minimale par point de pinçage de [15] kN/mm.

NOTE 2 Des indications sur la méthode d'essai sont données dans l'annexe B.

NOTE 3 Les points de pinçage peuvent être simples ou par paires.

(5) Sous réserve que l'espacement des points de pinçage simples ou doubles ne soit pas supérieur à  $[0,7]$  m (voir Figure 4.1), chaque point peut être considéré comme transmettant un effort de cisaillement égal  $V_{ser} \leq R_{ser}$ .

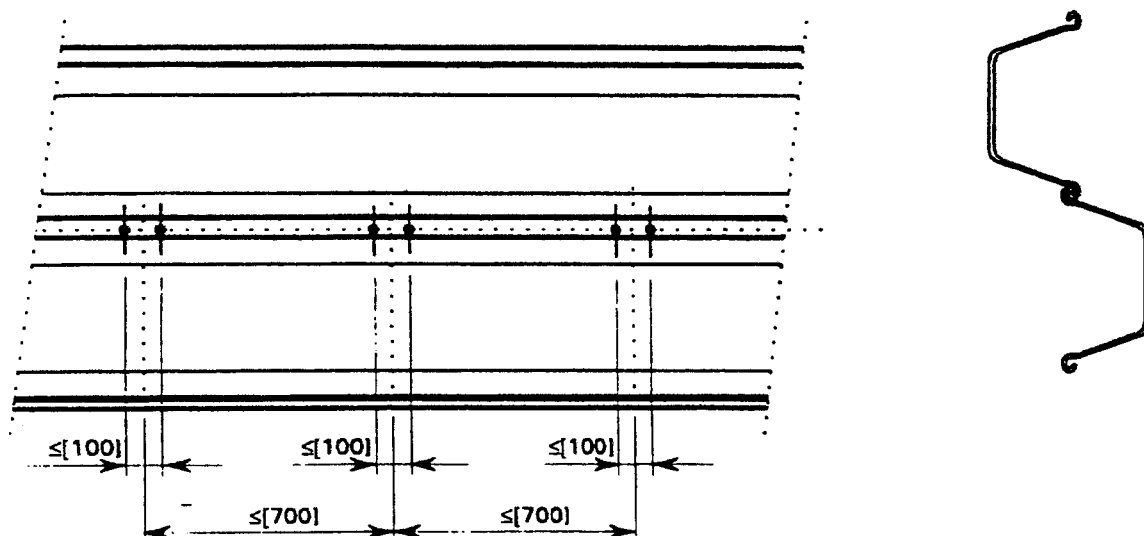


Figure 4.1 — Espacement de points de pinçage doubles

## 5 États limites ultimes

### 5.1 Bases

#### 5.1.1 Généralités

(1)P Les pieux et leurs composants doivent être dimensionnés de telle sorte que les exigences de calcul fondamentales pour les états limites ultimes données dans la section 2 soient satisfaites.

(2)P Les dispositions suivantes doivent être appliquées pour la vérification de résistance des sections transversales et des éléments en ce qui concerne les états limites ultimes.

(3)P Le coefficient partiel de sécurité  $\gamma_M$  doit être pris égal aux valeurs suivantes :

— résistance de section transversale de Classe 1, 2 ou 3 :

$$\gamma_{M0} = 1,1$$

— résistance de section transversale de Classe 4 :

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

— résistance d'un élément au flambement :

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

— résistance des liernes, butons, assemblages et ancrages :

voir section 6.

NOTE Pour la classification des sections transversales, voir 5.2.1 et 5.3.

#### 5.1.2 Calcul

(1)P Les points suivants doivent être vérifiés pour les écrans de soutènement et les pieux :

— résistance des sections transversales des palplanches (voir 5.2) et des pieux (voir 5.3) ;

— résistance des liernes, butons, assemblages et ancrages (voir section 6) ;

— ruine globale de la construction par ruine dans le sol (voir section 2).

### 5.1.3 Fatigue

(1)P Lorsqu'une structure ou une de ses parties est sensible au phénomène de fatigue, des critères appropriés doivent être définis dans le cahier des charges du projet conformément à l'ENV 1993-1-1. Il doit être tenu compte d'une réduction de l'épaisseur de plaque provoquée par la corrosion le cas échéant, sauf si une protection anti-corrosion appropriée est appliquée (voir 2.6).

(2) Les effets des impacts ou des vibrations lors de la mise en place des pieux ou des palplanches peuvent être négligés dans l'analyse de fatigue.

NOTE Le fôçage par la tête de pieux tubulaires à soudure hélicoïdale peut entraîner des effets néfastes sur la soudure hélicoïdale du pieu.

## 5.2 Palplanches

### 5.2.1 Classification des sections transversales

(1)P Si l'on utilise une analyse globale élastique, il doit être vérifié que les effets maximums des actions n'excèdent pas les résistances correspondantes.

(2)P Si l'on utilise une analyse globale plastique, il doit être vérifié que les effets maximums des actions n'excèdent pas la résistance plastique de la palplanche. En outre, la capacité de rotation doit être vérifiée, voir Tableau 5.1.

(3) Il convient que la méthode d'analyse pour la répartition des effets des actions soit cohérente avec la classification des sections transversales suivante :

- Sections transversales de classe 1 : pour lesquelles une analyse plastique impliquant une redistribution des moments peut être effectuée, à condition qu'elles possèdent une capacité de rotation suffisante ;
- Sections transversales de classe 2 : pour lesquelles une analyse globale élastique est nécessaire, mais où l'on peut tirer parti de la résistance plastique de la section transversale ;
- Sections transversales de classe 3, qu'il convient de calculer au moyen d'une analyse globale élastique et d'une répartition élastique des contraintes dans la section transversale, jusqu'à la plastification dans les fibres extrêmes ;
- Sections transversales de classe 4 : pour lesquelles le voilement local affecte la résistance de section transversale, voir annexe A.

(4) Les proportions limites pour les sections transversales de classes 1, 2 et 3 peuvent être prises dans le Tableau 5.1 pour les sections transversales de palplanches en acier, en prenant en compte une éventuelle réduction de l'épaisseur d'acier provoquée par la corrosion.

NOTE Des indications supplémentaires concernant la classification des sections transversales sont données dans l'annexe E.

(5) Il convient qu'un élément qui ne satisfait pas les limites données pour la classe 3 soit considéré comme étant de classe 4.

(6)P Les effets des actions dans d'autres assemblages et éléments structuraux ne doivent pas excéder les résistances de ces assemblages et éléments.

### 5.2.2 Palplanches soumises à flexion et cisaillement

(1)P En l'absence d'effort axial et tranchant, la valeur de calcul du moment fléchissant  $M_{Sd}$  au niveau de chaque section transversale doit satisfaire l'expression :

$$M_{Sd} \leq M_{c,Rd} \quad \dots (5.1)$$

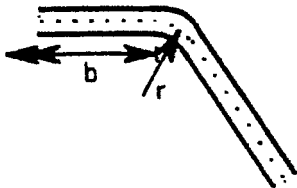
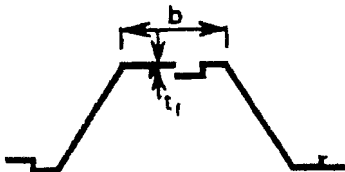
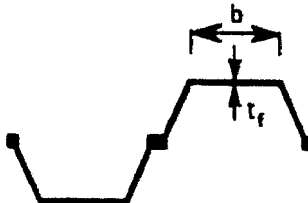
où :

$M_{Sd}$  est le moment fléchissant de calcul, résultant d'un calcul selon le cas approprié de l'ENV 1997-1 ;

$M_{c,Rd}$  est le moment résistant de calcul de la section transversale.



Tableau 5.1 — Classification des sections transversales

Classification	Profil en Z			Profil en U			
							
Classe 1	— les mêmes limites que pour la classe 2 s'appliquent — une vérification de rotation doit être effectuée ( <i>voir note</i> )						
Classe 2	$\frac{b/t_f}{\varepsilon} \leq [45]$			$\frac{b/t_f}{\varepsilon} \leq [37]$			
Classe 3	$\frac{b/t_f}{\varepsilon} \leq [66]$			$\frac{b/t_f}{\varepsilon} \leq [49]$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	240	270	320	355	390	430
	$\varepsilon$	0,99	0,93	0,86	0,81	0,78	0,74
<b>Légende :</b>  $b$ : largeur de la partie plane de l'aile, mesurée entre congés de raccordement, sous réserve que le rapport $r/t_f$ ne soit pas supérieur à [3,0] ; sinon, il convient d'utiliser une approche plus précise ;  $t_f$ : épaisseur de l'aile pour les ailes d'épaisseur constante ;  $r$ : rayon d'axe central des angles entre les âmes et les ailes ;  $f_y$ : limite d'élasticité.  <b>NOTE</b> Pour les sections transversales de classe 1, il convient de vérifier que la rotation plastique offerte par la section transversale n'est pas inférieure à la rotation plastique exigée dans le cas de calcul concret. Des indications pour cette vérification (vérification de rotation) sont données en E.4.4.2.							

(2)P Le moment résistant de calcul de la section transversale  $M_{C,Rd}$  doit être déterminé par les expressions suivantes :

— Sections transversales de classe 1 ou 2 :  $M_{C,Rd} = \beta_B W_{pl} f_y / \gamma_{M0}$  ... (5.2a)

— Sections transversales de classe 3 :  $M_{C,Rd} = \beta_B W_{el} f_y / \gamma_{M0}$  ... (5.2b)

— Sections transversales de classe 4 : voir annexe A.

où :

$W_{el}$  est le module de résistance élastique déterminé pour un rideau continu ;

$W_{pl}$  est le module de résistance plastique déterminé pour un rideau continu ;

$\beta_B$  est le coefficient prenant en compte une transmission éventuellement insuffisante des efforts de cisaillement dans les serrures, et qui possède les valeurs suivantes :

$\beta_B = 1,0$  pour les palplanches en Z et les palplanches en U triples

$\beta_B \leq [1,0]$  pour les palplanches en U simples et doubles.

NOTE 1 Le degré de transmission des efforts de cisaillement dans les serrures de palplanches en U est fortement influencé par :

- le sol dans lequel les palplanches ont été foncées ;
- le type d'élément installé ;
- le nombre de niveaux d'appuis ;
- la méthode de mise en œuvre ;
- le traitement des serrures à enclencher sur chantier (lubrifiées ou partiellement bloquées par soudure, par une poutre de couronnement, etc.) ;
- la hauteur du porte-à-faux (par exemple si le rideau est en porte-à-faux sur une distance substantielle au-dessus de la lierne la plus haute ou au-dessous de la lierne la plus basse).

NOTE 2 Il est prévu que les valeurs numériques pour  $\beta_B$  couvrant ces paramètres, basées sur l'expérience de calcul locale, seront données dans les Documents d'Application Nationale. L'annexe E donne des indications pour la détermination de  $\beta_B$ .

(3)P Les âmes des palplanches doivent être vérifiées en ce qui concerne la résistance au cisaillement.

(4)P En outre, la résistance au voilement par cisaillement des âmes des palplanches doit également être vérifiée, comme spécifié dans le paragraphe 5.6 de l'ENV 1993-1-1, si le rapport de la hauteur inclinée  $c$  de l'âme à l'épaisseur d'âme  $t_w$  ne satisfait pas le critère suivant :

$$c/t_w \leq [69] \varepsilon \quad \dots (5.3)$$

où :

$c$  est la hauteur inclinée de l'âme selon la Figure 5.1 ;

$t_w$  est l'épaisseur d'âme. Dans le cas d'une épaisseur d'âme variable  $t_{w,i}$  sur la hauteur inclinée  $c$ , en excluant les serrures, la valeur de  $t_w$  dans l'expression (5.3) doit être prise égale à la valeur moyenne de  $t_{w,i}$ .

(5)P La valeur de calcul de l'effort tranchant  $V_{Sd}$  au niveau de chaque section transversale doit satisfaire l'expression :

$$V_{Sd} \leq V_{pl,Rd} \quad \dots (5.4a)$$

où :

$V_{pl,Rd}$  est la résistance plastique de calcul au cisaillement pour chaque âme donnée par

$$(A_v f_y) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) \quad \dots (5.4b)$$

$A_v$  est l'aire de cisaillement projetée pour chaque âme, agissant dans le même sens que  $V_{Sd}$ .

(6) L'aire de cisaillement projetée  $A_v$  peut être prise égale à la valeur suivante pour chaque âme d'un profil en U ou d'un profil en Z, voir Figure 5.1 :

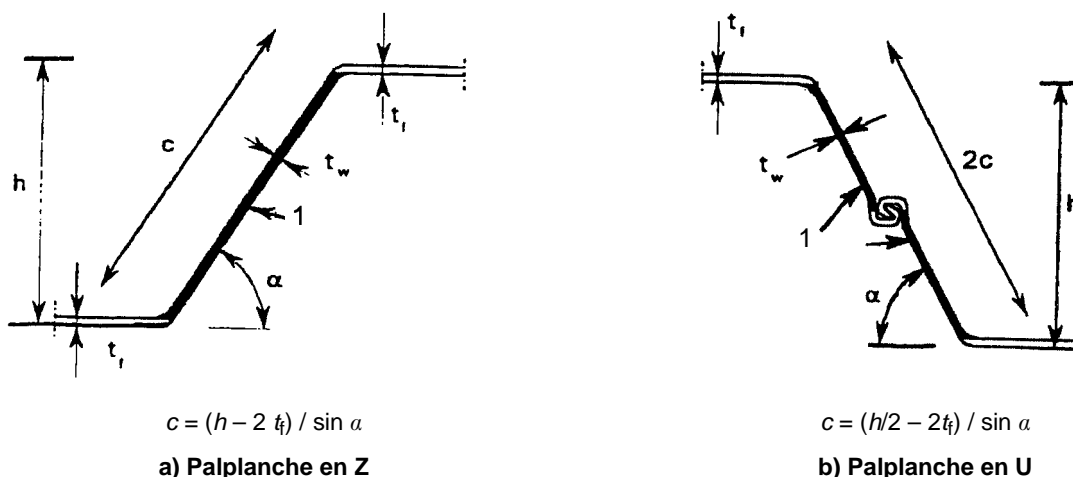
$$A_v = t_w (h - 2t_f) \quad \dots (5.5)$$

où :

$h$  est la hauteur hors-tout ;

$t_f$  est l'épaisseur d'aile ;

$t_w$  est l'épaisseur d'âme. Dans le cas d'une épaisseur d'âme variable  $t_{w,i}$  sur la hauteur inclinée  $c$ , en excluant les serrures, la valeur de  $t_w$  dans l'expression (5.5) doit être prise égale à la valeur minimale de  $t_{w,i}$ .



### Légende

1 Aire de cisaillement

**Figure 5.1 — Définition de l'aire de cisaillement**

(7) Pour les autres cas, il convient de déterminer  $A_v$  de façon similaire.

(8) Aucune réduction du moment résistant de calcul  $M_{c,Rd}$  n'est nécessaire si la valeur de calcul du cisaillement  $V_{Sd}$  n'excède pas 50 % de la résistance au cisaillement plastique de calcul  $V_{pl,Rd}$ .

(9)P Lorsque  $V_{Sd}$  est supérieur à 50 % de  $V_{pl,Rd}$  le moment résistant de calcul de la section transversale doit être réduit à  $M_{V,Rd}$ , moment résistant plastique de calcul réduit tenant compte de l'effort de cisaillement, qui est obtenu de la façon suivante :

$$M_{V,Rd} = \left[ \beta_B W_{pl} - \frac{\rho A_v^2}{4 t_w \sin \alpha} \right] f_y / \gamma_{M0} \quad \text{mais } M_{V,Rd} \leq M_{c,Rd} \quad \dots (5.6a)$$

avec :

$$\rho = (2 V_{Sd} / V_{pl,Rd} - 1)^2 \quad \dots (5.6b)$$

où :

$A_v$  est l'aire de cisaillement selon (6), relative à la largeur considérée pour  $W_{pl}$  ;

$t_w$  est l'épaisseur d'âme ;

$\alpha$  est l'inclinaison de l'âme selon la Figure 5.1 ;

$\beta_B$  est le facteur défini en 5.2.2(2)P.

(10)P Si le rideau de palplanches fait de palplanches en U a été assemblé par soudage ou pinçage afin d'améliorer la transmission de l'effort de cisaillement des serrures, les assemblages doivent être vérifiés en prenant pour hypothèse que l'effort de cisaillement peut être transmis uniquement dans les serrures assemblées.

(11)P La vérification des soudures bout à bout utilisées pour la transmission de l'effort de cisaillement doit être conforme à 6.6.6 de l'ENV 1993-1-1.

(12)P La disposition des soudures bout à bout doit être conforme à 6.6.2.4 de l'ENV 1993-1-1 en tenant compte de la corrosion, le cas échéant.

(13) Dans le cas de soudures bout à bout discontinues, il convient de réaliser une soudure continue d'une longueur au moins égale à [500] mm à chaque extrémité de la palplanche afin d'éviter une éventuelle contrainte excessive au cours de la mise en œuvre.

(14)P Il doit être vérifié que les pinçages sont capables de transmettre les efforts de cisaillement résultants.

(15) Sous réserve que l'espacement des points de pinçage simples ou doubles ne soit pas supérieur à [0,7] m, chaque point de pinçage peut être considéré comme transmettant un effort de cisaillement égal  $V_{Sd} \leq R_k / \gamma_{M0}$  où  $R_k$  représente la résistance caractéristique du pinçage déterminé par des essais conformément à la section 8.

NOTE Des indications pour la détermination de  $R_k$  par des essais sont données dans l'annexe B.

### 5.2.3 Palplanches soumises à un effort axial, tranchant et de flexion.

(1)P Pour une combinaison de flexion et de compression, il n'est pas nécessaire de prendre en compte le flambement de l'élément si :

$$\frac{N_{Sd}}{N_{cr}} \leq [0,05] \quad \dots (5.7)$$

où :

$N_{Sd}$  est la valeur de calcul de l'effort de compression ;

$N_{cr}$  est la charge critique élastique de la palplanche, calculée avec un modèle de sol approprié, prenant en compte uniquement les efforts de compression exercés dans la palplanche.

(2) Comme alternative, la valeur de  $N_{cr}$  peut être prise égale à :

$$N_{cr} = EI \beta_D \pi^2 / \ell^2 \quad \dots (5.8)$$

où  $\ell$  représente la longueur de flambement, déterminée conformément à la Figure 5.2 pour un appui au sol simple ou partiellement encastré, ou conformément à la Figure 5.3 pour un appui au sol encastré.

NOTE Dans le cas d'un appui au sol partiellement encastré, l'utilisation de la Figure 5.2 pour la détermination de la longueur de flambement donne un résultat offrant une marge de sécurité.

(3)P Si le critère donné en (1)P n'est pas satisfait, la résistance au flambement doit être vérifiée.

NOTE Cette vérification peut être effectuée selon l'approche simplifiée donnée de (4) à (7).

(4) Sous réserve que les conditions aux limites soient obtenues par des éléments (ancrage, appui au sol, poutre de couronnement, etc.) offrant un maintien correspondant au mode d'instabilité à noeuds fixes, la vérification simplifiée au flambement suivante peut être utilisée :

— pour les sections de classes 1, 2 et 3 :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi N_{pl,Rd}(\gamma_{M0}/\gamma_{M1})} + 1,15 \frac{M_{Sd}}{M_{c,Rd}(\gamma_{M0}/\gamma_{M1})} \leq 1 \quad \dots (5.9)$$

où :

$N_{pl,Rd}$  est la résistance plastique de calcul de la section transversale ( $A f_y / \gamma_{M0}$ ) ;

$M_{c,Rd}$  est le moment résistant de calcul de la section transversale, voir 5.2.2(2) ;

$\chi$  est le coefficient de flambement tiré de 5.5.1.2 de l'ENV 1993-1-1, en utilisant la courbe [d] et un élanement réduit donné par :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{A f_y / N_{cr}}$$

avec :

$N_{cr}$  la charge critique élastique, qui peut être déterminée selon (5.8) en utilisant la longueur de flambement déterminée selon (5) ;

$A$  l'aire de section transversale ;

— pour les sections de classe 4 : voir annexe A.

NOTE La courbe de flambement [d] couvre également les imperfections de fongage jusqu'à 0,5 % de  $\ell$  ce qui est conforme à la bonne pratique.

(5) Pour l'approche simplifiée la longueur de flambement  $\ell$  peut être déterminée de la façon suivante, en prenant pour hypothèse un mode d'instabilité à noeuds fixes conformément à (7) :

— pour un appui au sol simple,  $\ell$  peut être prise égale à la distance entre le pied et l'appui horizontal (lierne, ancrage), voir Figure 5.2, s'il offre un maintien approprié conformément à (6).

— pour un encastrement au sol,  $\ell$  peut être prise égale à 70 % de la distance entre le pied et l'appui horizontal (lierne, ancrage), voir Figure 5.3.

(6) On peut considérer qu'un appui simple dans le sol offre un maintien suffisant pour l'approche simplifiée si le pied du rideau de palplanches est fixé dans un fond rocheux ou si le pied du rideau de palplanches est capable de supporter une force horizontale supplémentaire  $F_Q$  par la butée du sol ou par une force de frottement selon la Figure 5.4. La valeur de  $F_Q$  est donnée par :

$$F_Q = \pi N_{sd} \left( \frac{d}{\ell} + 0,01 \right) \quad \dots (5.10)$$

où  $d$  représente la flèche relative maximum du rideau de palplanches se produisant entre les appuis selon une analyse au premier ordre. La force  $F_Q$  peut être supportée en ajoutant une longueur de palplanche supplémentaire  $\Delta h$  conformément à la Figure 5.4 si la résistance du sol est pleinement mobilisée.

(7) Si le déplacement supplémentaire d'un appui horizontal (ancrage, lierre) provoqué par une charge d'appui de  $N_{sd}/100$  est inférieur à  $\ell/500$ , l'appui peut être considéré comme offrant un maintien suffisant pour l'hypothèse d'un mode d'instabilité à noeuds fixes.

(8) Si le système n'offre pas un maintien suffisant, il convient d'effectuer une étude détaillée du flambement sur la base des méthodes données dans l'ENV 1993-1-1.

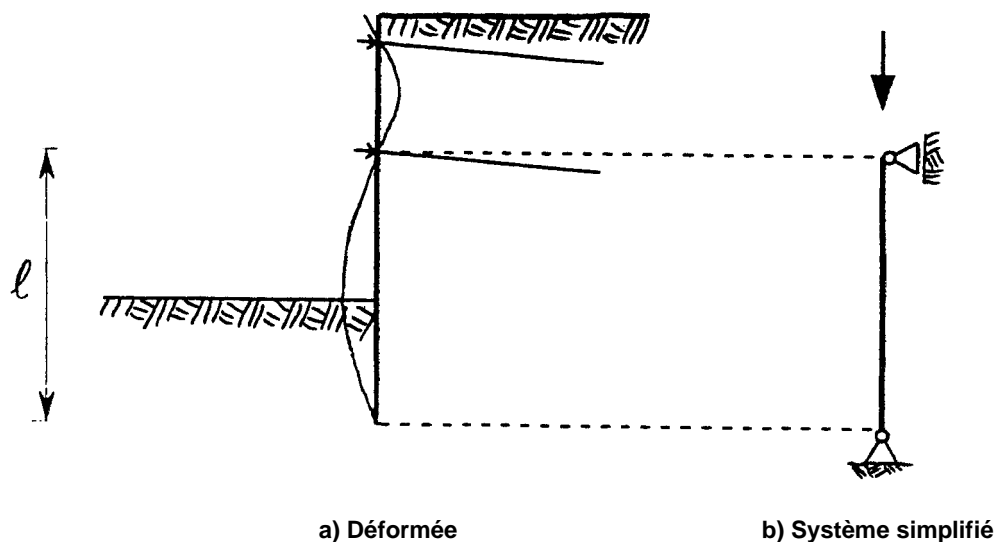


Figure 5.2 — Détermination éventuelle de la longueur de flambement  $\ell$ , appui au sol simple

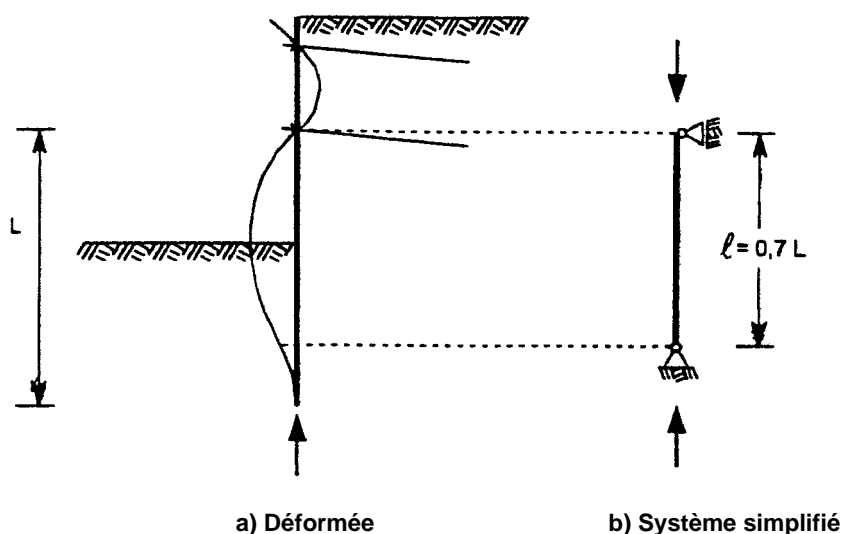
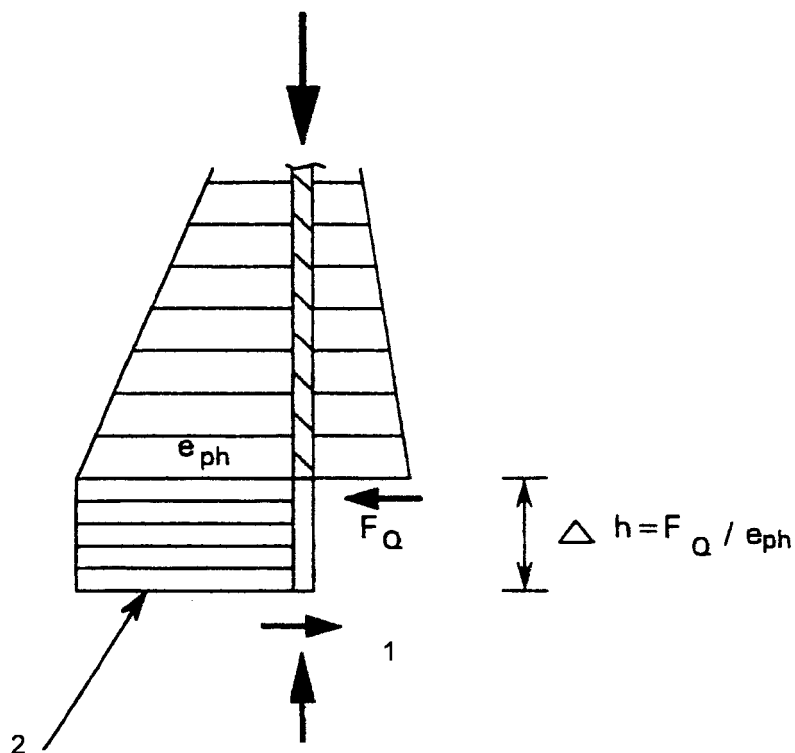


Figure 5.3 — Détermination éventuelle de la longueur de flambement  $\ell$ , encastrement au sol



### Légende

- 1 Force de frottement
- 2  $e_{ph}$  : butée horizontale

**Figure 5.4 — Détermination de la force horizontale supplémentaire  $F_Q$**

(9)P Pour les éléments soumis à un effort axial, la valeur de calcul de l'effort axial  $N_{Sd}$  au niveau de chaque section transversale doit satisfaire la condition :

$$N_{Sd} \leq N_{pl,Rd} \quad \dots (5.11a)$$

où  $N_{pl,Rd}$  représente la résistance plastique de calcul de la section transversale, avec :

$$N_{\text{pl,Rd}} = Af_y/\gamma_{M0} \quad \dots (5.11b)$$

(10) Les effets de l'effort axial sur le moment résistant de calcul de la section transversale des palplanches de classes 1, 2 et 3 peuvent être négligés si :

- pour les palplanches en Z de classes 1 et 2 :

$$\frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} \leq [0,1] \quad \dots (5.12a)$$

— pour les palplanches en U de classes 1 et 2 :

$$\frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} \leq [0,25] \quad \dots (5.12b)$$

- pour les sections transversales de classe 3 :

$$\frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} \leq [0,1] \quad \dots (5.12c)$$

(11) Si l'effort axial dépasse les valeurs limites données en (10), il convient de réduire le moment résistant de calcul de la section transversale à  $M_{N,Rd}$ , moment résistant de calcul réduit tenant compte de l'effort axial en l'absence d'effort tranchant, obtenu de la façon suivante :

— Sections transversales de classes 1 et 2 :

- pour les palplanches en Z :

$$M_{N,Rd} = 1,11 M_{c,Rd} (1 - N_{Sd}/N_{pl,Rd}) \text{ mais } M_{N,Rd} \leq M_{c,Rd} \quad \dots (5.13a)$$

- pour les palplanches en U :

$$M_{N,Rd} = 1,33 M_{c,Rd} (1 - N_{Sd}/N_{pl,Rd}) \text{ mais } M_{N,Rd} \leq M_{c,Rd} \quad \dots (5.13b)$$

- Sections transversales de classe 3 :

$$M_{N,Rd} = M_{c,Rd} (1 - N_{Sd}/N_{pl,Rd}) \quad \dots (5.13c)$$

- Sections transversales de classe 4 : voir annexe A.

(12)P Si l'effort axial dépasse la valeur limite donnée en (10), il doit être tenu compte de la présence combinée d'effort axial, tranchant et de flexion, de la façon suivante :

- a) Sous réserve que la valeur de calcul de l'effort tranchant  $V_{Sd}$  ne dépasse pas 50 % de l'effort tranchant plastique de calcul  $V_{pl,Rd}$ , aucune réduction n'est nécessaire dans les combinaisons de moment et d'effort axial qui satisfont les critères donnés en (11).
- b) Lorsque  $V_{Sd}$  dépasse 50 % de  $V_{pl,Rd}$ , la résistance de calcul de la section transversale aux combinaisons de moment et d'effort axial doit être calculée au moyen d'une limite d'élasticité réduite  $f_{y,red} = (1 - \rho) f_y$  pour l'aire de cisaillement, où  $\rho = (2 V_{Sd}/V_{pl,Rd} - 1)^2$ .

## 5.2.4 Effets locaux de la pression hydrostatique

(1)P Dans le cas d'une pression hydrostatique différentielle dépassant une hauteur de colonne d'eau de [5] m pour les palplanches en Z et [20] m pour les palplanches en U, les effets de la pression hydrostatique sur la flexion locale transversale des plaques doit être prise en compte pour la détermination de la résistance à la flexion globale.

(2) Comme simplification, cette vérification peut être effectuée pour les palplanches en Z selon la procédure suivante :

- si la pression hydrostatique différentielle est supérieure à une hauteur de colonne d'eau de [5] m, il convient d'effectuer la vérification de section transversale aux emplacements des moments fléchissants globaux maximum ;
- il convient de prendre en compte l'effet de la pression hydrostatique différentielle en utilisant une limite d'élasticité réduite

$$f_{y,red} = \rho_p f_y$$

avec  $\rho_p$  selon le Tableau 5.2 pour la détermination de la résistance de section transversale ;

- pour la détermination de  $\rho_p$  selon le Tableau 5.2 il convient de prendre en compte la pression hydrostatique différentielle agissant aux emplacements appropriés des moments maximums.

**Tableau 5.2 — Coefficients réducteurs  $\rho_p$  pour les palplanches en Z en raison de la pression hydrostatique différentielle**

$w$	$(b/t_{\min}) \varepsilon = 20,0$	$(b/t_{\min}) \varepsilon = 30,0$	$(b/t_{\min}) \varepsilon = 40,0$	$(b/t_{\min}) \varepsilon = 50,0$
5,0	[1,00]	[1,00]	[1,00]	[1,00]
10,0	[0,99]	[0,97]	[0,95]	[0,87]
15,0	[0,98]	[0,96]	[0,92]	[0,76]
20,0	[0,98]	[0,94]	[0,88]	[0,60]

Légende :

$b$  est la largeur de l'aile, mais il convient de ne pas prendre la valeur de  $b$  inférieure à  $c\sqrt{2}$  où  $c$  représente la hauteur inclinée de l'âme ;

$t_{\min}$  est la plus petite des deux valeurs  $t_f$  ou  $t_w$  ;

$t_f$  est l'épaisseur d'aile ;

$t_w$  est l'épaisseur d'âme ;

$w$  est la hauteur de colonne de pression hydrostatique différentielle en mètres ;

$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$  ;  $f_y$  représente la limite d'élasticité en N/mm<sup>2</sup>.

NOTES

1) On peut utiliser  $\rho_p = 1,0$  si les serrures de palplanches en Z sont soudées.

2) Des valeurs intermédiaires peuvent être obtenues par interpolation linéaire.

### 5.2.5 Palplanches plates en acier

(1)P La résistance à la traction  $F_{ts,Rd}$  des palplanches plates en acier (autres que les palplanches de raccordement) doit être prise égale à la résistance de la serrure ou à la résistance de l'âme en prenant la plus petite de ces deux valeurs, au moyen de l'expression :

$$F_{ts,Rd} = \beta_R R_{k,s} / \gamma_{M0} \quad \text{mais : } F_{ts,Rd} \leq t_w f_y / \gamma_{M0} \quad \dots (5.14)$$

où :

$f_y$  est la limite d'élasticité ;

$R_{k,s}$  est la résistance caractéristique de la serrure ;

$t_w$  est l'épaisseur d'âme ;

$\beta_R$  est le coefficient réducteur pour la résistance d'enclenchement, pris égal à [0,8].

(2) La résistance caractéristique de la serrure  $R_{k,s}$  dépend de la section transversale de la serrure et de la nuance d'acier adoptée. Il convient de déterminer la résistance caractéristique de la serrure  $R_{k,s}$  par des essais conformément à la section 8.

NOTE Des indications concernant la méthode d'essai sont données dans l'annexe B.

(3)P Les palplanches simples doivent être vérifiées de telle sorte que :

$$F_{t,Sd} \leq F_{ts,Rd} \quad \dots (5.15)$$

où :

$F_{ts,Rd}$  est la résistance de calcul à la traction selon l'expression (5.14) ;

$F_{t,Sd}$  est la valeur de calcul de la force de traction tangentielle.



(4) Il convient de déterminer la force de traction tangentielle  $F_{t,Sd}$  conformément à la procédure donnée de (15)P à (21).

(5)P Lorsque des palplanches de dimensions différentes sont utilisées dans le même segment de rideau, c'est la résistance à la traction la plus faible qui doit être prise en compte pour la vérification.

(6)P L'angle de déviation ( $180^\circ$  moins l'angle existant entre deux faces adjacentes) doit être limité à la valeur maximale donnée par le fabricant.

(7)P Pour les palplanches de raccordement soudées, des nuances d'acier présentant les caractéristiques appropriées doivent être utilisées.

(8)P Le calcul des palplanches de raccordement selon les Figures 5.5 et 5.6 doit prendre en compte les contraintes provoquées par la flexion de la plaque.

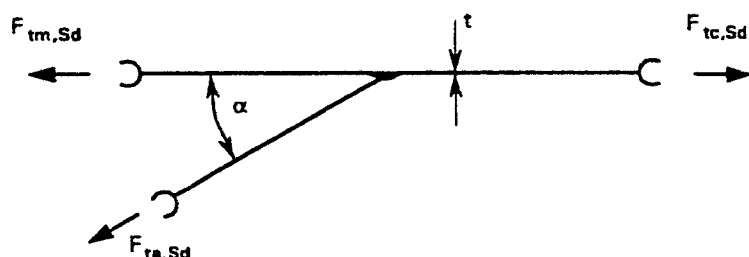


Figure 5.5 — Palplanche de raccordement soudée

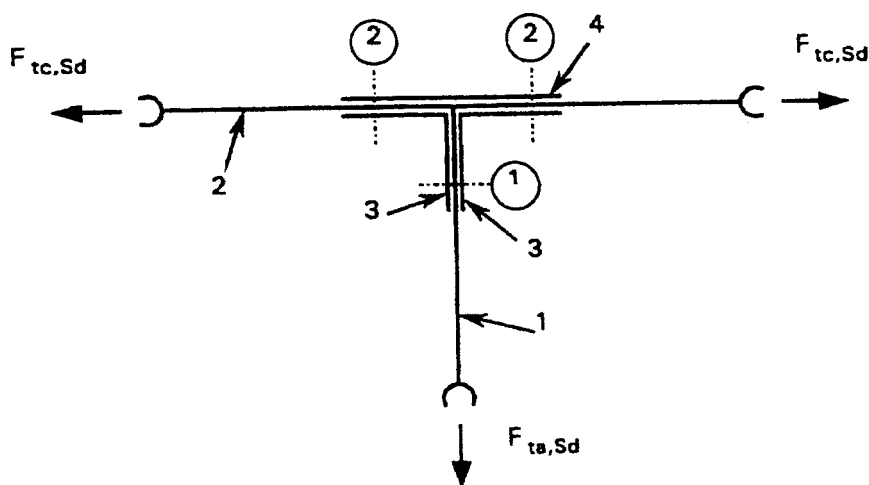


Figure 5.6 — Raccord en T boulonné avec contre-plaque

(9) Sous réserve que les critères suivants soient satisfaits :

— soudage réalisé conformément à la procédure donnée dans le document prEN 12063 et vérifié conformément à l'ENV 1993-1-1 ;

— matériau de palplanche conforme à l'EN 10248 ;

la palplanche de raccordement peut être vérifiée au moyen de l'expression :

$$F_{tc,Sd} \leq \beta_T F_{u,Rd} \quad \dots (5.16)$$

où :

$F_{u,Rd}$  est la résistance à la traction de calcul de la palplanche selon l'expression (5.14) ;

$F_{tc,Sd}$  est l'effort de traction de calcul exercé dans le rideau commun à l'arc et à la cellule principale déterminé selon l'expression (5.18a) ;

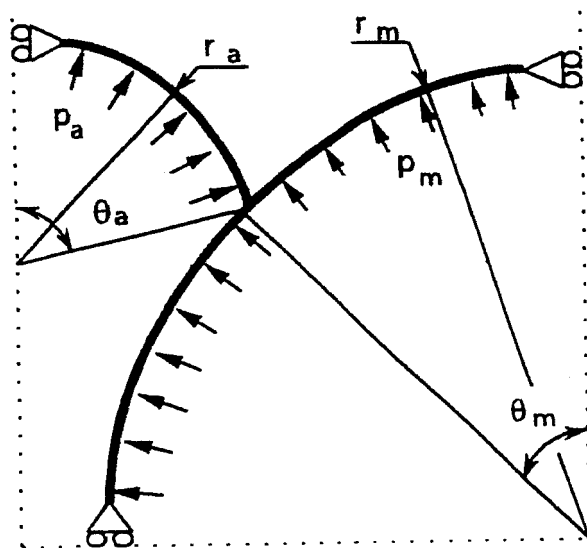
$\beta_T$  est le coefficient réducteur prenant en compte le comportement aux états limites ultimes de la palplanche de raccordement soudée et qu'il convient de prendre égal aux valeurs suivantes :

pour  $\alpha \leq 45^\circ$ , voir Figure 5.5 :  $\beta_T = [\exp(-0,4 r_a/r_m)]$  ... (5.17a)

pour  $\alpha = 90^\circ$  :  $\beta_T = [0,7 \exp(-0,4 r_a/r_m)]$  ... (5.17b)

pour  $45^\circ < \alpha < 90^\circ$  : Les valeurs de  $\beta_T$  peuvent être obtenues par une interpolation linéaire où  $r_a$  et  $r_m$  représentent les rayons de l'arc d'assemblage et de la cellule principale selon la Figure 5.7 et le rapport  $r_a/r_m < 1,0$ .

NOTE Le facteur  $\beta_T$  prend en compte la capacité de rotation (ductilité) de la palplanche de raccordement ainsi que l'exigence de rotation (jusqu'à  $20^\circ$ ) selon un modèle couvrant le comportement du caisson aux états limites ultimes. Il peut être déterminé soit par une expérience comparable soit par des essais associés à un modèle de calcul approprié conformément à (15)P.



**Figure 5.7 — Géométrie d'une cellule circulaire et de l'arc intermédiaire**

(10) Pour une palplanche de raccordement à  $90^\circ$ , on peut utiliser un t d'assemblage boulonné.

(11) Pour des palplanches de raccordement construites comme un T d'assemblage boulonné selon la Figure 5.6, la vérification peut être effectuée au moyen de la méthode suivante.

(12) Il convient de vérifier la résistance de la serrure conformément à (3)P.

(13) Il convient de vérifier les assemblages de la façon suivante, voir Figure 5.6 :

- vérification de la résistance au cisaillement et à la pression diamétrale des boulons (1) conformément à 6.5.5 de l'ENV 1993-1-1, en considérant que la force de traction  $F_{ta,Sd}$  est uniformément répartie ;
- vérification de l'entraxe des boulons (1) conformément à 6.5.1 de l'ENV 1993-1-1 ;
- vérification de la section transversale nette de l'âme 1 et des ailes adjacentes des cornières 3 conformément aux dispositions données en 5.4.3 de l'ENV 1993-1-1 ;
- vérification des boulons (2) selon 6.5.5 de l'ENV 1993-1-1 en ce qui concerne leur résistance à la traction au moyen d'un modèle de tronçon en T selon J.3.4.2 (mode 3) de l'ENV 1993-1-1 ;
- vérification de la contre-plaque 4 et des ailes adjacentes des cornières 3 conformément aux dispositions données dans J.3.4.2 (mode 1 et mode 2) de l'ENV 1993-1-1 ;

NOTE Afin de permettre de considérer les modes de ruine donnés par J.3.4.2 de l'ENV 1993-1-1, il convient de considérer l'âme de la palplanche 2 (voir Figure 5.6) comme l'aile du tronçon en T équivalent pour les modes 1 et 2.

- vérification de l'âme de la palplanche 2 en ce qui concerne l'effort de traction  $F_{tc,Sd}$  par rapport à la plastification de la section transversale nette.

(14)P D'autres types de palplanches de raccordement peuvent être vérifiés de façon similaire.

(15)P La détermination des effets des actions pour la vérification de la résistance de palplanches plates en acier utilisées dans des structures circulaires doit être basée sur un modèle décrivant le comportement des palplanches et du remblai aux états limites ultimes.

(16)P On doit se reporter à l'ENV 1997-1 et à l'ENV 1991 pour les facteurs de sécurité à appliquer au remblai et aux charges.

(17)P Le modèle de remblai doit être conforme à l'ENV 1997-1.

(18)P Le modèle de palplanches doit être conforme à l'ENV 1993-1-1.

NOTE Il peut s'avérer avantageux d'utiliser des modèles prenant en compte des déplacements importants pour les palplanches.

(19) On peut utiliser une analyse à deux dimensions dans le plan horizontal dimensionnant.

(20) La procédure simplifiée suivante peut être utilisée pour la détermination de l'effort de traction, voir Figures 5.5, 5.6 et 5.7 :

— pour l'arc commun :  $F_{tc,Sd} = p_{a,d} r_a \sin \phi_a + p_{m,d} r_m \sin \phi_m$  ... (5.18a)

— pour l'arc intermédiaire :  $F_{tc,Sd} = p_{a,d} r_a$  ... (5.18b)

— pour l'arc principal :  $F_{tc,Sd} = p_{m,d} r_m$  ... (5.18c)

où :

$p_{a,d}$  et  $p_{m,d}$  représentent les pressions internes agissant dans les cellules intermédiaire et principale, voir Figure 5.7 ;

$r_a$ ,  $\phi_a$ ,  $r_m$ ,  $\phi_m$  définissent la géométrie initiale de la cellule intermédiaire et de la cellule principale, voir Figure 5.7.

(21) Il convient de déterminer la pression interne provoquée ou transmise par le remblai au moyen de la valeur au repos de la pression des terres, voir ENV 1997-1.

## 5.3 Pieux

### 5.3.1 Généralités

(1)P La détermination des effets des actions dans les pieux doit être effectuée conformément à l'ENV 1997-1, en prenant en compte et l'équilibre et la compatibilité des déformations.

(2)P La vérification de l'acier pour chaque pieu doit être effectuée conformément à 5.3.2 et 5.3.3.

### 5.3.2 Méthodes de calcul et considérations concernant le calcul

(1)P Pour les pieux soumis à un chargement axial et transversal, la résistance du sol doit être tirée de l'ENV 1997-1.

NOTE Des indications peuvent être prises dans l'annexe D du présent document.

(2) Il convient de prendre en compte les effets des actions dans le pieu provoquées par les forces transversales en combinaison avec celles provoquées par les forces axiales et les moments appliqués. Ils peuvent être déterminés par superposition des résultats de calculs indépendants dans lesquels on considère que le sol en contact avec des parties distinctes de la longueur du pieu supporte des actions différentes. Comme alternative, l'effort axial, les moments fléchissants et les forces transversales peuvent être considérés comme repris par le sol sur la même longueur de pieu, sous réserve que le sol soit capable de supporter leurs effets combinés.

(3)P Le calcul de l'acier d'un pieu isolé doit être vérifié conformément à la section 5 de l'ENV 1993-1-1.

### 5.3.3 Pieux en acier remplis de béton

(1)P Les pieux en acier remplis de béton doivent être calculés conformément à l'ENV 1994 et à l'ENV 1992.

(2)P Le remplissage d'un pieu en acier avec du béton doit être effectué en prenant en compte le prEN 1536.

(3) La capacité portante de pointe d'un pieu tubulaire en acier peut être augmentée par forage et par l'utilisation d'une base élargie.

NOTE L'utilisation de bases élargies peut exiger l'insertion d'une cage d'armatures en acier avant bétonnage afin de garantir la retransmission des charges dans la section de pieu porteur tubulaire.

## 5.4 Rideaux à fort module

(1)P Le calcul des rideaux à fort module doit être effectué conformément aux dispositions concernant les rideaux de palplanches, en prenant en compte la géométrie spécifique des profils utilisés, voir Figure 1.6, et en tenant compte des effets locaux provoqués par les pressions des terres et d'eau ainsi que par l'introduction de efforts d'ancrage et de liernes.

(2) La détermination de la résistance des sections transversales peut être basée avec sécurité sur une analyse élastique de la section transversale, sous réserve que :

- le voilement des éléments plans soit vérifié conformément à l'ENV 1993-1-5 ;
- l'effet de traînage de cisaillement soit pris en compte pour les éléments larges.

## 5.5 Rideaux mixtes

### 5.5.1 Généralités

(1) Des dispositions concernant l'état limite ultime sont données ci-dessous pour les types suivants de rideaux mixtes, voir Figure 1.5 :

- rideaux mixtes en tubes et palplanches ;
- rideaux mixtes en profils en H spéciaux et palplanches ;
- rideaux mixtes en profils reconstitués et palplanches.

(2) Il convient que le calcul des éléments principaux et secondaires soit basé sur les fonctions des éléments, de la façon suivante :

- les éléments principaux agissent comme éléments de soutènement supportant les pressions des terres et d'eau, et peuvent agir comme éléments porteurs pour les charges verticales ;
- les éléments secondaires ne font que remplir l'intervalle entre les éléments principaux et transmettre aux éléments principaux les charges résultant des pressions des terres et d'eau.

(3)P Aucune transmission des efforts tranchants longitudinaux ne peut être prise en compte dans les serrures libres entre éléments principaux et secondaires.

(4)P Il doit être mentionné dans le cahier des charges du projet si les imperfections de fongage doivent être prises en compte dans le calcul d'un rideau mixte. Les valeurs de calcul des imperfections de fongage doivent être données en pourcentage de la longueur des éléments principaux, en prenant pour hypothèse une répartition linéaire.

NOTE Des indications pour le calcul des rideaux mixtes, prenant en compte les sujets suivants, sont données dans l'annexe G :

- utilisation d'éléments secondaires plus courts que les éléments principaux ;
- effets provoqués par la nature tridimensionnelle de la pression des terres.

### 5.5.2 Éléments secondaires

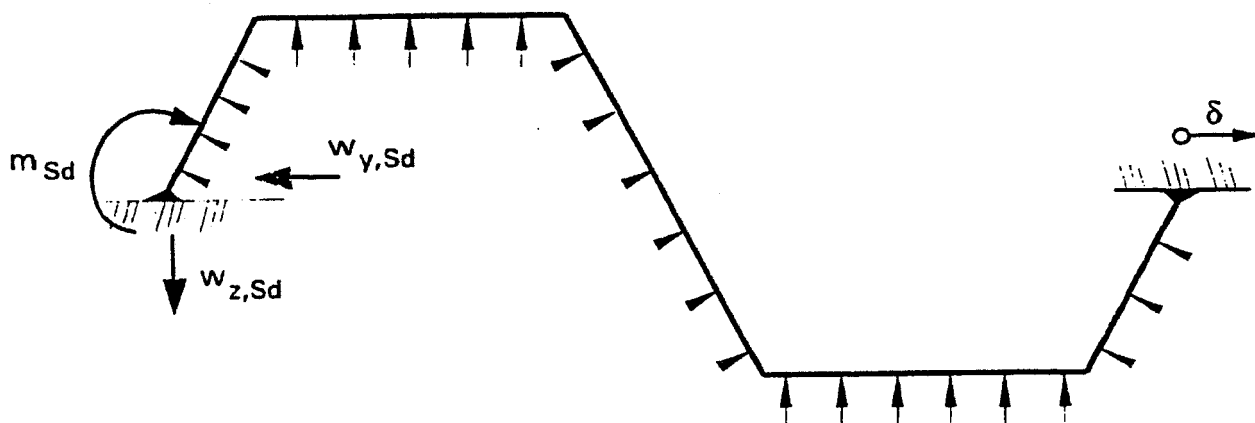
(1)P Les palplanches utilisées comme éléments secondaires pour les rideaux mixtes doivent être conformes à l'EN 10248.

(2)P Pour le calcul des éléments secondaires, il doit être vérifié qu'ils sont capables de transmettre les sollicitations provoquées par les pressions des terres et d'eau dans les éléments principaux par l'intermédiaire des moyens d'assemblage.

NOTE Il peut être utile de prendre en compte les effets de voûte augmentant les charges sur les éléments principaux et réduisant la pression des terres agissant sur les éléments secondaires.

(3) La vérification selon (2)P peut être effectuée au moyen d'un modèle bidimensionnel simplifié d'ossature pour les éléments secondaires. Si cela est exigé dans le cahier des charges du projet, il convient de prendre en compte les imperfections de fongage dans cette analyse simplifiée au moyen du déplacement imposé  $\delta$  en utilisant les conditions aux limites données dans la Figure 5.8, qui montre une palplanche en U double comme exemple d'élément secondaire.

NOTE L'imperfection de fongage perpendiculaire au plan du rideau de soutènement est considérée comme absorbée par la rotation des serrures («débattement des serrures»).



(Les serrures ne sont pas à prendre en compte)

**Figure 5.8 — Modèle simplifié pour les éléments secondaires**

(4) Pour la vérification de la section transversale dans le modèle simplifié d'ossature, on peut utiliser une analyse plastique combinée avec grands déplacements. Si des éléments du modèle d'ossature sont comprimés, il convient d'accorder une attention particulière aux possibilités d'instabilité, tels les effets de «claquage».

(5) Comme alternative, la vérification selon (2)P peut être basée sur les résultats d'essais respectant les dispositions de la section 8, les résultats étant évalués conformément à l'annexe D de l'ENV 1991-1.

(6)P Les essais doivent pouvoir simuler le comportement des éléments secondaires.

(7) Pour les palplanches utilisées comme éléments secondaires, une vérification plus approfondie peut être omise si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

- épaisseur de paroi des palplanches :  $\geq 10$  mm ;
- différence de pression agissant sur les palplanches :  $\leq 40$  kN/m<sup>2</sup> ;
- l'espace libre nominal maximum entre les éléments principaux est de 1,8 m pour les palplanches en U et de 1,5 m pour les palplanches en Z.

### 5.5.3 Moyens d'assemblage

(1)P Les assemblages entre les éléments principaux et secondaires doivent être calculés pour permettre la transmission des forces depuis les éléments secondaires vers les éléments principaux.

(2) Cette vérification peut, comme alternative, être basée sur les résultats d'essais selon la section 8.

(3)P Si la vérification est effectuée par calculs, il doit être vérifié que les assemblages sont capables de transférer les réactions d'appui déterminées conformément à 5.5.2(3).

(4) Il convient de prendre en compte la plasticité pour la vérification des assemblages en flexion des plaques.

### 5.5.4 Éléments principaux

(1)P Les effets globaux des actions provoquées par les pressions des terres et d'eau doivent être déterminés en prenant en compte le chargement tant sur les éléments principaux que sur les éléments secondaires ainsi qu'un chargement supplémentaire éventuel provoqué par les effets de voûte dans le sol, voir 5.5.2(2)P.

(2)P La réduction de la résistance de section transversale globale des éléments principaux provoquée par les forces introduites par les éléments secondaires par l'intermédiaire des assemblages doit être prise en compte.

(3) La résistance de section transversale globale peut être déterminée soit par des essais conformément à la section 8 soit par le calcul comme indiqué ci-dessous.

NOTE Des indications sont données dans l'annexe G sur certains aspects géotechniques du calcul des éléments principaux.

(4)P Pour l'application de charges concentrées par l'intermédiaire de liernes, ancrages, etc., le pieu tubulaire doit être vérifié en conséquence, ou être pourvu de raidisseurs, ou être rempli de béton ou avec un matériau de haute qualité sans cohésion compacté, afin d'éviter le flambement local.

(5) Dans le cas d'un pieu tubulaire rempli conformément à (4)P, on peut utiliser la pleine résistance de section transversale selon l'ENV 1992, l'ENV 1993 et l'ENV 1994 dans la partie remplie du tube.

(6) Pour un élément principal, sauf si l'on utilise une méthode plus élaborée, il convient de prendre en compte l'effet sur la résistance en section de l'introduction de forces depuis les éléments secondaires par l'intermédiaire des assemblages, par l'utilisation de réactions d'appui déterminées conformément à 5.5.2(3).

NOTE Des indications concernant la détermination de la résistance en section sont données dans l'annexe G.

(7)P La résistance en section des pieux à section en I doit être déterminée conformément à la section 5 de l'ENV 1993-1-1.

(8)P Les profilés reconstitués utilisés comme éléments principaux doivent être vérifiés conformément à 5.4, sous réserve de prendre dûment en compte l'effet de l'application de charges par les éléments secondaires.

(9) Si l'on utilise l'approche simplifiée de 5.4(2), il convient de prendre en compte les effets locaux provoqués par l'application des réactions d'appui déterminées conformément à 5.5.2(3).

## **6 Ancrages, liernes, boutons et assemblages**

### **6.1 Généralités**

(1)P Les effets des actions sur les ancrages, liernes, boutons et assemblages doivent être déterminés à partir de l'analyse de structure prenant en compte l'interaction entre le sol et la structure.

(2)P Le cas échéant, les effets des actions tels ceux provoqués par les changements de température ou les charges spécifiques doivent être pris en compte, voir 2.5.2(4).

(3) On peut utiliser des méthodes simplifiées d'analyse appropriées dans lesquelles les actions appliquées aux divers éléments de la structure prennent en compte le comportement de chaque élément individuel.

### **6.2 Ancrages**

#### **6.2.1 Généralités**

(1)P La vérification des sections transversales et des assemblages des composants en acier des ancrages à corps mort, y compris les tirants, les embouts et les manchons, doit être effectuée conformément aux dispositions suivantes.

NOTE Des indications de calcul pour les parties en acier des ancrages précontraints sont données dans le prEN 1537.

(2)P La méthode d'essai ainsi que l'exploitation de résultats d'essais pour la détermination de la résistance de calcul des ancrages à corps mort et des ancrages scellés, en ce qui concerne la ruine par arrachement de l'ancrage (comportement sol-structure), doivent être conformes aux principes exposés dans les ENV 1997-1 et prEN 1537.

## 6.2.2 Dispositions fondamentales concernant le calcul

(1)P Pour le calcul des ancrages, les états limites de service ainsi que les états limites ultimes doivent être pris en compte.

(2)P La longueur d'ancrage doit être calculée pour prévenir toute ruine survenant dans le sol ou toute rupture d'adhérence, à un niveau d'effort inférieur à celui théoriquement nécessaire pour provoquer la plastification de l'aire de section transversale minimale exigée pour l'ancrage. La longueur d'ancrage doit être calculée conformément à l'ENV 1997-1.

(3) Pour les tirants et les câbles associés à des ancrages à corps mort, il convient d'utiliser un acier possédant une limite d'élasticité spécifiée inférieure ou égale à  $[800] \text{ N/mm}^2$ .

(4) Il convient de prendre en compte la rigidité axiale de l'ancrage dans le calcul d'un écran de soutènement. Elle peut être évaluée par des essais préliminaires ou par une expérience comparable.

NOTE Il peut s'avérer utile «d'encadrer» l'effet de la rigidité d'ancrage sur le calcul de l'écran de soutènement en utilisant une approche par minimum/maximum pour la rigidité.

(5)P Pour la vérification à l'état limite ultime, la défaillance de un seul ancrage doit être prise en compte.

NOTE Une méthode possible pour respecter cette exigence est de vérifier que les ancrages voisins sont capables de supporter l'effort supplémentaire déterminé au moyen des charges caractéristiques.

## 6.2.3 Vérification à l'état limite ultime

(1)P La résistance à la traction  $F_{t,Rd}$  des ancrages doit être prise égale à la plus petite des deux valeurs  $F_{tt,Rd}$  ou  $F_{tg,Rd}$ .

(2) Sauf spécification différente, il convient de prendre la résistance à la traction  $F_{tt,Rd}$  des parties filetées des ancrages égale à :

$$F_{tt,Rd} = [0,80] \frac{f_{ua} A_s}{\gamma_{Mb}} \quad \dots (6.1)$$

avec :

$$\gamma_{Mb} = [1,25]$$

où :

$A_s$  est l'aire de section résistante en traction au niveau des filets ;

$f_{ua}$  est la résistance de l'acier de l'ancrage à la traction.

NOTE 1 Cette disposition ne couvre ni l'apparition de flexion dans la partie filetée du tirant, ni l'arrachement du filet.

NOTE 2 Par sécurité, on peut utiliser l'aire nette de la partie filetée au lieu de l'aire de section résistante en traction.

(3) Il convient de prendre la résistance à la traction  $F_{tg,Rd}$  des tiges d'ancrage égale à :

$$F_{tg,Rd} = A_g f_y / \gamma_{M0} \quad \dots (6.2)$$

où :

$A_g$  est l'aire de section transversale brute de la partie lisse de la tige d'ancrage.

(4) Si les ancrages sont pourvus d'une extrémité à corps mort, ou d'autres éléments de répartition des charges à leur extrémité, il convient de ne pas prendre en compte la contribution de l'adhérence. Il convient que la totalité de la force soit transmise par l'intermédiaire du dispositif de répartition des charges.

(5)P La résistance de calcul à la traction de l'ensemble de la plaque d'appui  $B_{t,Rd}$  doit être prise égale à la plus petite des valeurs suivantes, la résistance de calcul à la traction  $F_{tg,Rd}$  donnée en (3) ou la résistance au cisaillement de calcul par poinçonnement de la tête d'ancrage et de l'écrou  $B_{p,Rd}$  obtenue par l'expression :

$$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_u / \gamma_{Mb} \quad \dots (6.3)$$

où :

$d_m$  est la moyenne des dimensions entre plats et entre pointes de la tête de l'ancrage ou de l'écrou, en prenant la plus petite ;

$t_p$  est l'épaisseur de la plaque d'appui.

- (6)P La justification des éléments en acier de répartition des charges doit être conforme à l'ENV 1993-1-1.
- (7) Dans le cas d'un ancrage incliné, il convient de démontrer que les composantes de la force d'ancrage agissant dans le sens de l'axe longitudinal de la palplanche peuvent être transmises avec une marge de sécurité depuis l'ancrage vers la lierne ou vers l'aile de la palplanche.

#### 6.2.4 Vérification aux états limites de service

(1)P Pour les vérifications aux états limites de service, la section transversale de l'ancrage doit être calculée pour prévenir les déformations provoquées par la plastification du tirant sous l'effet de la combinaison caractéristique de charges, en satisfaisant la condition :

$$F_{t,ser} \leq \frac{f_y A_s}{\gamma_{Mt,ser}} \quad \dots (6.4)$$

avec :

$$\gamma_{Mt,ser} = 1,1$$

où :

$A_s$  est l'aire de section résistante en traction de la partie filetée ou aire de section transversale brute de la tige, en prenant la plus petite ;

$F_{t,ser}$  est l'effort axial de l'ancrage sous chargement caractéristique.

#### 6.2.5 Exigences concernant la durabilité

- (1)P Pour les ancrages fabriqués en acier à haute résistance possédant une limite d'élasticité minimale > [500] N/mm<sup>2</sup>, on doit se reporter au prEN 1537 pour ce qui concerne les exigences de durabilité.
- (2)P Pour des ancrages avec d'autres nuances d'acier, on doit se reporter à 2.6.1.

NOTE L'apparition d'une flexion dans la tige d'ancrage au niveau de l'assemblage avec le rideau de palplanches peut entraîner un effet néfaste sur la durabilité de l'ouvrage de soutènement. Il est nécessaire d'apporter une attention particulière à ce phénomène, particulièrement pour les rideaux de soutènement dont la stabilité repose uniquement sur des ancrages.

### 6.3 Liernes et butons

- (1)P Les caractéristiques structurales des liernes et butons utilisées dans l'analyse de structure doivent être conformes aux détails de conception.
- (2)P Pour la vérification aux états limites ultimes, les effets des actions sur les liernes et les butons doivent être déterminés pour toutes les situations de calcul appropriées.

NOTE En cas de ruine d'un bouton, il est peu probable qu'il se produise un avertissement comme un mouvement graduel, ou que l'on ait le temps de prendre des mesures pour y remédier. Etant donné que les conséquences d'une ruine de ces éléments peuvent être très sérieuses, une approche sécuritaire de leur conception et de celle de leurs assemblages pourrait être appropriée.

- (3)P La résistance de la section transversale des éléments doit être conforme à l'ENV 1993-1-1.

### 6.4 Assemblages

#### 6.4.1 Généralités

- (1)P La résistance des assemblages doit être vérifiée conformément à l'ENV 1993-1-1.



## 6.4.2 Pieux

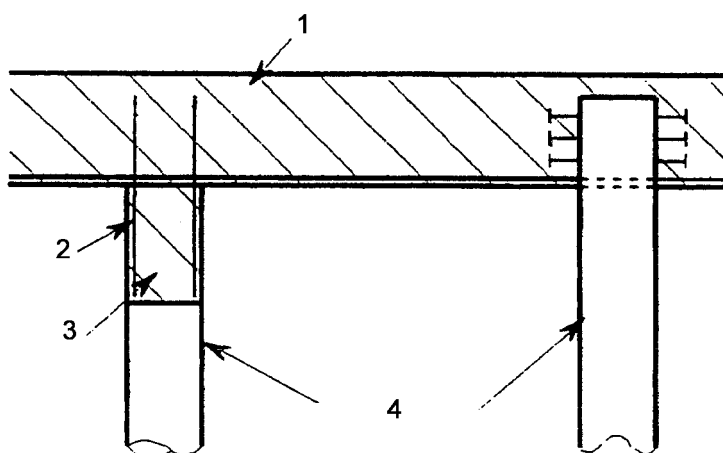
(1) Sauf spécification différente, la liaison entre le pieu porteur et le couronnement des pieux peut être pris en compte de diverses façons (sécuritaire) pour la justification du pieu en acier et du couronnement des pieux.

NOTE C'est le degré d'encastrement au niveau de la liaison entre le pieu et le couronnement ou la fondation qui impose les moments et efforts tranchants locaux qui doivent être prévus dans le calcul.

(2) Il convient de choisir les caractéristiques structurales des liaisons (liaisons articulées ou encastrees) entre les têtes de pieux et le couronnement, qui dépendent de leur rigidité et des dispositions constructives, en fonction du choix du principe de transfert des charges, dont des exemples sont donnés dans les Figures 6.1 et 6.2, voir également l'ENV 1994.

NOTE L'assemblage direct d'une structure en acier sur un pieu porteur est également possible, voir Figure 6.3.

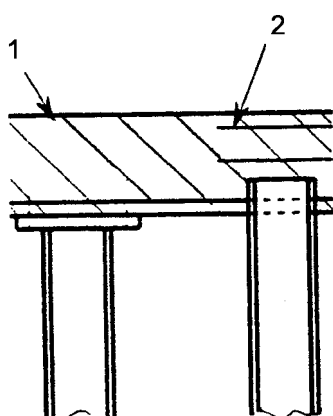
(3)P Les aspects concernant la durabilité doivent être pris en compte dans le calcul des liaisons entre pieu et couronnement.



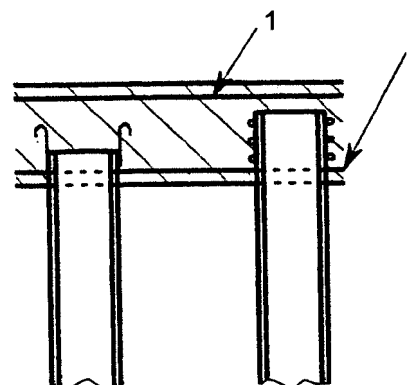
### Légende

- |                            |                 |
|----------------------------|-----------------|
| 1 Dalle béton/couronnement | 3 Béton         |
| 2 Ferrailage               | 4 Pieu en acier |

Figure 6.1 — Pieux de type tubulaire et en caisson, exemples de liaisons avec le couronnement



a) Chargement en compression



b) Chargement en compression et traction

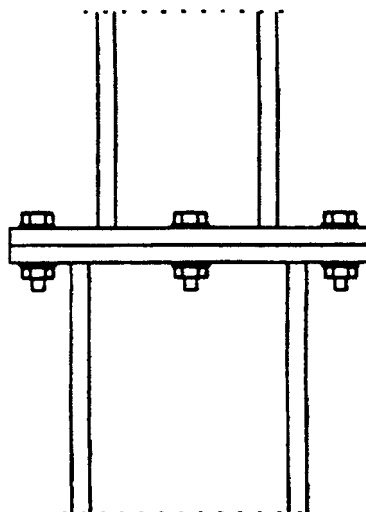
### Légende

- |  |
|--|
| 1 Couronnement   |
| 2 Il convient de mettre en œuvre le ferrailage approprié |

### Légende

- |  |
|--|
| 1 Ferrailage de couronnement des pieux |
|--|

Figure 6.2 — Exemples de liaisons de pieux avec un couronnement de pieux en béton



**Figure 6.3 — Exemple d'assemblage d'un pieu porteur avec un poteau de structure en acier au-dessus de la fondation**

#### 6.4.3 Ancrages

(1)P La résistance de la palplanche à l'introduction de l'effort d'ancrage dans son aile par l'intermédiaire d'une plaque d'appui avec une lierne placée à l'arrière du rideau (voir Figure 6.4), ou sans utilisation de lierne (voir Figure 6.5(a)), doit être vérifiée.

NOTE Une méthode possible pour cette vérification est donnée en (3).

(2)P La résistance de la palplanche à l'introduction de l'effort d'ancrage ou de l'effort du bouton dans les âmes par l'intermédiaire d'une lierne (voir Figure 6.6) ou par l'intermédiaire d'une plaque d'appui (voir Figure 6.5(b)) doit être vérifiée.

NOTE Des méthodes possibles pour ces vérifications sont données en (4) et (5).

(3) La vérification de la résistance à l'introduction de l'effort d'ancrage dans son aile par l'intermédiaire d'une plaque d'appui avec une lierne placée à l'arrière du rideau (voir Figure 6.4), ou sans utilisation de lierne (voir Figure 6.5(a)), peut être effectuée de la façon suivante :

a) Résistance au cisaillement de l'aile :

$$F_{Sd} \leq R_{Vf,Rd} \quad \dots (6.5)$$

où :

$F_{Sd}$  est la valeur de calcul de la force transversale locale appliquée par l'intermédiaire de l'aile ;

$R_{Vf,Rd}$  est la valeur de calcul de la résistance au cisaillement de l'aile sous la plaque d'appui, donnée comme

$$[2,0] \left( b_a + h_a \right) t_f \frac{f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

avec :

$b_a$  la largeur de la plaque d'appui ;

$f_y$  la limite d'élasticité de la palplanche ;

$h_a$  la longueur de la plaque d'appui, mais  $\leq [1,5] b_a$  ;

$t_f$  l'épaisseur d'aile ;

b) résistance à la traction des âmes :

$$F_{Sd} \leq R_{tw,Rd} \quad \dots (6.6)$$

où :

$R_{tw,Rd}$  est la valeur de calcul de la résistance à la traction de deux âmes, donnée par :

$$[2,0] h_a t_w f_y / \gamma_{M0}$$

avec :

$t_w$  l'épaisseur d'âme ;

c) largeur de la plaque d'appui :

$$b_a \geq [0,8] b \quad \dots (6.7)$$

où :

$b_a$  est la largeur de la plaque d'appui ;

$b$  est la largeur de l'aile, voir figure du Tableau 5.1.

d) épaisseur de la plaque d'appui :

Il convient de vérifier la résistance à la flexion de la plaque d'appui.

(4) La vérification de la résistance de la palplanche à l'introduction de l'effort d'ancrage ou de l'effort du bouton dans les âmes par l'intermédiaire d'une lierne (voir Figure 6.6) peut être effectuée de la façon suivante :

$F_{Sd} \leq 0,5 R_{c,Rd}$  : aucune vérification supplémentaire n'est nécessaire

$$F_{Sd} > 0,5 R_{c,Rd} : \quad \frac{F_{Sd}}{R_{c,Rd}} + [0,5] \frac{M_{Sd}}{M_{c,Rd}} \quad \dots (6.8a)$$

où :

$F_{Sd}$  est la valeur de calcul de la force transversale locale par âme appliquée par l'intermédiaire d'une lierne ;

$R_{c,Rd}$  est la résistance de calcul à la force transversale locale. Il convient de prendre  $R_{c,Rd}$  égale à  $R_{e,Rd}$  ou à  $R_{p,Rd}$  en prenant la plus petite de ces deux valeurs pour chaque âme, donnée par :

$$R_{e,Rd} = [1,0] \frac{\varepsilon}{4e} (s_s + [4,0] s_{ec}) \sin \alpha (t_w^2 + t_f^2) f_y / \gamma_{M0} \quad \dots (6.8b)$$

$$R_{p,Rd} = \chi R_{p0} / \gamma_{M0} \quad \dots (6.8b)$$

avec :

$$\chi = 0,06 + \frac{0,47}{\lambda} \leq 1,0$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{R_{p0}}{R_{cr}}}$$

$$R_{cr} = [5,42] E \frac{t_w^3}{c} \sin \alpha$$

$$R_{p0} = [1,0] \sqrt{2} \varepsilon f_y t_w \sin \alpha \left( s_s + t_f \sqrt{\frac{2b \sin \alpha}{t_w}} \right)$$

$b$  la largeur de l'aile, voir figure du Tableau 5.1 ;

$c$  la hauteur inclinée de l'âme comme indiqué dans la Figure 5.1 ;

$e$  l'excentrement de la force introduite dans l'âme, donnée par :

$$r_0 \tan(\alpha/2) - \frac{t_w}{2 \sin \alpha} \text{ mais pas inférieure à } [5] \text{ mm ;}$$

$f_y$  la limite d'élasticité de la palplanche ;

$r_0$  le rayon extérieur du congé entre aile et âme ;

$$s_{ec} = [2,0] \pi r_0 \left( \frac{\alpha}{180} \right) \text{ avec } \alpha \text{ en degrés ;}$$

$s_s$  la longueur d'appui rigide, voir Figure 5.7.2 de l'ENV 1993-1-1. Si la lierne est composée de deux parties, par exemples deux profilés en U,  $s_s$  est la somme des deux parties plus la plus petite de la distance entre les deux parties ou la longueur  $s_{ec}$  ;

$t_f$  l'épaisseur d'aile ;

$t_w$  l'épaisseur d'âme ;

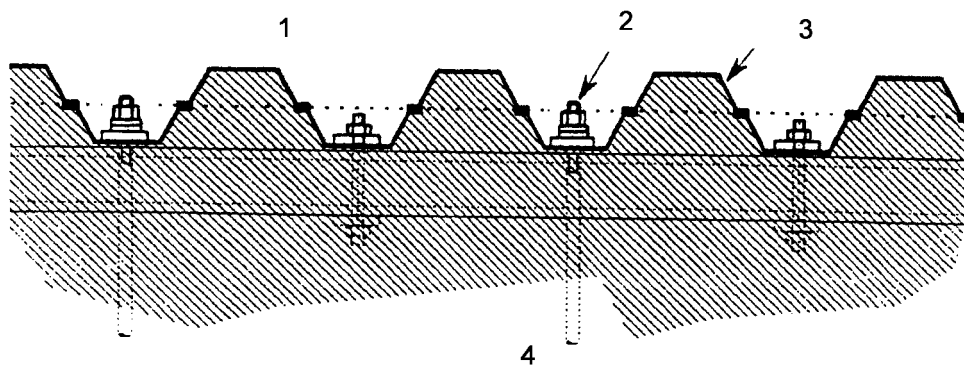
$\alpha$  l'inclinaison de l'âme, voir Figure 5.1 ;

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

$M_{Sd}$  la valeur de calcul du moment fléchissant à l'emplacement de la force d'ancrage ou de la force du bouton ;

$M_{c,Rd}$  la résistance de calcul à la flexion de la palplanche selon 5.2.2(2)P.

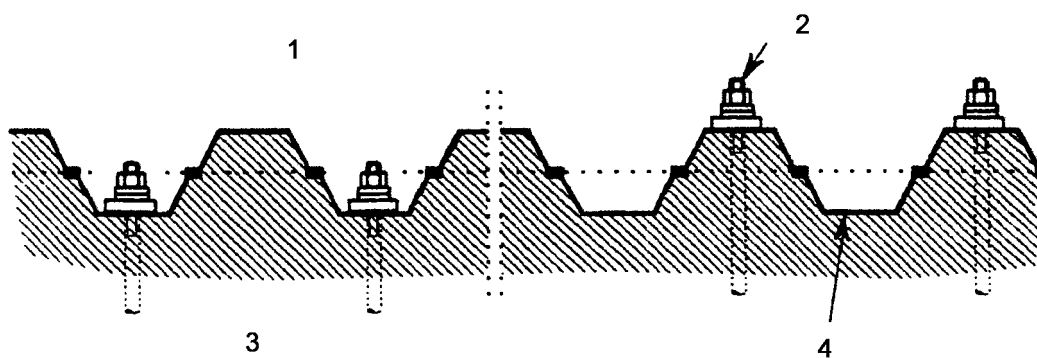
(5) Si une plaque d'appui est utilisée pour l'introduction de la force d'ancrage dans les âmes conformément à la Figure 6.5(b), les expressions données en (4) peuvent être appliquées, à condition que la largeur de la plaque d'appui soit supérieure à la largeur de l'aile afin de prévenir un excentrement supplémentaire  $e$  comme indiqué en (4).



#### Légende

- 1 Excavation
- 2 Ancrage
- 3 Rideau de palplanches
- 4 Sol

**Figure 6.4 — Exemple d'ancrage réalisé avec une lierne placée derrière le rideau de palplanches**



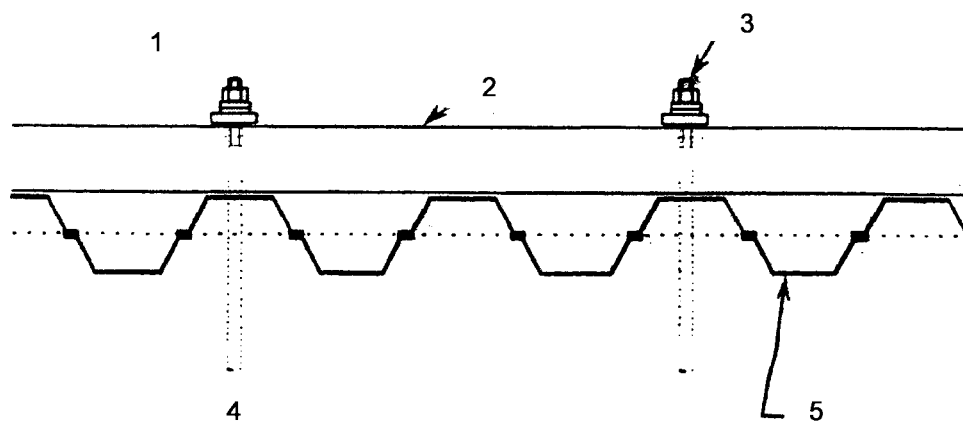
a) Ancrage situé en creux d'onde du rideau de palplanches

b) Ancrage situé en sommet d'onde du rideau de palplanches

**Légende**

- 1 Excavation
- 2 Ancrage
- 3 Sol
- 4 Rideau de palplanches

**Figure 6.5 — Exemple d'ancrage sans lierne**



**Légende**

- 1 Excavation
- 2 Lierne
- 3 Ancrage
- 4 Sol
- 5 Rideau de palplanches

**Figure 6.6 — Exemple de lierne placée devant le rideau de palplanches**

## **7 Exécution**

### **7.1 Généralités**

- (1)P Les travaux comportant des pieux ou palplanches doivent être exécutés conformément au cahier des charges du projet.
- (2)P S'il existe des différences entre l'exécution sur chantier et le cahier des charges du projet, leurs conséquences doivent faire l'objet d'une étude et des modifications doivent être effectuées si nécessaire.
- (3) Il convient que la totalité des travaux et de l'équipement sur chantier soit conforme au prEN 12063 pour les palplanches et au prEN ... (document du CEN/TC288/WG5) pour les pieux de type à refoulement.
- (4) Il convient que les exigences concernant l'exécution soient conformes à l'ENV 1997-1.
- (5) Il convient que toute exigence spécifique figure dans le cahier des charges du projet.

### **7.2 Palplanches en acier**

- (1)P Le rideau de palplanches doit être réalisé conformément au prEN 12063.
- (2)P Les tolérances de position et de verticalité des palplanches doivent être conformes aux spécifications du Tableau 2 du prEN 12063.

### **7.3 Pieux**

- (1)P Les travaux d'exécution de pieux doivent être conformes à 7.10 de l'ENV 1997-1.
- (2)P Les travaux d'exécution de pieux doivent également être conformes au prEN ... (document du CEN/TC288/WG5).
- (3)P Les tolérances de position et de verticalité des pieux doivent être conformes aux spécifications du prEN ... (document du CEN/TC288/WG5).

### **7.4 Ancrages**

- (1)P L'exécution des ancrages doit être conforme à prEN 1537 et ENV 1997-1.

## **8 Dimensionnement assisté par l'expérimentation**

### **8.1 Généralités**

- (1) Il convient que les dispositions générales concernant le dimensionnement assisté par l'expérimentation données dans la section 8 de l'ENV 1993-1-1 ainsi que dans 2.6 et 2.7 de l'ENV 1997-1 soient satisfaites.

NOTE Des indications sur la détermination de la résistance de calcul à partir d'essais sont données dans l'annexe Z de l'ENV 1993-1-1.

### **8.2 Palplanches en acier**

- (1) Les hypothèses prises pour le dimensionnement des palplanches en acier peuvent être vérifiées par étapes au moyen d'essais réalisés sur chantier pendant l'exécution de l'ouvrage (par exemple dans le cas d'une méthode d'excavation).

NOTE Des indications sont données dans l'annexe C.

- (2) Pour l'étalonnage d'un modèle de calcul et la modification de la conception pendant l'exécution, il convient de se reporter à l'ENV 1997-1.

### **8.3 Pieux**

(1) Pour des indications concernant les essais de pieux, il convient de se reporter à l'ENV 1997-1 et au prEN ... (document du CEN/TC288/WG5).

### **8.4 Ancrages**

(1) Pour les ancrages, il convient de suivre les dispositions générales concernant le dimensionnement assisté par l'expérimentation données dans l'ENV 1997-1 et le prEN 1537.

**Annexe A**  
[normative]  
**Palplanches à parois minces en acier**

## **A.1 Généralités**

### **A.1.1 Objet**


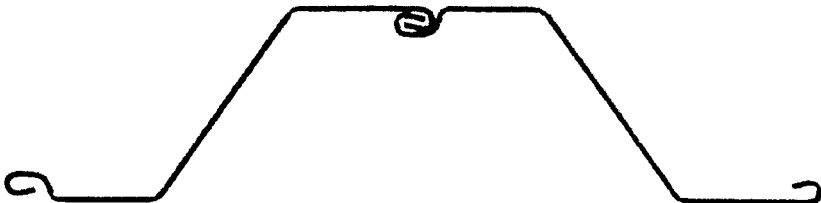

- (1) Il convient d'utiliser la présente annexe pour la résistance et la rigidité des palplanches en acier, ainsi que pour certains aspects particuliers des palplanches formées à froid en acier possédant des sections transversales de classe 4. Pour la détermination des actions et des effets des actions, il convient de se reporter à la section 2.
- (2) Pour la classification des sections transversales, il convient de se reporter à 5.2.
- (3) Bien que les méthodes de calcul de cette annexe soient présentées pour des palplanches formées à froid, elles peuvent également être appliquées à des profilés laminés à chaud de classe 4.
- (4) En ce qui concerne la conception assistée par des calculs selon le présent document, il convient de limiter les sections transversales à celles constituées d'éléments dépourvus de raidisseurs intermédiaires. Cette restriction n'a pas à être appliquée à la conception et au dimensionnement assistés par l'expérimentation, voir A.7. Pour le dimensionnement des profilés constitués d'éléments comportant des raidisseurs intermédiaires, il convient de se reporter à l'ENV 1993-1-3.
- (5) Dans le cas de palplanches à parois minces en acier, le dimensionnement pourrait ne pas toujours conduire à des solutions économiques. Il est donc souvent utile de recourir à des essais pour la détermination de la résistance. Des règles concernant les essais sont données en B.4.
- (6) Les restrictions concernant les caractéristiques géométriques ou les matériaux ne s'appliquent qu'au dimensionnement.

### **A.1.2 Forme des palplanches formées à froid en acier**

- (1) Les palplanches formées à froid en acier sont des produits fabriqués à partir de produits plats laminés à chaud selon l'EN 10249. Elles sont composées de parois droites et arrondies. Sur la totalité de leur longueur, dans la limite des tolérances autorisées, elles présentent une section transversale constante et une épaisseur d'au moins 2 mm.
- (2) Ces palplanches sont obtenues uniquement par formage à froid (profilage ou pliage).
- (3) Les bords de la section transversale d'une palplanche peuvent comporter des serrures.
- (4) Quelques exemples de sections de palplanches formées à froid couvertes dans la présente annexe sont données dans le Tableau A.1.



**Tableau A.1 — Exemples de sections de palplanches formées à froid**

	Exemple de section transversale
Profil en $\Omega$	
Profil en Z	
Rideau de coffrage	

### A.1.3 Terminologie

- (1) La terminologie pour les dimensions de section transversale donnée en 1.7.3 de l'ENV 1993-1-3 s'applique.
- (2) Pour les palplanches formées à froid en acier, la convention d'axes donnée en 1.6 s'applique.

## A.2 Bases de calcul

### A.2.1 États limites ultimes

(1)P Les dispositions générales données en 2.3 et 5.1 doivent également être appliquées aux profilés formés à froid, sauf lorsque des dispositions différentes sont données dans la présente annexe.

### A.2.2 États limites de service

(1)P Les dispositions générales données en 2.2, 4.1 et 4.2 doivent également être appliquées aux profilés formés à froid, sauf lorsque des dispositions différentes sont données dans la présente annexe.

(2) Pour les vérifications aux états limites de service, il convient de prendre le coefficient partiel  $\gamma_{M,ser}$  égal à la valeur suivante :

$$\gamma_{M,ser} = \boxed{1,0}$$

(3) Aux états limites de service, il convient de baser la détermination du moment d'inertie de flexion pour le calcul des déplacements du rideau de palplanches sur la section transversale efficace conformément à A.4. Pour le calcul des largeurs efficaces, on peut utiliser les contraintes basées sur une estimation prudente des sollicitations sous chargement à l'état limite de service.

## A.3 Caractéristiques des matériaux et des sections transversales

### A.3.1 Caractéristiques des matériaux

(1)P Pour les caractéristiques des matériaux couverts dans la présente annexe, on doit se reporter à la section 3.

(2) Les dispositions données dans cette annexe s'appliquent aux palplanches en acier de classe 4 selon l'EN 10248 et l'EN 10249.

(3) Ces méthodes de calcul peuvent également être appliquées à d'autres aciers de construction possédant des caractéristiques de résistance et de ténacité similaires, à condition que toutes les conditions suivantes soient satisfaites :

- l'acier satisfait les exigences d'analyse chimique, d'essais mécaniques et autres procédures de contrôle dans la mesure et de la façon prescrites dans les EN 10248 ou EN 10249 ;
- le rapport de la résistance à la traction minimale ultime spécifiée  $f_u$  et de la limite d'élasticité minimale de base spécifiée  $f_{yb}$  n'est pas inférieur à 1,1 ;
- l'acier est fourni selon l'une des conditions suivantes :
  - conforme à une autre norme reconnue pour les tôles d'acier de construction ;
  - possédant des caractéristiques mécaniques et une composition chimique au moins équivalentes à l'une des nuances d'acier mentionnées dans le Tableau 3.1 ou 3.2 respectivement.

(4) Il convient d'adopter les valeurs nominales de limite d'élasticité de base  $f_{yb}$  données dans les Tableaux 3.1 et 3.2 comme valeurs caractéristiques dans les justifications. Pour d'autres aciers, il convient que les valeurs caractéristiques soient basées sur les résultats d'essais de traction effectués conformément à l'EN 10002-1.

(5) On peut considérer que les caractéristiques de l'acier en compression sont les mêmes que celles de l'acier en traction.

(6) Pour les aciers couverts par la présente annexe, il convient que les autres caractéristiques de matériaux à utiliser dans le calcul soient prises égales aux valeurs suivantes :

- module d'élasticité :  $E = 210\,000\text{ N/mm}^2$  ;
- module de cisaillement :  $G = E/2 (1 + \nu)$  N/mm<sup>2</sup> ;
- coefficient de Poisson :  $\nu = 0,3$  ;
- coefficient de dilatation :  $\alpha = 12 \times 10^{-6}\text{ 1/K}$  ;
- masse volumique :  $\rho = 7\,850\text{ kg/m}^3$ .

(7) L'effet d'une augmentation de la limite d'élasticité provoquée par le formage à froid peut être pris en compte sur la base d'essais conformes à A.7.

(8) Lorsque la limite d'élasticité est spécifiée à l'aide du symbole  $f_y$  soit dans cette annexe soit dans l'ENV 1993-1-3, il convient d'utiliser soit la limite d'élasticité de base  $f_{yb}$  du Tableau 3.2 soit la limite d'élasticité du Tableau 3.1.

NOTE Cette disposition est différente de la convention utilisée dans l'ENV 1993-1-3.

(9) Les dispositions concernant la justification données dans cette annexe peuvent être utilisées uniquement pour l'acier dans la gamme d'épaisseur nominale  $t$  suivante :

$$2,0\text{ mm} \leq t \leq 11,0\text{ mm}.$$

(10) Pour des sections transversales de palplanches en acier de classe 4 d'épaisseur supérieure ou inférieure, il convient de déterminer la capacité de résistance aux charges par la conception et le dimensionnement assistée par l'expérimentation conformément à A.7.

### A.3.2 Caractéristiques des sections

- (1) Il convient que les caractéristiques des sections soient calculées conformément aux règles de l'art, en prenant dûment en compte la sensibilité des caractéristiques de la section transversale globale aux approximations éventuellement utilisées, voir 3.3.4 de l'ENV 1993-1-3, ainsi que leur influence sur la résistance prévue de l'élément.
- (2) Il convient de prendre en compte les effets du voilement local en utilisant des sections transversales efficaces comme spécifié en A.4.
- (3) Il convient de déterminer les caractéristiques de la section transversale brute en utilisant les dimensions nominales spécifiées. Dans le calcul des caractéristiques de section transversale brute, il n'est pas nécessaire de déduire les trous de faibles dimensions mais il convient de tenir compte des ouvertures importantes.
- (4) Il convient de prendre l'aire nette d'une section transversale d'une palplanche, ou d'un élément d'une section transversale, égale à son aire brute diminuée des déductions appropriées pour la totalité des trous et ouvertures.
- (5) Il convient de prendre en compte l'influence des congés sur les caractéristiques du profil conformément à 3.3.4 de l'ENV 1993-1-3.

NOTE Un exemple de section transversale de palplanche idéalisée avec des angles vifs est donné dans la Figure A.1.

- (6) Pour le dimensionnement, il convient que les rapports largeur-épaisseur ne soient pas supérieurs aux valeurs données dans le Tableau A.2.
- (7) L'utilisation de rapports largeur-épaisseur supérieurs à ces valeurs n'est pas exclue, mais il convient de vérifier la résistance de la palplanche aux états limites ultimes et son comportement aux états limites de service par des essais conformément à A.7.

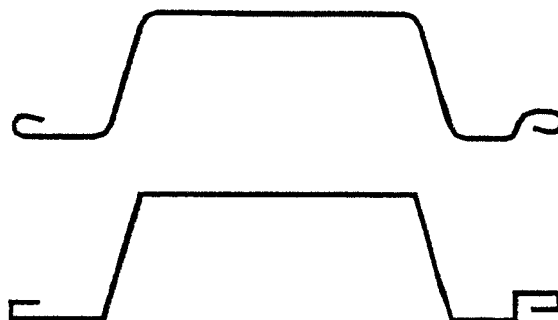
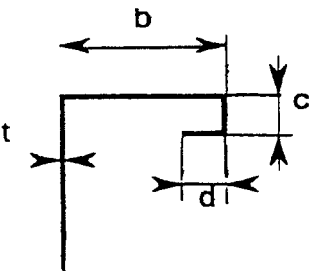
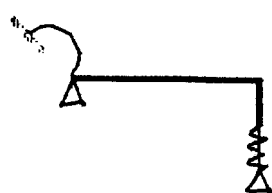
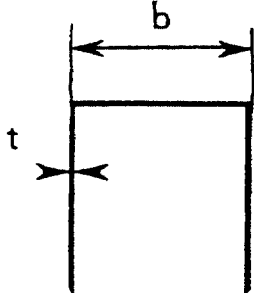

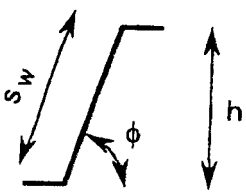



Figure A.1 — Exemple de section transversale modélisée

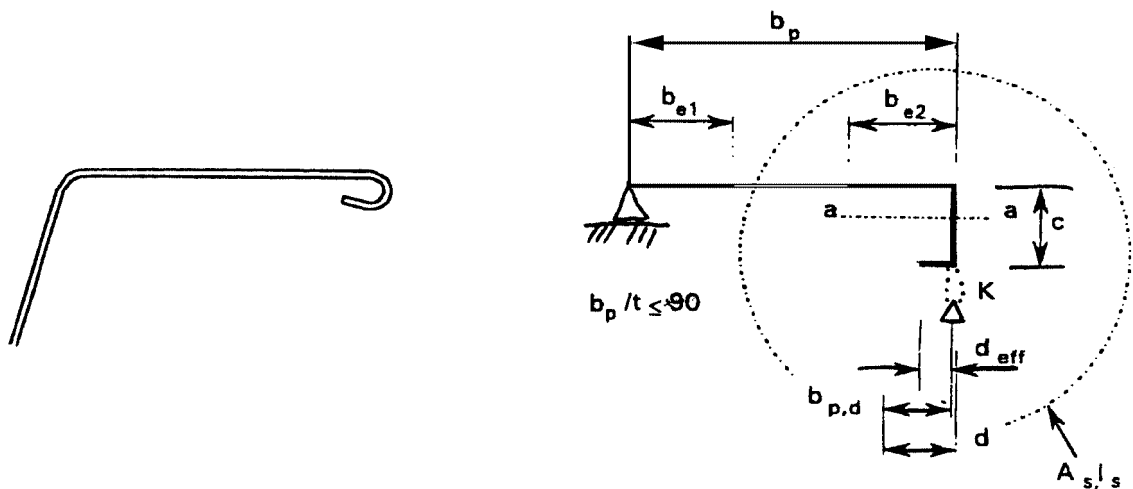
Tableau A.2 — Rapports largeur-épaisseur maximum ; modélisation du comportement statique

		
	$b/t \leq 90$	
		
	$b/t \leq 200$	
		
	$45^\circ \leq \phi \leq 90^\circ$ $S_w/t \leq 200$	

**A.4 Voilement local**

- (1) Il convient de prendre en compte les effets du voilement local dans la détermination de la résistance et de la rigidité des sections transversales de palplanches en acier de classe 4 conformément à la section 4 de l'ENV 1993-1-3, sauf lorsque des dispositions différentes sont données dans la présente annexe.
- (2) Les éléments plans non raidis des sections transversales des palplanches sont couverts par 4.2 de l'ENV 1993-1-3.
- (3) Il convient de prendre en compte les éléments plans pourvus de serrures agissant comme des raidisseurs de bord conformément à 4.3.2 de l'ENV 1993-1-3.

NOTE La Figure A.2 donne un exemple de modélisation de la géométrie d'une serrure agissant comme un raidisseur de bord.



**Figure A.2 — Serrure à traiter comme un raidisseur de bord**

- (4) Il convient que le calcul des éléments comprimés plans pourvus de serrures agissant comme des raidisseurs de bord soit basé sur le principe donné en 4.3.1(1)P de l'ENV 1993-1-3.
- (5) Il convient de déterminer la rigidité élastique de la serrure agissant comme raidisseur de bord conformément à l'expression (4.7) de l'ENV 1993-1-3.
- (6) L'expression (4.7) de l'ENV 1993-1-3 peut être appliquée aux palplanches de la façon suivante pour le profil en Z représenté dans les Figures A.3 et A.4 :

$$\delta = \theta b_p + \frac{u b_p^3 12(1 - \nu^2)}{3 E t^3} \quad \dots (A.1a)$$

où  $12(1 - \nu^2)/(E t^3)$  représente la rigidité flexionnelle de la plaque.

- (7) La rigidité du ressort de rotation représentant l'âme, voir Figure A.4, peut être déterminée par l'expression :

$$E I_w \theta = \frac{1}{2} \times l \times s_w \quad \dots (A.1b)$$

$$C_\theta = \frac{1}{\theta} = \frac{2 E I_w}{s_w} \quad \dots (A.1c)$$

$$I_w = \frac{t^3}{12(1 - \nu^2)} \quad \dots (A.1d)$$

- (8) Le moment fléchissant réel agissant dans le ressort de rotation et provoqué par la charge unitaire est  $u \times b_p$  et la rotation correspondante est donnée par l'expression :

$$\theta = \frac{u b_p}{C_\theta} = \frac{u b_p s_w}{2 E I_w} \quad \dots (A.1e)$$

L'expression (4.7) de l'ENV 1993-1-3 devient donc :

$$\delta = \frac{2 u b_p (1 - \nu^2)}{E t^3} (3 s_w + 2 b_p) \quad \dots (A.1f)$$

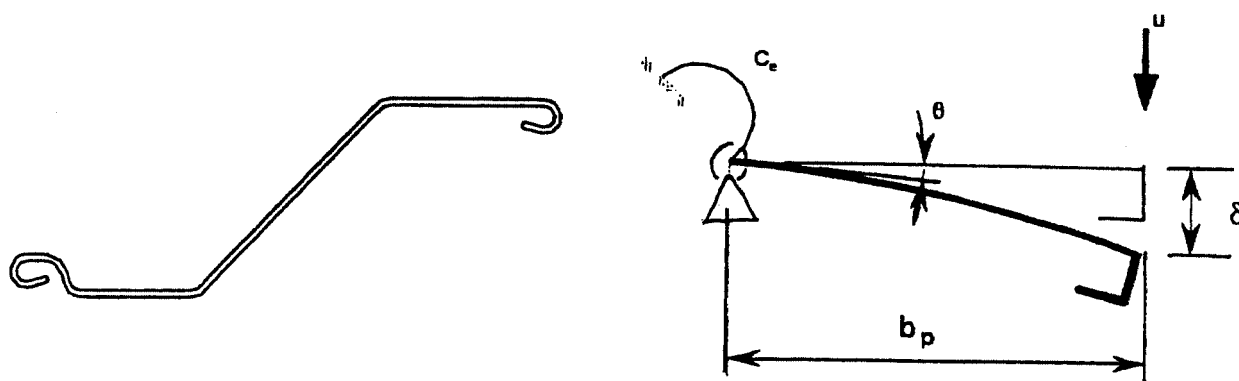


Figure A.3 — Détermination de la rigidité élastique de l'aile



Figure A.4 — Détermination de la rigidité élastique de l'âme

## A.5 Résistance des sections transversales

### A.5.1 Généralités

(1)P Les valeurs de calcul des sollicitations au niveau de chaque section transversale ne doivent pas être supérieures aux valeurs de calcul des résistances correspondantes.

(2)P La résistance de calcul d'une section transversale doit être déterminée soit par le calcul, au moyen des méthodes données dans cette section, soit par la conception et le dimensionnement assistés par l'expérimentation, conformément à A.7.

(3)P Les dispositions de A.5 ne doivent être appliquées que pour la flexion monoaxiale avec  $M_z = 0$ .

(4) On peut considérer que l'un des axes principaux de la palplanche est parallèle à l'axe de l'écran de soutènement.

(5) Pour la justification, il convient de vérifier les points suivants en ce qui concerne la résistance de la section transversale :

- moment fléchissant, en prenant en compte les effets de la flexion transversale locale ;
- forces transversales locales ;
- combinaison de moment fléchissant et d'effort tranchant ;
- combinaison de moment fléchissant et d'effort axial ;
- combinaison de moment fléchissant et de forces transversales locales.

(6) On peut utiliser la conception et le dimensionnement assistés par l'expérimentation au lieu de la justification pour l'une quelconque de ces vérifications.

NOTE La conception et le dimensionnement assistés par l'expérimentation sont particulièrement susceptibles de s'avérer avantageuses pour les sections transversales présentant des rapports  $b_p/t$  relativement élevés, par exemple en ce qui concerne le comportement inélastique ou l'enfoncement local de l'âme.

(7) Pour la justification, il convient de prendre en compte les effets de l'enfoncement local en utilisant des caractéristiques de sections transversales efficaces déterminées conformément aux spécifications de A.4.

(8) Les dispositions données dans cette section ne tiennent pas compte d'une éventuelle instabilité globale des palplanches et par conséquent, pour les palplanches où une instabilité provoquée par des forces de compression est susceptible de se produire, il convient de se reporter à la section 6 de l'ENV 1993-1-3.

(9) Il convient d'appliquer le critère donné en 5.2.3(1)P. Il convient d'éviter les forces axiales élevées entraînant une instabilité globale lorsqu'on utilise des sections transversales de classe 4.

(10) Il convient d'utiliser des liernes devant ou derrière le rideau de palplanches pour l'introduction des forces provenant des ancrages ou des boutons (voir Figure A.5a), en permettant ainsi la redistribution de ces forces. Si l'on utilise une plaque d'appui pour introduire la force provenant d'un tirant directement dans la palplanche comme illustré dans la Figure A.5b, il convient d'effectuer des essais conformément à la section 8 si l'épaisseur de la palplanche est  $\leq 6$  mm.

(11) Lorsqu'on utilise des méthodes de calcul itératives, il convient d'effectuer plusieurs itérations si nécessaire afin d'éviter un manque de précision.

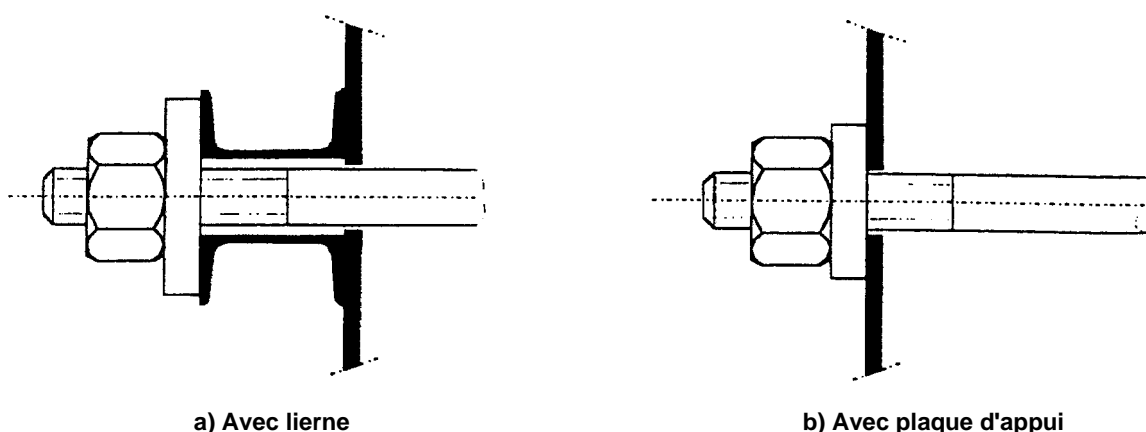


Figure A.5 — Introduction des forces d'ancrage

### A.5.2 Moment fléchissant

(1) Il convient de déterminer le moment résistant de la section de palplanches de classe 4 conformément à 5.4 de l'ENV 1993-1-3, sauf lorsque des dispositions différentes sont données dans cette annexe.

(2) Les effets de traînage de cisaillement peuvent être négligés dans les palplanches en acier.

(3) Il convient de n'effectuer aucune redistribution plastique des moments fléchissants dans les rideaux de soutènement composés de sections transversales de classe 4.

(4) Si le moment résistant du profil est différent pour les moments fléchissants positifs et négatifs, il convient d'en tenir compte dans le calcul.

### A.5.3 Effort tranchant

(1) Il convient de déterminer la résistance au cisaillement de l'âme conformément à 5.8 de l'ENV 1993-1-3, sauf lorsque des dispositions différentes sont données dans cette annexe.

(2) Il convient de déterminer la résistance au voilement de cisaillement  $f_{bv}$  au moyen du Tableau 5.2 de l'ENV 1993-1-3 pour les âmes sans raidisseur au droit de l'appui.

## **A.5.4 Forces transversales locales**

### **A.5.4.1 Généralités**

(1) Si la lierne est située devant le rideau du côté de l'excavation comme indiqué dans la Figure 6.6, il convient d'effectuer la vérification conformément à A.5.4.2.

(2) Si la lierne est située derrière le rideau comme indiqué dans la Figure 6.4, il convient d'effectuer la vérification conformément à A.5.4.3.

### **A.5.4.2 Âmes soumises à des forces transversales de compression**

(1) Afin d'éviter l'écrasement, l'enfoncement ou le voilement d'une âme soumise à une réaction d'appui par l'intermédiaire d'une lierne, il convient que la force transversale appliquée  $F_{Sd}$  satisfasse la condition :

$$F_{Sd} \leq R_{w,Rd}$$

où :

$R_{w,Rd}$  est la résistance transversale locale de l'âme.

(2) Pour une âme non raidie, il convient de calculer la résistance transversale locale  $R_{w,Rd}$  conformément à 5.9.3 de l'ENV 1993-1-3, sauf lorsque des dispositions différentes sont données dans cette annexe.

NOTE Les profils en Z sont couverts par ce paragraphe, en considérant une palplanche double composée de deux profils en Z.

(3) Dans l'expression (5.20) de l'ENV 1993-1-3, il convient d'utiliser les valeurs suivantes :

— pour une lierne agissant comme appui :

$$l_a \geq 10 \text{ mm, voir 5.9.3 de l'ENV 1993-1-3 ;}$$

— si la distance entre la lierne et le bord de la palplanche est  $\geq 1,5 h_w$ , où  $h_w$  représente la hauteur du profil :

$$\alpha = 0,15 ;$$

— dans tous les autres cas :

$$\alpha = 0,075.$$

### **A.5.4.3 Âmes soumises à des forces de traction transversales**

(1) Pour les âmes soumises à des forces de traction transversales, il convient d'effectuer la vérification conformément à 6.4.3(3).

## **A.5.5 Effort tranchant et moment fléchissant combinés**

(1) Pour une combinaison d'effort tranchant et de moment fléchissant, il convient d'effectuer la vérification conformément à 5.10 de l'ENV 1993-1-3.

## **A.5.6 Moment fléchissant et forces transversales localisées combinés**

(1) Pour une combinaison de moment fléchissant et de forces transversales localisées, il convient d'effectuer la vérification conformément à 5.11 de l'ENV 1993-1-3.

## **A.5.7 Moment fléchissant et effort axial combinés**

(1) Il convient de vérifier la combinaison de moment fléchissant et de traction axiale conformément à 5.5 de l'ENV 1993-1-3, sans prendre en compte la flexion selon l'axe z-z.

(2) Il convient de vérifier la combinaison de moment fléchissant et de compression axiale conformément à 5.6 de l'ENV 1993-1-3, sans prendre en compte la flexion selon l'axe z-z.



### A.5.8 Flexion transversale locale

(1)P Dans le cas de pression hydrostatique différentielle supérieure à une hauteur de colonne d'eau de [1] m, les effets de la pression hydrostatique sur la flexion locale transversale de la plaque doivent être pris en compte pour la détermination de la résistance à la flexion globale.

(2) Par simplification, cette vérification peut être effectuée selon la procédure suivante :

- il n'est nécessaire d'effectuer la vérification de section transversale qu'aux emplacements des moments maximum où la pression hydrostatique différentielle est supérieure à une hauteur de colonne d'eau de [1] m ;
- il convient de prendre en compte l'effet de la pression hydrostatique différentielle en utilisant une épaisseur de plaque réduite  $t_{red} = \rho_p t$  avec  $\rho_p$  selon le Tableau A.3 ;
- pour la détermination de  $\rho_p$  selon le Tableau A.3, il convient de prendre en compte la pression hydrostatique différentielle agissant aux emplacements appropriés des moments maximum.

**Tableau A.3 — Coefficients de réduction  $\rho_p$  pour l'épaisseur de plaque en raison de la pression hydrostatique différentielle**

$w$	$(b/t_{min}) \varepsilon = 40,0$	$(b/t_{min}) \varepsilon = 60,0$	$(b/t_{min}) \varepsilon = 80,0$	$(b/t_{min}) \varepsilon = 100,0$	$(b/t_{min}) \varepsilon = 120,0$
1,0	[0,99]	[0,98]	[0,96]	[0,94]	[0,90]
2,5	[0,98]	[0,94]	[0,88]	[0,78]	[0,58]
5,0	[0,95]	[0,86]	[0,67]	[0,00]	[0,00]
7,5	[0,92]	[0,75]	[0,00]	[0,00]	[0,00]
10,0	[0,88]	[0,58]	[0,00]	[0,00]	[0,00]
12,5	[0,84]	[0,26]	[0,00]	[0,00]	[0,00]
15,0	[0,79]	[0,00]	[0,00]	[0,00]	[0,00]
17,5	[0,74]	[0,00]	[0,00]	[0,00]	[0,00]
20,0	[0,67]	[0,00]	[0,00]	[0,00]	[0,00]

Légende :

$b$  est la largeur de l'aile, mais il convient de ne pas prendre la valeur de  $b$  inférieure à  $s_w/\sqrt{2}$ , où  $s_w$  représente la hauteur inclinée de l'âme ;

$t_{min}$  est l'épaisseur minimum de l'aile ou de l'âme ;

$w$  est la hauteur de colonne de pression hydrostatique différentielle en mètres ;

$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ , avec  $f_y$  en N/mm<sup>2</sup>.

NOTE

Ces valeurs s'appliquent aux palplanches en Z et sont conservatoires pour les palplanches en U et en  $\Omega$ . Une augmentation de  $\rho_p$  est possible (par exemple si les serrures sont soudées), mais une étude complémentaire est alors nécessaire.

### A.6 Justifications

- (1) La procédure suivante peut être adoptée pour la justification d'un rideau de soutènement constitué de palplanches de classe 4.
- (2) Les effets des actions dans les pieux aux états limites ultimes peuvent être déterminés au moyen d'un modèle de poutre élastique et d'un modèle approprié pour le sol, voir annexe E.
- (3) Si nécessaire, il convient de choisir les données pour le modèle de poutre le plus probable.
- (4) Pour la compression axiale, il convient de vérifier si le flambement peut être négligé.

(5) Pour que la justification soit applicable, il convient de vérifier que les critères correspondants donnés dans la présente annexe sont satisfaits par les palplanches en acier que l'on prévoit d'utiliser.

(6) Sur la base des résistances des sections transversales fournies par le fabricant des palplanches en acier, il convient de vérifier la section transversale de palplanche choisie conformément à A.5, en prenant dûment en compte les effets de la corrosion, si nécessaire.

NOTE Les données de résistance des sections transversales qui peuvent être fournies par le fabricant sont les suivantes :  $M_{c,Rd}$ ,  $N_{Rd}$ ,  $V_{b,Rd}$ ,  $R_{w,Rd}$  en prenant en compte la nuance d'acier et la réduction d'épaisseur provoquée par la corrosion.

(7) Il convient d'utiliser la rigidité efficace de la section transversale aux états limites ultimes avec le modèle de poutre dans une procédure itérative.

NOTE Les données de rigidité pour la section transversale aux états limites ultimes peuvent être fournies par le fabricant dans des tableaux de caractéristiques de sections.

(8) Si une vérification aux états limites de service est exigée, on peut utiliser un modèle de poutre élastique combiné avec un modèle approprié pour le sol, voir annexe E.

(9) Dans cette vérification, il convient que le moment d'inertie de flexion à utiliser pour le modèle de poutre soit basé sur la section transversale efficace.

(10) Pour les vérifications aux états limites de service, le calcul du moment d'inertie de flexion efficace de la section transversale peut être basé sur les contraintes provoquées par les charges de service.

(11) Pour le calcul des contraintes de service, on peut utiliser une estimation des sollicitations plaçant en sécurité.

(12) En fonction de la précision exigée pour les déplacements calculés, on peut adopter une des procédures suivantes afin de prendre en compte la variation de rigidité sur l'axe de la palplanche :

- utilisation d'une rigidité constante déterminée pour le moment fléchissant absolu maximum ou obtenue en calculant la moyenne des rigidités correspondant aux moments positifs et négatifs extrêmes (pour un rideau butonné) ;
- division de la palplanche en plusieurs éléments selon la variation de rigidité.

NOTE Il peut s'avérer nécessaire de procéder à plusieurs itérations dans cette procédure.

## A.7 Dimensionnement assisté par l'expérimentation

### A.7.1 Bases

(1) Il convient de suivre la procédure suivante pour l'application des principes de dimensionnement assisté par l'expérimentation donnés dans la section 8 de l'ENV 1993-1-1 aux exigences spécifiques des palplanches formées à froid en acier.

(2) Bien que les dispositions suivantes aient été élaborées pour les profilés formés à froid, elles peuvent également être appliquées aux palplanches laminées à chaud en acier.

(3) Les essais peuvent être réalisés dans l'une quelconque des circonstances suivantes :

- a) si les caractéristiques de l'acier sont inconnues ;
- b) si l'on désire prendre en compte les caractéristiques réelles du profilé formé à froid ;
- c) si des méthodes d'analyse adéquates ne sont pas disponibles pour le calcul d'un profil de palplanche par les calculs seuls ;
- d) si des données de calcul réalistes ne peuvent être obtenues autrement ;
- e) si l'on désire vérifier le comportement d'une structure existante ;
- f) si l'on désire construire un certain nombre de composants ou de structures similaires sur la base d'un prototype ;
- g) si une confirmation de la cohérence d'une production est exigée ;
- h) si l'on désire démontrer la validité et l'adéquation d'une méthode d'analyse ;
- i) si l'on désire établir des tableaux de résistance basés sur des essais, ou sur une combinaison d'essais et d'analyse ;
- j) si l'on désire prendre en compte des facteurs qui peuvent modifier le comportement d'une structure mais qui ne sont pas utilisés par la méthode d'analyse concernée pour la justification.

(4) Il convient d'effectuer les essais destinés à servir de base à des tableaux de capacité de résistance aux charges conformément à A.7.3.

NOTE Des informations sur les méthodes concernant les palplanches à parois minces en acier sont données dans l'annexe B.4

(5) Il convient d'effectuer les essais de traction selon l'EN 10002-1. Il convient d'effectuer les essais pour les autres caractéristiques conformément aux normes européennes concernées.

### **A.7.2 Conditions**

(1) Il convient d'appliquer les dispositions données en 9.2 de l'ENV 1993-1-3, sauf lorsque des dispositions différentes sont données dans la présente annexe.

(2) Pendant l'application de la charge, jusqu'à obtention de la charge de service, le chargement peut être supprimé puis appliqué de nouveau. A cet égard, la charge de service peut être estimée à [30] % de la charge ultime. Au-dessus de la charge de service, il convient que le chargement soit maintenu constant à chaque incrément jusqu'à ce que toutes déformations éventuelles dépendant du temps et résultant du comportement plastique soient devenues négligeables.

### **A.7.3 Données de sections transversales basées sur des essais**

(1) La rigidité efficace et les résistances de sections transversales d'une palplanche formée à froid en acier peuvent être soit basées totalement sur des résultats d'essais, soit basées sur une combinaison d'essais et d'analyse rationnelle.

(2) Si l'on utilise uniquement des essais pour leur détermination, il convient d'appliquer les dispositions de 9.3.2 de l'ENV 1993-1-3.

(3) Si l'on utilise une combinaison d'analyse rationnelle et d'essais, il convient d'appliquer les dispositions de 9.3.3 de l'ENV 1993-1-3.

## Annexe B

### [informative]

### Procédures d'essais

#### B.1 Généralités

(1) Cette annexe donne des recommandations provisoires concernant les méthodes d'essai pour la détermination des valeurs caractéristiques exigées pour le calcul selon la présente prénorme.

NOTE Il est prévu que dans l'avenir une EN séparée contienne des dispositions appropriées pour ces méthodes d'essai. Il est prévu que lorsque des dispositions convenues seront disponibles, elles remplaceront ces recommandations provisoires.

#### B.2 Résistance des points de pincage pour les palplanches en U

(1) Des dispositions sont données ci-dessous pour la détermination du comportement effort-déplacement des sertissures destinées à améliorer la transmission des efforts de cisaillement dans les serrures des palplanches en U selon 4.4 et 5.2.2.

(2) Il convient que les essais concernent deux points principaux :

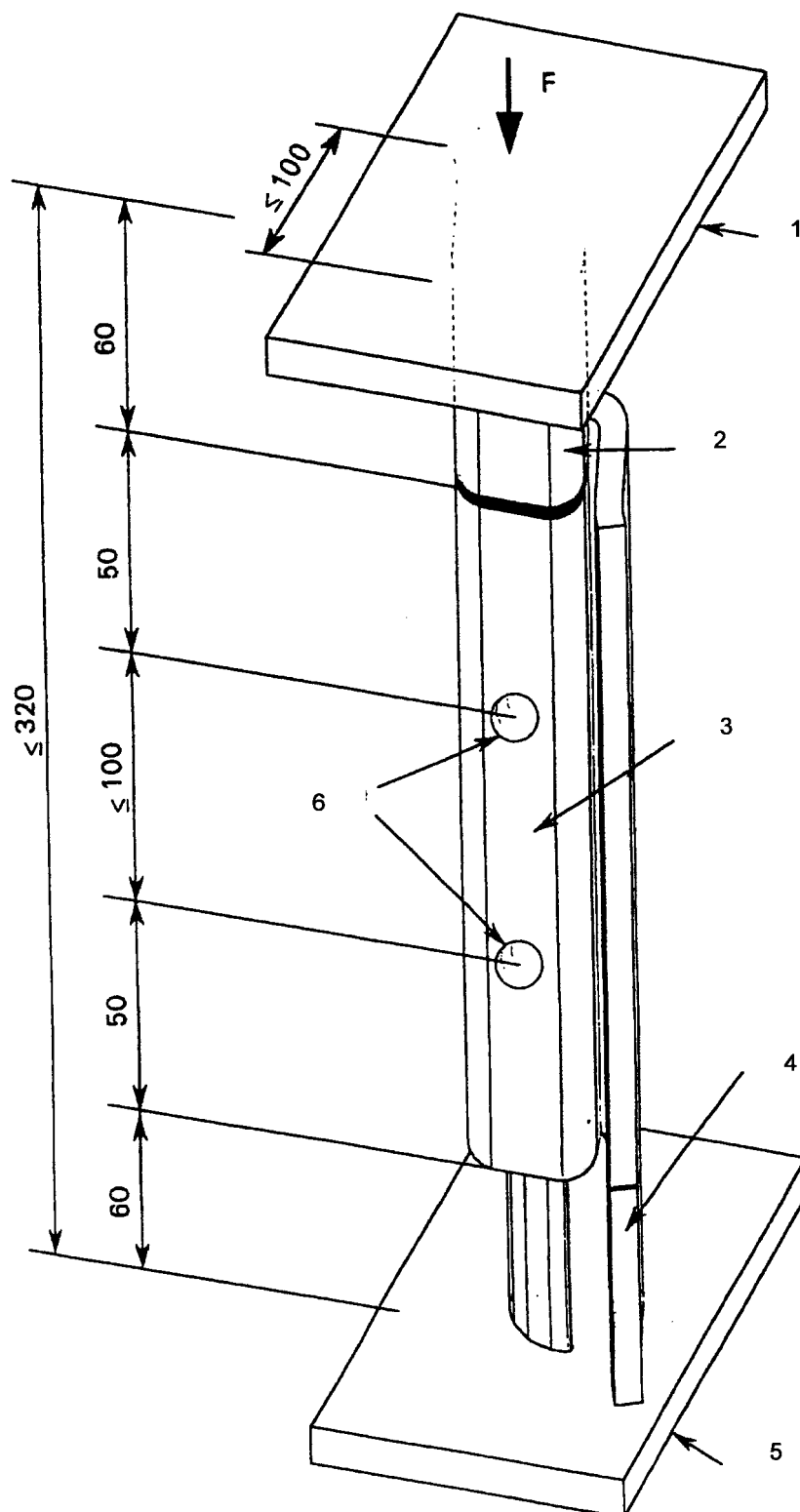
- détermination de la résistance ultime caractéristique  $R_k$  d'un point de pincage ;
- vérification de la rigidité d'un point de pincage par détermination de la résistance  $R_{ser}$  correspondant à un déplacement de 5 mm.

(3) Il convient de déterminer ces deux valeurs pour le profil à utiliser. Si une variation de nuance d'acier exerce une influence significative (plus de 10 %) sur les résultats d'essais, il convient de la prendre en compte dans l'évaluation des essais et il convient de donner alors les résultats en fonction de la nuance d'acier. Il convient d'obtenir les données concernant le pincage à utiliser pour le calcul à partir d'essais effectués sur la configuration du pincage appropriée (points de pincage simples ou doubles).

(4) Il convient d'effectuer la détermination des caractéristiques mécaniques de l'acier utilisé pour les échantillons dans ces essais conformément à l'EN 10248-1.

(5) Il convient que la configuration des échantillons soit conforme à la Figure B.1 pour les essais de compression concernant les points de pincage simples et doubles. Il convient de prendre en compte les aspects suivants :

- il convient que l'échantillon (palplanches) soumis aux essais soit brut de laminage ;
- il convient que l'échantillon soit découpé dans une palplanche double pincée ;
- il convient que la soudure soit calculée pour permettre la transmission des efforts dans les serrures ;
- afin d'éviter les excentrement excessifs :
  - il convient que la distance entre les platines supérieure et inférieure indiquée dans la Figure B.1 ne varie pas de plus de 0,5 mm ;
  - il convient que l'écart de perpendicularité entre l'échantillon et la platine n'excède pas 2 % dans chacune des directions perpendiculaires (mesuré comme 1 % de  $b$ , voir Figure B.2) ;
  - il convient que la tolérance d'équerrage des extrémités de l'échantillon soit inférieure à 1,0 mm, voir section 8 de l'EN 10248-2.
- il convient de placer l'échantillon au centre des platines.

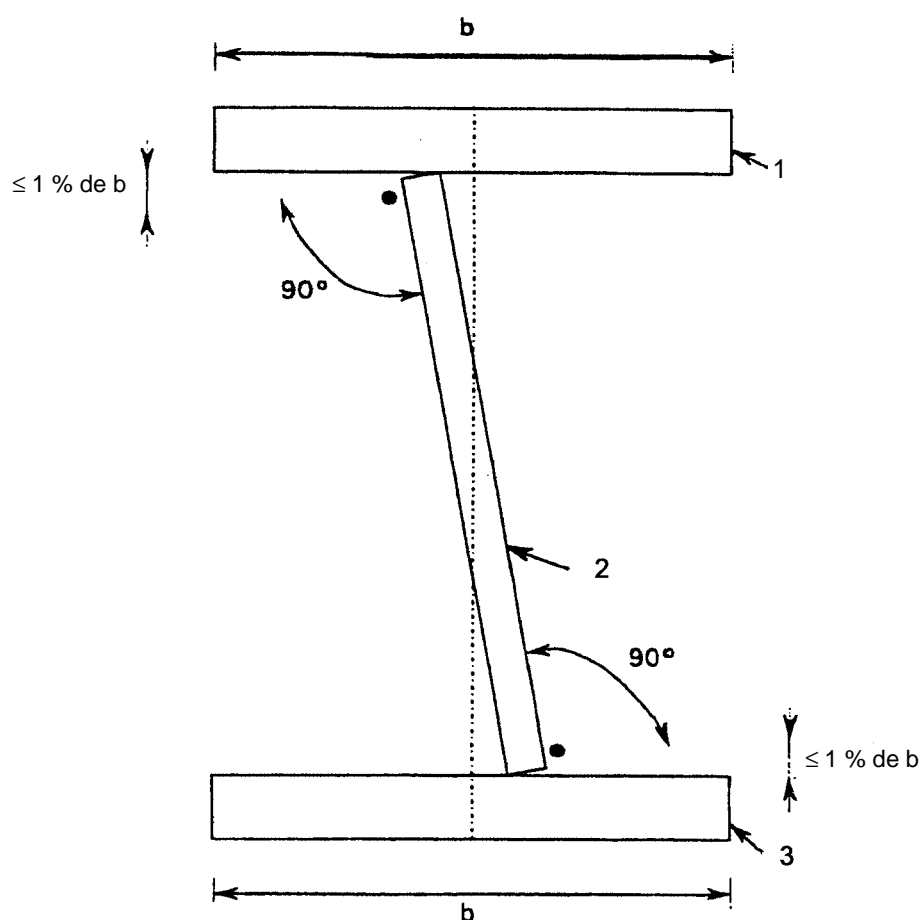


#### Légende

- |   |   |   |                                  |
|---|---|---|----------------------------------|
| 1 | Platine supérieure                          | 4 | Serrure soudée sur l'échantillon |
| 2 | Serrure soudée sur l'échantillon            | 5 | Platine inférieure               |
| 3 | Échantillon pris dans une palplanche double | 6 | Points de pinçage                |

**Figure B.1 — Échantillon pour l'essai de résistance du pinçage**

- (6) Il convient d'effectuer l'essai sous forme d'essai de mesure de déplacement avec une vitesse de déformation maximale de 5 mm/min.
- (7) Afin de pouvoir déterminer les deux valeurs indiqués en (2), il convient de mesurer de manière continue la charge appliquée par l'équipement d'essai ainsi que le déplacement de la tête, afin d'obtenir la courbe effort-déplacement pour l'échantillon.
- (8) La valeur mesurée  $R_{ult,i}$  pour un échantillon est l'effort maximum mesuré au cours de l'essai divisé par le nombre de points de pinçage.
- (9) Pour la vérification de rigidité, il convient de déterminer la force  $R_{ser,i}$  correspondant à un déplacement relatif de 5 mm à partir de la courbe effort-déplacement.
- (10) En ce qui concerne le nombre d'essais à effectuer ainsi que l'évaluation des résultats d'essais pour l'obtention de la valeur caractéristique  $R_k$  et de la valeur représentative  $R_{ser}$ , il convient de se reporter à l'annexe D de l'ENV 1991-1.



#### Légende

- 1 Platine supérieure
- 2 Échantillon
- 3 Platine inférieure

Figure B.2 — Tolérances de perpendicularité

### B.3 Résistance des serrures de palplanches plates en acier

- (1) Des dispositions sont données ci-après pour la détermination de la résistance caractéristique  $R_{k,s}$  des serrures selon 5.2.5, par des essais.
- (2) Il convient de déterminer la résistance caractéristique  $R_{k,s}$  d'une serrure de la façon suivante :
  - a) Il convient que l'échantillon soit découpé dans la palplanche perpendiculairement au sens de laminage ;
  - b) Il convient que la largeur  $w$  de l'échantillon soit  $\leq 100 \text{ mm} \pm 1 \text{ mm}$ . Il convient que l'échantillon soit découpé dans la palplanche comme indiqué dans la Figure B.3.

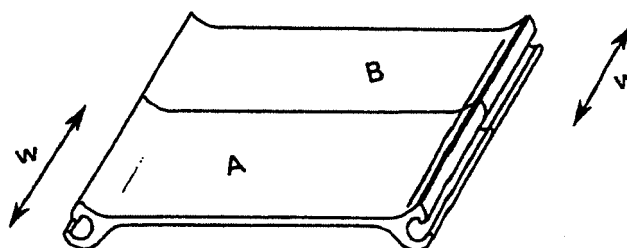


Figure B.3 — Échantillons pour mesure de la résistance  $R$  des serrures

- c) Il convient que les échantillons soient disposés de telle sorte que les efforts de traction  $F$  soient appliqués parallèlement à l'axe des échantillons, comme indiqué dans la Figure B.4. Il convient que la distance  $L$  entre les mâchoires satisfasse la condition :

$$350 \text{ mm} \leq L \leq 500 \text{ mm}$$

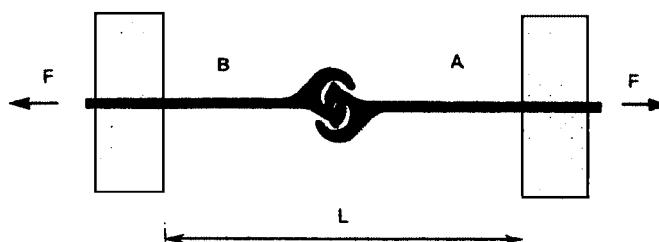


Figure B.4 — Montage d'essai

- d) Il convient d'effectuer l'essai sous forme d'essai de mesure de déplacement avec une vitesse de mise en charge maximale de 5 mm/min.
- e) Il convient de prendre la valeur mesurée  $R_{ult,i}$  en kN/m d'un échantillon égale à l'effort de traction maximum  $R$  mesuré au cours de l'essai, divisé par sa largeur  $w$ .
- f) En ce qui concerne le nombre d'essais à effectuer ainsi que l'évaluation des résultats d'essais pour la détermination de la valeur caractéristique  $R_{k,s}$ , il convient de se reporter à l'annexe D de l'ENV 1991-1.

### B.4 Essais de palplanches à parois minces en acier

#### B.4.1 Généralités

- (1) Le chargement peut être appliqué par l'intermédiaire de coussins gonflables, ou par des traverses disposés afin de simuler un chargement réparti. Pour empêcher la déformation du profil au niveau des points d'application de charges ou d'appui, on peut utiliser des tirants transversaux et/ou de raidisseurs (tels que des plaques en acier ou des cales en bois).
- (2) Pour les essais réalisés sur des palplanches en Z, il convient d'utiliser au moins une palplanche double.
- (3) Pour les palplanches en  $\Omega$ , il convient d'utiliser au moins une palplanche.
- (4) Il convient que la précision des mesures soit cohérente avec l'amplitude des mesures et qu'elle soit de  $\pm 1 \%$  de la valeur à déterminer.

(5) Il convient que les mesures de section transversale de l'échantillon couvrent les caractéristiques géométriques suivantes :

- dimensions hors-tout (largeur, hauteur et longueur) avec une précision de  $\pm 1,0$  mm ;
- largeur des parties planes du profil avec une précision de  $\pm 1,0$  mm ;
- rayons de courbures avec une précision de  $\pm 1,0$  mm ;
- inclinaison des parois planes (angle entre deux surfaces) avec une précision de  $\pm 2^\circ$  ;
- épaisseur du matériau avec une précision de  $\pm 0,1$  mm.

(6) Il convient de s'assurer que le sens du chargement reste constant au cours de l'essai.

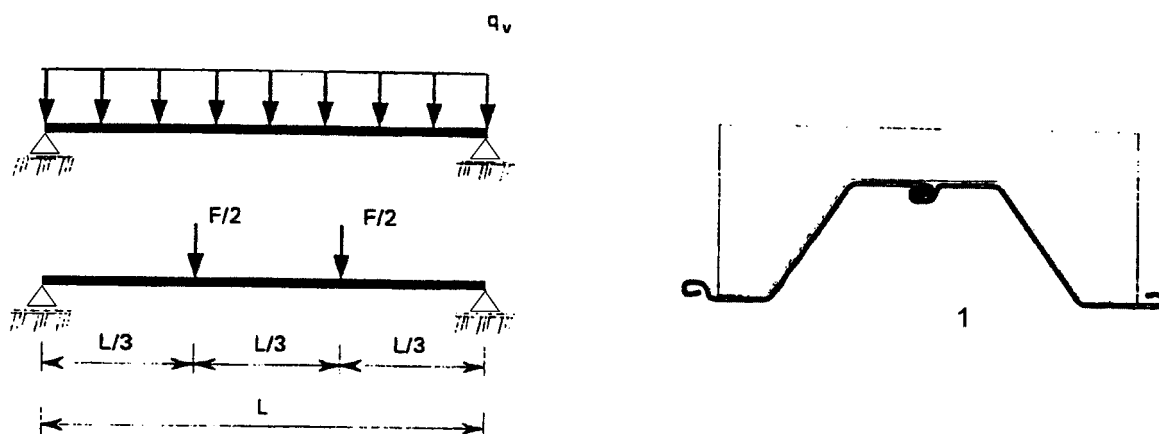
#### B.4.2 Essais de poutre sur deux appuis simples

(1) Il convient d'utiliser la configuration d'essai indiquée dans la Figure B.5 pour la détermination du moment résistant (lorsque l'effort tranchant est négligeable) et de la rigidité de flexion efficace.

(2) Dans cet essai, il convient d'utiliser au moins deux points de charge comme indiqué dans la Figure B.5.

(3) Il convient de choisir la portée de telle sorte que les résultats d'essai représentent le moment résistant de la palplanche. Il convient de mesurer les flèches à mi-portée des deux côtés de la tôle (en excluant les déplacements des appuis).

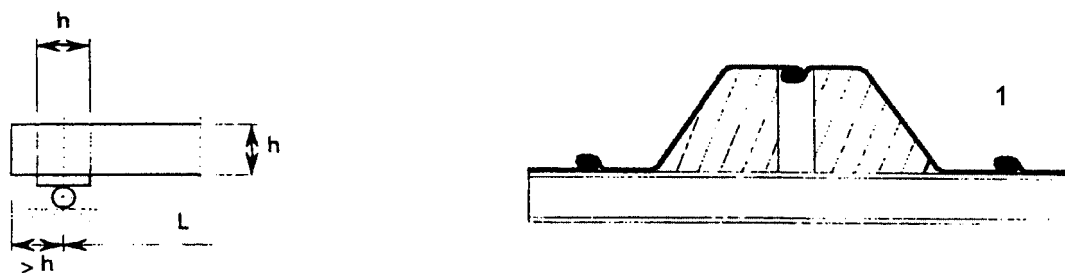
(4) Il convient d'enregistrer la charge maximale appliquée à l'éprouvette avant ou au moment de la ruine, comme représentant la résistance ultime au moment fléchissant. Il convient d'obtenir la rigidité de flexion à partir de la courbe effort-déplacement.



#### Légende

1 Au point d'application de la charge

Prévention de la déformation de la section :



#### Légende

1 Au niveau de l'appui

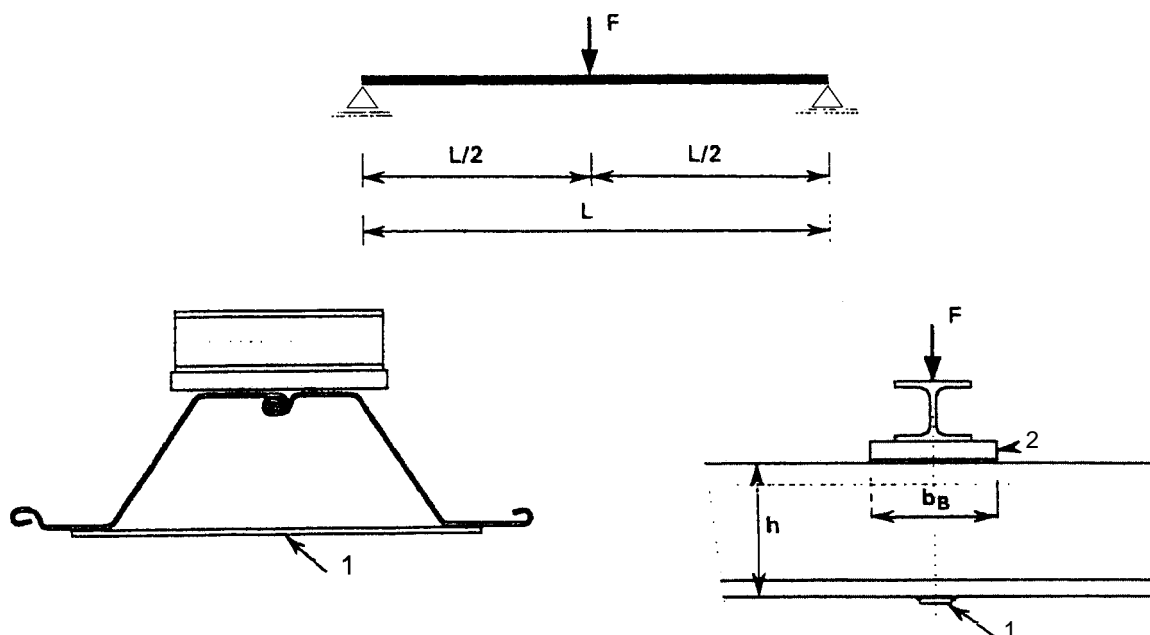
NOTE Il peut être nécessaire d'inverser le sens du chargement pour les sections asymétriques

**Figure B.5 — Montage d'essai pour la détermination du moment résistant**



### B.4.3 Essai avec appui intermédiaire

- (1) On peut utiliser le montage d'essai illustré dans la Figure B.6 pour obtenir la résistance à une combinaison de moment fléchissant et d'effort tranchant au niveau de l'appui intermédiaire d'une palplanche, ainsi que l'interaction entre la réaction d'appui et les moments pour une largeur d'appui (lierne) donnée.
- (2) Afin d'obtenir un enregistrement complet de la partie décroissante (instable) de la courbe effort-déplacement, il convient de poursuivre l'essai suffisamment après atteinte de la charge maximale.



#### Légende

- 1 Bretelle
- 2 Platine

**Figure B.6 — Introduction des charges pour la détermination de la résistance à la flexion et de la résistance au cisaillement au niveau de l'appui intermédiaire (lierne)**

- (3) Il convient de choisir la portée d'essai  $L$  de sorte à représenter la portion de palplanche située entre les points d'inflexion de part et d'autre de l'appui.
- (4) Il convient que la largeur de la barre de charge  $b_B$  représente la largeur de lierne utilisée en pratique.
- (5) Il convient de mesurer les déformations de l'échantillon sur les deux côtés de l'échantillon (en excluant les déformations des appuis).
- (6) Il convient d'enregistrer la charge maximale appliquée à l'échantillon avant ou au moment de la ruine comme la charge d'enfoncement local ultime. Elle représente le moment fléchissant de l'appui et la réaction d'appui pour une largeur d'appui donnée. Pour obtenir des informations concernant l'interaction entre le moment et la réaction d'appui, il convient d'effectuer des essais avec diverses portées.

### B.4.4 Essai de poutre sur trois appuis

- (1) Comme alternative à B.4.3, on peut effectuer des essais de poutre sur trois appuis pour déterminer la résistance ultime des palplanches formées à froid. Il convient d'appliquer de préférence un chargement uniformément réparti (par exemple, avec un coussin gonflable).
- (2) Ce chargement peut être remplacé par un nombre quelconque de charges ponctuelles reflétant convenablement le comportement sous chargement uniformément réparti (voir Figure B.7).

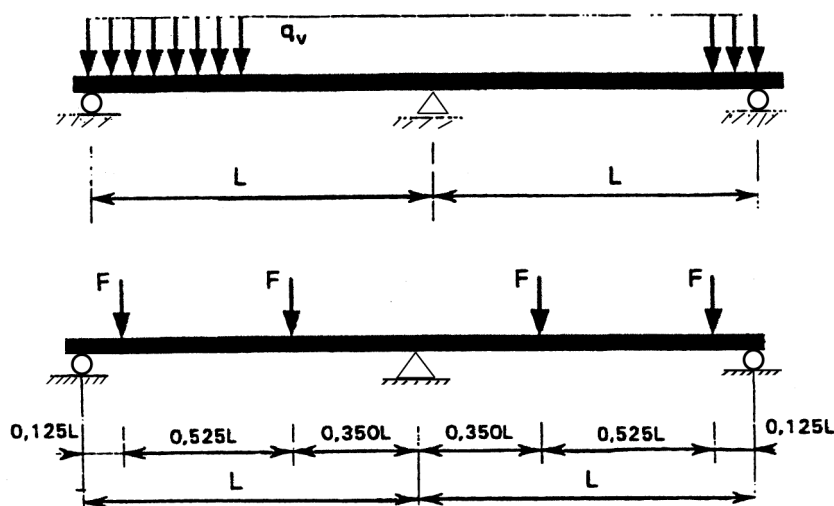


Figure B.7 — Montage d'essai pour les essais sur trois appuis

## B.4.5 Évaluation des résultats d'essai

### B.4.5.1 Généralités

(1) Il convient de considérer un échantillon d'essai a atteint la ruine si les charges d'essai appliquées atteignent leurs valeurs maximales ou s'il se produit des déformations importantes excédant les limites convenues.

### B.4.5.2 Ajustement des résultats d'essai

(1) Il convient d'ajuster convenablement les résultats d'essai pour tenir compte des variations entre les caractéristiques réelles mesurées des échantillons et leurs valeurs nominales.

(2) Il convient que la limite d'élasticité réelle mesurée  $f_{yb,obs}$  ne s'écarte pas de plus de  $\pm 25 \%$  de la limite d'élasticité nominale  $f_{yb}$ .

(3) Il convient que l'épaisseur mesurée réelle de matériau  $t_{obs}$  n'excède pas l'épaisseur nominale  $t$  de plus de 20 %.

(4) Il convient d'effectuer des ajustements en fonction des valeurs réelles d'épaisseur mesurée de matériau  $t_{obs}$  et de limite d'élasticité de base  $f_{yb,obs}$  pour tous les essais, sauf lorsque l'expression de calcul qui utilise les résultats d'essais utilise la valeur réelle d'épaisseur mesurée ou de limite d'élasticité du matériau, selon le cas.

(5) Il convient de déterminer la valeur ajustée  $R_{adj,i}$  du résultat d'essai pour l'essai  $i$  à partir du résultat d'essai réel mesuré  $R_{obs,i}$  au moyen de l'expression :

$$R_{adj,i} = R_{obs,i} / \mu_R \quad \dots (B.1)$$

où  $\mu_R$  représente le coefficient d'ajustement de résistance donné par :

$$\mu_R = \left( \frac{f_{yb,obs}}{f_{yb}} \right)^a \left( \frac{t_{obs}}{t} \right)^\beta \quad \dots (B.2)$$

(6) Il convient de calculer l'exposant  $a$  à utiliser dans l'expression (B.2) de la façon suivante :

— si  $f_{yb,obs} \leq f_{yb}$  :  $a = 0$

— si  $f_{yb,obs} > f_{yb}$  :

- en général :  $a = 1$

- pour les profilés où les éléments comprimés présentent des rapports  $b_p/t$  si élevés que le voilement local constitue clairement le mode de ruine :  $a = 0,5$

(7) Il convient de calculer l'exposant  $\beta$  à utiliser dans l'expression (B.2) de la façon suivante :

- si  $t_{\text{obs}} \leq t$  :  $\beta = 1$
- si  $t_{\text{obs}} > t$  :  $\beta = 2$

#### **B.4.5.3 Valeurs caractéristiques**

(1) La détermination des valeurs caractéristiques  $R_k$  à partir de résultats d'essais peut être effectuée conformément à A.6.3 de l'ENV 1993-1-3.

#### **B.4.5.4 Valeurs de calcul**

(1) Il convient de tirer la valeur de calcul d'une résistance  $R_d$  de la valeur caractéristique correspondante  $R_k$  déterminée par des essais, au moyen de l'expression :

$$R_d = R_k / \gamma_M / \gamma_{\text{sys}} \quad \dots \text{ (B.3)}$$

où :

$\gamma_M$  est le coefficient partiel pour la résistance ;

$\gamma_{\text{sys}}$  est le coefficient partiel pour les différences de comportement dans les conditions d'essai et les conditions de service.

(2) Pour une famille d'au moins quatre essais, la valeur de  $g_M$  peut être déterminée au moyen de méthodes statistiques.

NOTE Des informations concernant une méthode appropriée sont données dans l'annexe Z de l'ENV 1993-1-1.

(3) Comme alternative,  $\gamma_M$  peut être pris égal à la valeur appropriée de  $\gamma_M$  pour la justification donnée en 5.1.1.

(4) Il convient que la valeur appropriée pour  $\gamma_{\text{sys}}$  fasse l'objet d'un accord entre le client, le concepteur, le laboratoire d'essai et l'autorité compétente.

(5) Pour les méthodes normalisées d'essai bien définies données en B.4.2, B.4.3 et B.4.4 il est recommandé d'utiliser  $\gamma_{\text{sys}} = [1,0]$ .

## Annexe C

[informative]

### Mouvements du sol associés aux pieux et palplanches

#### C.1 Généralités

(1) L'objet de la présente annexe est de fournir des informations générales sur les effets de la mise en œuvre des pieux et palplanches, des ancrages et des ouvrages associés, par exemple l'excavation devant des rideaux de palplanches. Les mouvements provoqués par le chargement des pieux ne sont pas traités ici.

(2) Des mouvements du sol se produisent pendant la mise en œuvre en raison de l'apport d'énergie effectué lors du battage des pieux (vibrations). Le sol peut se soulever en raison du fonçage ou du vérinage de pieux, ou il peut se tasser pendant le forage destiné au scellement de l'acier dans le terrain (par exemple dans le cas de parois de type berlinoise). Des mouvements peuvent également se produire lorsque l'on arrache des pieux. En outre, le sol bouge lorsque une excavation est réalisée devant des rideaux, ou lorsque des charges sont placées derrière des rideaux. Ces mouvements peuvent être limités par le calcul d'un système de soutènement possédant une rigidité appropriée (grâce à un scellement, à la rigidité des parois, à la rigidité des ancrages ou des boutons) ou par le choix d'une méthodologie appropriée (grâce à la combinaison de l'ordre des opérations d'excavation et de mise en place des appuis).

(3) Les mouvements peuvent être prévus sur la base du calcul et de l'expérience. Des mouvements d'une amplitude bien plus grande peuvent se produire si le pieu, le sol et le système d'appuis ne sont pas calculés convenablement, ou si la construction n'est pas conforme aux spécifications, par exemple lorsqu'un état limite ultime de type quelconque est atteint, si les pieux ne sont pas foncés à la profondeur correcte, ou si des palplanches se désolidarisent et ne retiennent plus les eaux. Ces mouvements ne peuvent être prévus, et il est donc nécessaire de prendre des précautions pour éviter l'apparition de telles conditions, par exemple en prévoyant une supervision des travaux adéquate et en prenant des mesures correctives appropriées lorsqu'on constate que les conditions diffèrent de la situation de calcul.

(4) Il existe de nombreuses situations où les mouvements du sol n'ont aucune importance, et où, par conséquent, il n'est pas nécessaire de prendre des précautions pour les limiter. Cependant, il est tout de même recommandé de vérifier que les mouvements sont, en fait, proches de ce qui serait prévu étant donné que cela permet de s'assurer que les hypothèses de calcul correctes ont été prises.

(5) Lorsque l'on considère les états limites de service, les points suivants peuvent s'avérer pertinents :

- effets des vibrations sur les structures adjacentes (bâtiments voisins, structures récemment construites, tunnels, conduites, câbles) ou effets sur la population ;
- effets des mouvements du sol provoqués par la mise en place des pieux sur les structures adjacentes et les pieux ;
- effets du tassement provoqués par la perte de sol due à l'arrachage des pieux ;
- effets du tassement du sol et du mouvement horizontal sur les structures adjacentes provoqués par une excavation réalisée devant un rideau de palplanches ;
- effets du tassement du sol sur les structures adjacentes résultant des modifications de circulation et de piézométrie des nappes souterraines provoquées par la mise en place du rideau, l'excavation et l'assèchement.

(6) La pertinence de ces états limites dépend des structures affectées et il est donc important de pouvoir prévoir les mouvements et de connaître la tolérance que ces structures peuvent supporter.

(7) Bien que l'on ait traditionnellement considéré que la sensibilité d'un bâtiment se limite à l'influence des mouvements verticaux, les opérations de construction et d'excavation provoquent aussi des mouvements horizontaux qui peuvent être également néfastes. Il est donc important de prendre en compte ces deux types de mouvements et d'apprécier le caractère significatif de mouvements locaux plutôt que globaux ainsi que leur provenance. Les mouvements locaux sont la plupart du temps provoqués par des conditions et des événements imprévus.

(8) Dans les sections suivantes, les effets des différentes opérations sur le sol sont pris en compte séparément. Les effets des mouvements sur les structures sont ensuite décrits. Enfin, quelques indications sont données sur le choix de méthodes appropriées pour l'estimation des mouvements du sol.

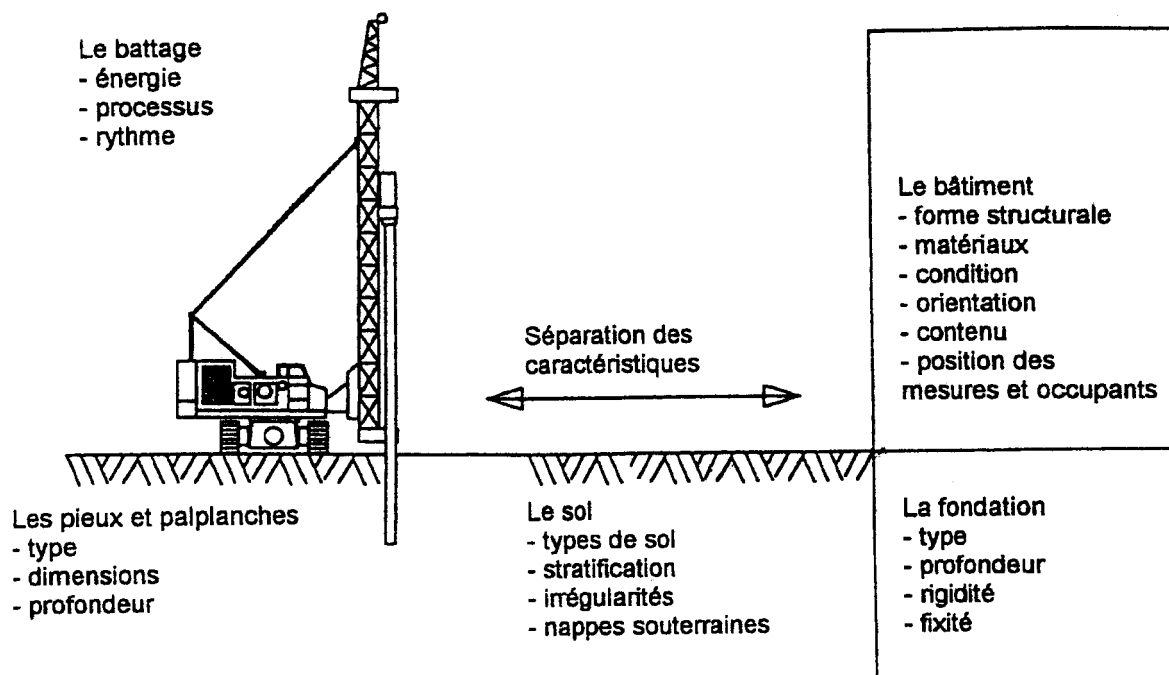
(9) Les types suivants de pieux, palplanches et ancrages sont pris en compte :

- pieux en acier foncés dans le sol ;
- rideaux en acier foncés dans le sol (palplanches ou rideaux mixtes) ;
- parois de type berlinoise où des poteaux en acier sont placés dans des trous forés au préalable et calés au moyen d'un remblai à base de granulats ou de ciment ;
- ancrages forés dans le sol ;
- ancrages à corps morts.

## C.2 Mouvements du sol provoqués par la mise en œuvre

### C.2.1 Effets des vibrations

(1) Des vibrations se produisent en raison de la présence d'ateliers de battage ou à cause du fonçage de pieux et palplanches au moyen de méthodes utilisant le vibrage ou l'impact. La Figure C.1 rassemble les variables qui ont un effet sur l'amplitude et l'importance des vibrations agissant sur les structures. Des informations peuvent être obtenues dans l'ISO 4866 sur la classification des bâtiments par rapport à leur sensibilité aux vibrations.



**Figure C.1 — Variables des vibrations transmises par le sol dues au battage**

(2) Bien que les niveaux des vibrations provenant des installations de construction soient faibles, ils sont continus et provoquent en général plus de nuisances que de dégâts. Les vibrations peuvent donner lieu à des résonances dans les planchers, les murs et plus particulièrement les fenêtres. Les problèmes les plus fréquents proviennent des vibrations transmises par l'air (bruit) que de celles transmises par le sol.

(3) Le battage de pieux produit des vibrations constantes lorsque l'on utilise des vibrofonçeurs ou des fonçeurs à résonance. Leur plage de fréquences type va de 25 à 40 Hz pour les vibrofonçeurs et de 70 à 125 Hz pour les fonçeurs à résonance. Le dispositif d'excitation fait vibrer les particules du sol. La fréquence peut être réglée pour augmenter l'amplitude des vibrations en l'accordant sur la fréquence caractéristique du pieu ou du sol. Étant donné que de très basses fréquences peuvent entraîner des effets néfastes, il peut s'avérer nécessaire de faire varier l'excentricité du dispositif d'excitation lors du démarrage et de l'arrêt des vibrations.

- (4) Les vibrations peuvent provoquer une augmentation de la densité de sols granuleux meubles, entraînant un tassement de la surface du sol. Dans ces conditions, des tassements importants peuvent se produire sur des distances allant jusqu'à 10 à 15 m des pieux. Les sables fins saturés meubles sont les plus vulnérables.
- (5) Le fonçage réalisé par percussion au moyen de moutons induit des vibrations de courte durée plutôt que continues.
- (6) L'effet des vibrations dans le sol se définit en termes de vitesse particulaire de pic ( $v_{pp}$ ) et de fréquence.
- (7) Pour prévoir la vitesse particulaire de pic en mm/s, on peut utiliser l'expression suivante :

$$\text{vitesse particulaire de pic} = C \frac{\sqrt{w}}{r} \quad \dots (C.1)$$

où :

- $C$  est le facteur dépendant de la méthode de fonçage et des conditions du sol (des valeurs types de  $C$  basées sur des mesures sont données dans le Tableau C.1) ;
- $r$  est la distance radiale mesurée depuis la source (m) avec  $r \geq 5$  m ;
- $w$  est l'énergie fournie par coup (Joules).

NOTE L'énergie fournie à utiliser dans la formule donnée ci-dessus peut être déterminée de la façon suivante :

- Pour les moutons, l'énergie par coup peut être prise dans la documentation du fabricant, ou, pour les moutons à simple inertie, l'énergie par coup peut être prise égale à la valeur suivante :

$$w = m g h \quad \dots (C.2)$$

où :

- $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ , est l'accélération due à la pesanteur ;
- $h$  est la hauteur de chute, en mètres ;
- $m$  est la masse du mouton en chute libre, en kg.

- Pour les masses vibratoires, l'énergie par cycle peut être estimée au moyen de l'expression :

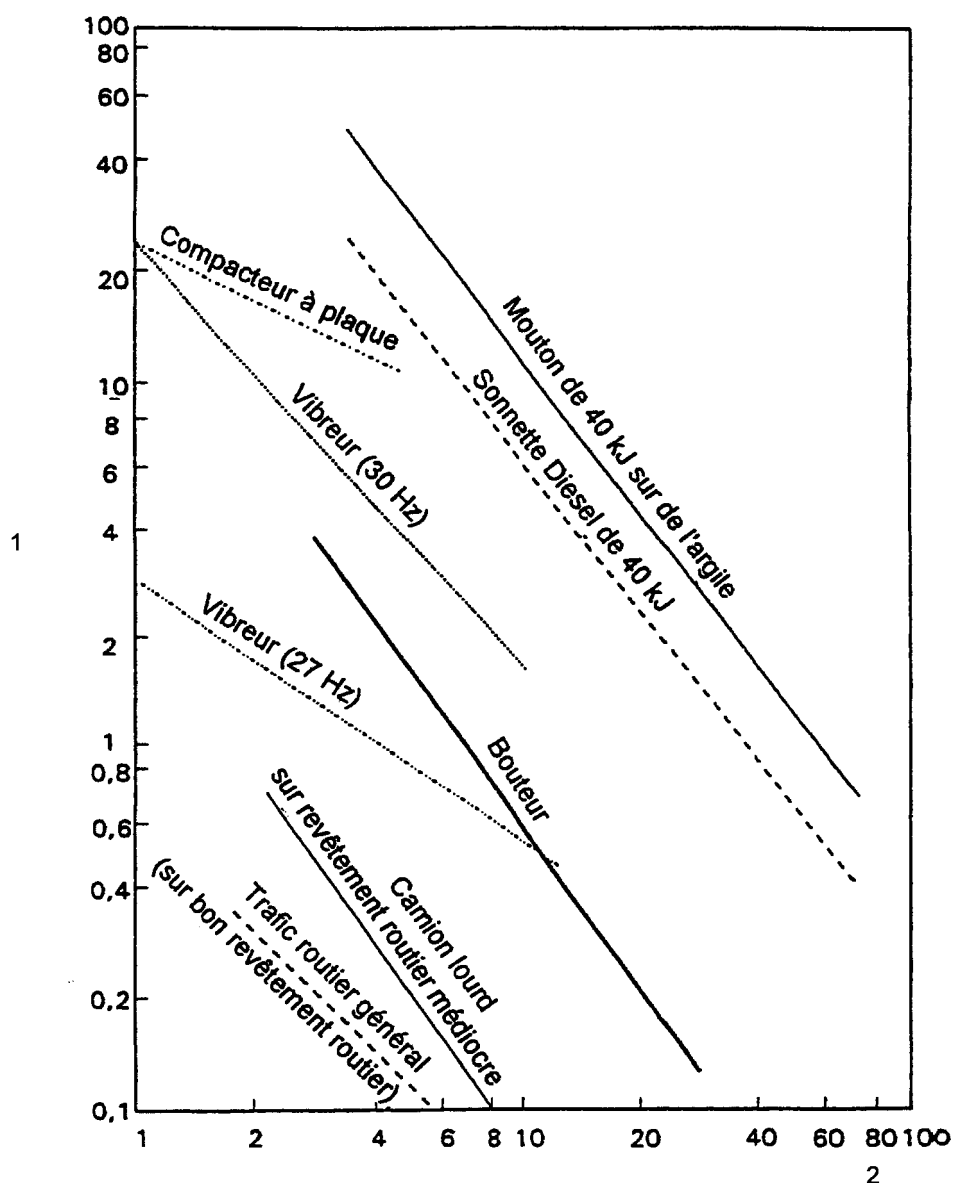
$$w = P/f \quad \dots (C.3)$$

où :

- $P$  est la puissance du vibreur, en watts ;
- $f$  est la fréquence du vibreur, en hertz, selon la documentation du fabricant.

- (8) Des niveaux de vibration du sol type en termes de  $v_{pp}$  par rapport à la distance depuis la source pour diverses activités de construction sont données dans la Figure C.2.
- (9) Les effets des vibrations peuvent être importants en raison de la perception humaine ou de la sensibilité des bâtiments. Des indications de limites de tolérance humaine, en fonction de la durée de l'exposition, sont rassemblées dans le Tableau C.2. Le Tableau C.3 donne les valeurs équivalentes pour l'apparition de défauts non structuraux. Lorsque des bâtiments présentent déjà certains dommages structuraux, il se peut que ces limites doivent être réduites d'une valeur allant jusqu'à 50 %. À des fréquences inférieures à 10 Hz, et parce que les déplacements associés sont plus importants, il convient encore de réduire les valeurs données dans le Tableau C.3 d'environ 50 %.
- (10) On peut utiliser le fonçage assisté par lançage afin de réduire les effets des vibrations, grâce à une diminution de l'amplitude de vibration exigée.

Distance en mètres



**Légende**

- 1 Vitesse particulaire de pic [mm/s]  
2 Distance en mètres

**Figure C.2 — Vitesse particulaire de pic mesurée sur des chantiers de construction**

**Tableau C.1 — Valeurs indicatives de C types pour différentes conditions de fonçage**

Méthode de fonçage	Conditions de sol	Facteur C dans l'expression (C.1)
Percussion	Sols cohérents très raides, matériaux granuleux denses, roche, remblai comportant des obstructions massives de grandes dimensions.	1,0
	Sols cohérents raides, matériaux granulaires moyennement denses, remblai compact.	0,75
	Sols cohérents meubles, matériaux granulaires meubles, remblai meuble, sols organiques.	0,5
Vibration	Toutes conditions de sol	0,7

**Tableau C.2 — Tolérance humaine aux vibrations** (vitesse particulière de pic en mm/s)

Durée $D$ en jours	$D \geq 1$ j	$6 \text{ j} \leq D \leq 26 \text{ j}$	$26 \text{ j} < D \leq 78 \text{ j}$
Niveau I	1,5	1,3	1,0
Niveau II	3,0	2,3	1,5
Niveau III	4,5	3,8	2,0

NOTES :

1) Niveau I : En dessous de ce niveau, les vibrations sont susceptibles d'être acceptées.  
Niveau II : En dessous de ce niveau, les vibrations sont susceptibles d'être acceptées si les personnes concernées ont été informées par avance.  
Niveau III : Au dessus du niveau III, les vibrations sont susceptibles d'être inacceptables.  
Entre le niveau II et le niveau III, les vibrations pourraient ne pas être acceptables.

2) Les valeurs limites données dans le tableau ci-dessus sont valables pour une durée de vibrations (temps d'exposition) de 4 heures par jour. Les valeurs limites pourraient être inférieures ou supérieures si la durée est supérieure ou inférieure à 4 heures, et il convient de les déterminer par l'expression :

$$V_{Tc} = \frac{V_{4 \text{ heures}}}{2} \sqrt{\frac{T_r}{T_c}}$$

où  $T_r = 16$  heures et  $T_c$  représente le temps d'exposition quotidien en heures.

3) Ces valeurs limites sont valables pour tous types de zones (résidentielle, bureaux, commerces, ateliers et usines). Pour des zones particulières comme les hôpitaux, les laboratoires de précision et les bibliothèques, des vibrations correspondant à une vpp de 0,15 mm/s devraient normalement être acceptables.

**Tableau C.3 — Tolérances des bâtiments aux vibrations**

Type d'immeuble	Vitesse particulière de pic (mm/sec) dans le sol	
	Vibrations continues	Vibrations de courte durée
Ruines, bâtiments présentant un intérêt architectural majeur	2	4
Résidentiel	5	10
Commercial léger	10	20
Industriel lourd	15	30
Réseaux enterrés	25	40

NOTE L'utilisation des valeurs limites données dans ce tableau devrait normalement conduire à une faible probabilité de dommages esthétiques même mineurs.

## C.2.2 Déplacements du sol résultant du fonçage ou du vérinage de pieux non induits par des vibrations

(1) Les pieux foncés par impact ou par vibrations ou vérinés dans le sol doivent déplacer leur propre volume de terres. Les pieux peuvent également générer des modifications de pression interstitielle pouvant affecter la stabilité des pentes, berges ou fondations et provoquant ainsi des mouvements. Les pieux foncés dans de l'argile peuvent produire un important soulèvement de la surface du sol et des déplacements latéraux car l'argile possède un volume constant. Le fonçage d'un grand nombre de pieux à intervalles réduits provoque des déplacements importants qui peuvent entraîner à la fois un soulèvement et un déplacement latéral des pieux et des fondations. Les pieux déjà foncés sont sollicités en traction, et ils peuvent être soulevés hors des couches porteuses. Ces pieux devront être foncés à nouveau. La dissipation des pressions interstitielles générée par le fonçage peut entraîner un tassement des terres au-dessus des pointes de pieux, provoquant un frottement négatif des pieux.



(2) Les effets provoqués par la mise en place de pieux peuvent être réduits par l'utilisation de pieux à faible déplacement, par exemple des pieux à section en H, des palplanches ou des profils creux à extrémité ouverte. Ces derniers peuvent se boucher, c'est-à-dire que les terres n'entrent plus dans le pieu après le début du fonçage, ce qui a pour conséquence que le pieu déplace davantage de terre. Afin d'éviter ce phénomène, un trou peut être creusé à la tarière préalablement au fonçage de chaque pieu.

(3) La mise en œuvre de pieux foncés applique un ensemble de forces descendantes dans le sol. Il est rare que cela induise des tassements importants de la surface du sol. Une exception à cela est lorsqu'une couche très fortement compressible est présente sous une couche offrant une résistance sensible à la mise en place des pieux, par exemple lorsque une couche de tourbe se trouve sous une couche de sable ou lorsqu'il existe un remblai récent non compacté.

### **C.2.3 Tassements du sol provoqués par le forage**

(1) Dans le contexte d'utilisation de pieux et palplanches, le risque de tassements provoqués par le forage de trous destinés à la mise en place de pieux principaux n'est en général pas élevé. Ces trous sont souvent largement espacés et restent habituellement stables, à condition que l'on prenne soin d'empêcher l'effondrement soit à proximité de la surface du sol (par l'utilisation de blindages) soit en profondeur dans un sol instable (par exemple dans des argiles molles ou des sables meubles) par l'utilisation de bentonite, de forage à la tarière en continu ou de chemisage profond. Des tassements locaux importants peuvent se produire avant la mise en place de l'acier, particulièrement lorsque l'on creuse dans des sables meubles, lorsque la nappe d'eau est haute ou lorsque le support des parois d'un forage est retiré avant la mise en place d'un support de remplacement (par exemple un scellement ou du béton). Il est cependant très rare d'utiliser un écran de ce type dans ces conditions de sol, particulièrement dans le cas où des structures sensibles se trouvent à proximité.

(2) La formation de trous destinés à recevoir des ancrages de sol inclinés servant d'appui à des rideaux de soutènement peut provoquer des tassements considérables si des précautions insuffisantes sont prises pour empêcher l'effondrement du trou lorsque l'on creuse dans un sol meuble ou mou. L'utilisation d'eau ou d'air sous forte pression pour aider à l'élimination des déblais peut aggraver le problème. La perte de matériau est particulièrement difficile à éviter lorsque les têtes d'ancrages se trouvent à proximité ou en dessous de la nappe d'eau dans des sols non cohérents. Dans ce cas, un forage rotatif avec circulation directe (flux extérieur) n'est pas adapté, mais il est recommandé d'utiliser un forage avec excavateur de déblais avec circulation inversée.

### **C.2.4 Tassement du sol provoqué par l'arrachage de pieux et palplanches**

(1) Des palplanches en acier sont souvent utilisées pour fournir un blindage provisoire aux parois d'une excavation, et elles sont extraites une fois que les ouvrages permanents sont achevés. L'opération d'arrachage est normalement effectuée au moyen d'un dispositif pinçant la partie supérieure de la palplanche et d'un extracteur vibrant ou d'un mouton à effet inversé.

(2) Il est important de prendre en compte les effets des vibrations sur les structures nouvelles et voisines.

(3) Il est encore plus important de bien prendre conscience que lorsque des palplanches étroites pourvues d'angles vifs entre l'aile et l'âme ou des palplanches à profil creux ont été foncées dans des terres argileuses, l'argile peut se trouver emprisonnée dans la section et laisser un trou béant important dans le sol, ou, dans le cas d'un sol plus mou, entraîner l'argile environnante vers la palplanche lors de l'extraction.

(4) Le retrait d'une file de palplanches dans ces conditions peut provoquer des tassements importants de part et d'autre du rideau extrait.

(5) Les effets peuvent être réduits par un remplissage des espaces vides (par exemple avec un coulis de ciment) au fur et à mesure de l'extraction des palplanches.

### **C.2.5 Autres causes de tassement possibles**

(1) On peut utiliser un fonçage à la lance à haute pression  $\geq 30$  MPa au pied des palplanches foncées pour aider à la pénétration. En de rares circonstances, ceci peut créer des vides autour des palplanches, entraînant ainsi un tassement. Une utilisation excessive pourrait saper les fondations adjacentes.

(2) L'utilisation d'un fonçage à la lance à basse pression  $\leq 3$  MPa pour aider au fonçage introduit de grandes quantités d'eau dans le sol, ce qui tend à amplifier les mouvements du sol ou à les favoriser.

### **C.3 Mouvements provoqués par une excavation devant les écrans de soutènement**

#### **C.3.1 Généralités**

(1) Les mouvements induits par une excavation sont composés de :

- la réaction à la suppression du support latéral du côté du rideau ;
- la réaction à la suppression de la charge verticale à la base de l'excavation.

(2) Il est plus simple de considérer ces deux éléments séparément, afin de comprendre comment différents facteurs influencent l'ampleur et la répartition des mouvements du sol.

(3) Le mouvement latéral d'un rideau provoqué par la suppression de la contrainte horizontale peut être considéré comme le cas d'un simple rideau de soutènement rigide effectuant une rotation autour de son pied. L'influence de ce phénomène peut être limitée, et peut être contrôlée par l'utilisation d'étais.

(4) La suppression de la contrainte verticale de la base d'une excavation, particulièrement dans une argile homogène, peut provoquer des mouvements sur une zone importante autour de l'excavation, dans un comportement non drainé. Ce phénomène est similaire à la réaction au chargement d'une fondation, voir Figure C.3(a) et (b).

(5) À long terme, les mouvements des parois de l'excavation peuvent être empêchés par des appuis, mais la base et le sol extérieur peuvent gonfler, voir Figure C.3(c).

(6) À partir de ce modèle simple, on peut déduire, comme indiqué dans la Figure C.4, que :

- si le sol à la base de l'excavation est rigide, la zone affectée à l'extérieur sera petite ;
- les mouvements à l'extérieur ne peuvent être contrôlés qu'en partie par étayage, sauf si les rideaux sont très rigides et/ou sont bloqués dans des strates rigides.

(7) Dans les sols mous (ou dans le cas d'excavations très profondes) le sol à la base de l'excavation peut céder de la même façon (mais inversée) qu'une semelle cède sous l'appui. Ce phénomène peut provoquer des mouvements très importants qui ne peuvent être contrôlés qu'au moyen de techniques spéciales.

(8) La façon la plus simple d'estimer les mouvements induits par une excavation est de prendre en compte l'amplitude des mouvements des rideaux susceptibles de se produire au fur et à mesure de la progression de l'excavation, puis d'établir la relation entre les mouvements des rideaux et les mouvements de la surface du sol derrière le rideau.

(9) Au cours des premières étapes de l'excavation, un rideau se comporte habituellement comme une console et effectue une rotation vers l'avant. Une fois que des étais sont mis en place, le rideau est encastré et il commence à fléchir aux endroits où l'encastrement horizontal est réduit. Le pied du rideau se déplace vers l'intérieur en direction de l'excavation en raison de la perte d'encastrement horizontal. Il se déplace également vers l'intérieur en raison du mouvement de la masse des terres provoqué par le retrait des charges verticales. Une excavation et un étalement supplémentaire suivent un schéma similaire. Si le pied du rideau est bloqué dans une structure rigide, cela réduit le mouvement global, particulièrement si le rideau est rigide.

(10) Un tassement derrière un rideau reflète plus ou moins le mouvement horizontal du rideau, mais un mouvement du sol immédiatement derrière le rideau au niveau de sa surface tend à être empêché une fois que des étais sont mis en place, parce que le terrain se trouvant derrière le rideau se trouve comprimé.

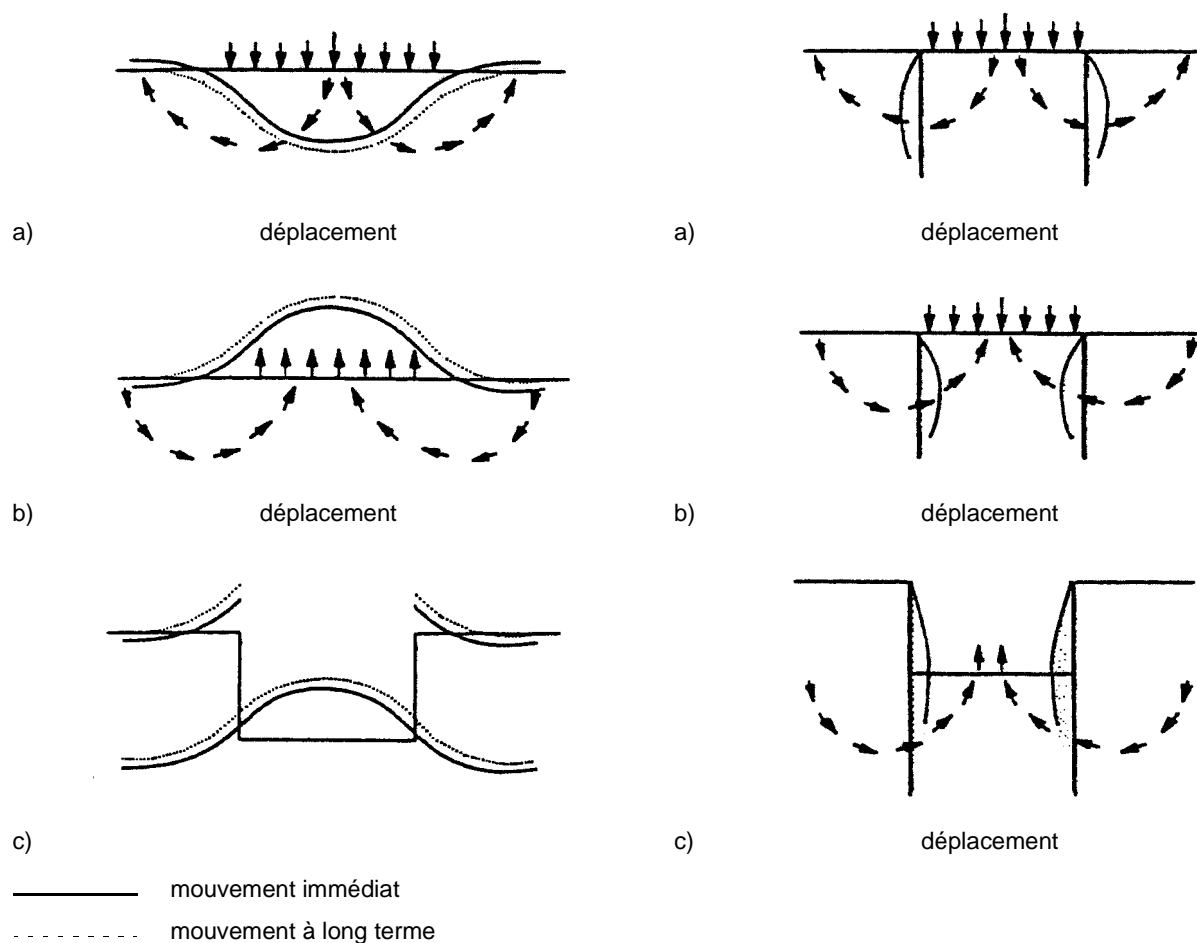


Figure C.3 — Mouvements du sol provoqués par une excavation

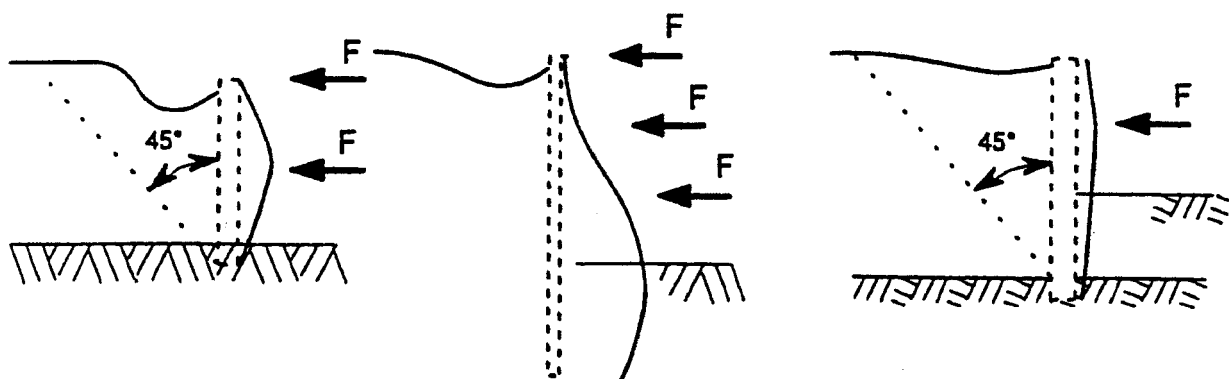


Figure C.4 — Influence de la rigidité sur les mouvements du sol

(11) En général, les mouvements des rideaux continus ne sont pas significatifs sauf si le rideau se comporte comme une console pure ou comme un rideau étayé simple avec un étai à un niveau supérieur. Les mouvements des rideaux entraînent des mouvements supplémentaires de la surface du sol. Les mouvements provoqués par une modification de volume (dissipation des pressions interstitielles jusqu'à l'atteinte d'une condition de d'écoulement stationnaire) ne présentent normalement pas une importance majeure à l'extérieur d'un substratum, étant donné qu'ils ne sont pas grands et se produisent sur une surface étendue, ne donnant ainsi lieu qu'à de faibles mouvements différentiels. Ils tendent également à réduire le mouvement net.

(12) À l'intérieur d'une excavation, les mouvements dépendent de la modification de pression verticale nette provoquée par l'excavation, et de toute structure reposant éventuellement sur le sol. Dans les sols argileux, cette conception est souvent évitée en faisant reposer toute structure éventuelle sur des pieux.

(13) L'appui offert par les ancrages à corps mort ou les ancrages forés et scellés dépend du sol. Ceux-ci modifient donc le schéma de déplacement, principalement entre le rideau et l'extrémité de la zone d'ancrage, sauf s'ils sont scellés dans une strate rigide. La zone renfermant les ancrages présente une tendance à se déplacer en bloc, induisant ainsi les déformations du sol les plus importantes vers l'extrémité de la zone d'ancrage.

### **C.3.2 Déplacements et déformations des rideaux de palplanches en acier**

(1) La limitation des déplacements du rideau lui-même aux états limites de service pourrait être importante dans les situations suivantes :

- dans une fouille de bâtiment où un passage libre particulier est exigé pour permettre la descente de machines dans la fouille ;
- si des éléments doivent être fixés au rideau dans une position absolue ;
- si le rideau supporte des éléments lorsque des limitations de mouvement sont imposées pour permettre leur fonctionnement (par exemple, des supports de rail de pont roulant fixés au rideau de palplanches) ;
- lorsque l'esthétique de la structure impose des limites de déformations du rideau.

(2) Il existe plusieurs façons de réduire l'amplitude des déplacements et d'influer sur la forme du rideau déformé lui-même :

- en utilisant des niveaux supplémentaires de butons ou d'ancrages ;
- en améliorant la rigidité du système de butons ou d'ancrages ;
- en choisissant un profil de palplanche possédant une rigidité de flexion supérieure ;
- en utilisant des ancrages précontraints ;
- en fonçant le rideau de palplanches selon une certaine inclinaison (défaut d'aplomb) ;
- en améliorant la profondeur d'enfoncement (appui au sol encastré) ;
- en choisissant une méthode de construction conduisant à des déplacements plus faibles (par exemple en utilisant du béton coulé sous l'eau et en évitant ainsi de baisser les nappes d'eau avant que la dalle ne serve de buton) ;
- en évitant les imperfections de fonçage en utilisant des guides de battage appropriés.

(3) Lors de l'estimation de la forme déformée du rideau de palplanches, la tolérance de fonçage selon le prEN 12063 pourrait devoir être prise en compte.

(4) Le fait de laisser les risbermes en place devant le rideau pendant l'excavation peut aider à réduire les déplacements du rideau. Cependant, il est difficile d'estimer les effets des risbermes sur les déplacements du rideau.

### **C.3.3 Prévision des mouvements du sol**

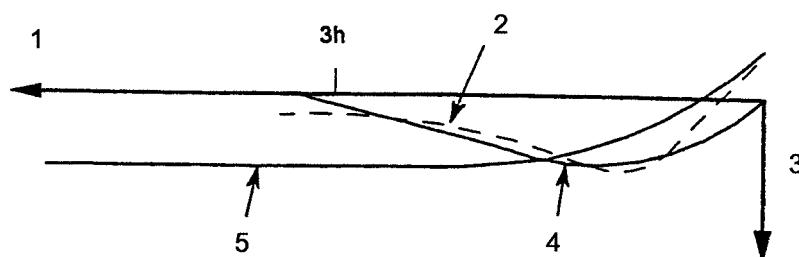
#### **C.3.3.1 Méthodes de prévision**

(1) Dans la plupart des cas, une approche empirique de l'évaluation des mouvements est tout à fait appropriée. Il est important de connaître les limitations de la base empirique de données afin d'être certain qu'elle est bien applicable.

(2) Si cela est insuffisant, soit parce que les paramètres du mode opératoire d'excavation envisagé se situent d'une façon ou d'une autre hors de la base empirique de données, soit parce que les structures environnantes sont particulièrement sensibles aux mouvements du sol, on peut utiliser une modélisation numérique. Cependant, l'évaluation de caractéristiques de sol appropriées n'est pas simple, et il est nécessaire de justifier le choix en reproduisant un comportement observé.

(3) Le choix du module d'élasticité du sol est souvent critique. En réalité, il dépend du niveau de contrainte alors qu'une seule valeur est normalement utilisée dans l'analyse, et donc cette approche simple pour l'analyse numérique doit avoir une base empirique.

- (4) Les modèles utilisés pour prévoir les mouvements du sol entrent dans les catégories suivantes :
- modèles ne prévoyant que le comportement du rideau, par exemple les modèles de module de réaction du substratum, voir annexe E. Les mouvements du sol doivent être déduits ;
  - modèles à milieu continu utilisant des caractéristiques de déformations indépendantes des contraintes. Les mouvements du rideau peuvent être reproduits, mais les mouvements du sol dans un terrain argileux seront mal prévus. En particulier, les mouvements peuvent s'étendre sur de grandes distances en arrière d'un rideau et peuvent être assez uniformes ;
  - modèles à milieu continu utilisant des caractéristiques dépendant des contraintes. Ceux-ci fournissent un bon moyen de prévision des mouvements du sol, même dans les terrains argileux. Des hypothèses de caractéristiques de sol convenables peuvent être prises directement à partir d'essais appropriés en laboratoire ou d'essais sur chantier, voir Figure C.5.



#### Légende

- 1 Distance depuis le rideau
- 2 Modèle non linéaire
- 3 Tassement
- 4 Observé typiquement
- 5 Modèle linéaire (non drainé)

**Figure C.5 — Modèles pour la prévision des mouvements du sol**

#### **C.3.3.2 Prévision utilisant des observations (études de cas)**

- (1) Une approche générale de la prévision des mouvements du sol consiste à mesurer ce qui se produit réellement pendant la construction et à résumer les informations collectées à partir de sources variées afin d'obtenir une relation entre les conditions de sol, la méthode d'excavation ou de support, et des mouvements de sol probables.
- (2) Des méthodes couvrant les pieux principaux et les palplanches provisoires sont décrites dans la référence C.6.1(5) et dans la référence C.6.4(2). Les recommandations données dans la référence C.6.4(2) comprennent le classement en catégories de la situation en fonction des conditions du sol et de l'exécution. Un des critères utilisés est la possibilité d'un soulèvement de la base pouvant survenir dans les excavations réalisées dans une argile molle. Cette possibilité est exprimée sous forme d'un nombre de stabilité de base.
- (3) Des enveloppes de tassement se produisant à l'arrière des rideaux sont données pour différents types de sols dans la référence C.6.3(1). Il convient de se souvenir que ces enveloppes ne comprennent pas les mouvements éventuels survenus pendant la mise en place du rideau.
- (4) Dans toutes les situations, les mouvements peuvent être réduits en adoptant une approche plus rigoureuse de l'appui des rideaux. À l'autre extrémité du spectre, un défaut d'attention dans les détails des appuis peut entraîner des mouvements plus importants que prévus. Les mesures sur lesquelles sont basées les enveloppes de la référence C.6.3(1) sont susceptibles de représenter ce qui surviendrait dans d'assez bonnes conditions, car il est probable que des mesures ne seraient effectuées que sur un chantier où des précautions seraient prises.
- (5) Les rideaux ancrés constituent un cas particulier, étant donné que le rideau est tenu par le terrain. Ainsi, à moins que les ancrages soient fixés dans une strate rigide ou soient assez longs pour asseoir leur résistance bien au-delà de la zone d'influence de l'excavation, ils peuvent ne pas être très efficaces pour la réduction des mouvements. Dans de nombreux cas, ceci n'est pas un problème. Cependant, dans l'argile surconsolidée où les efforts horizontaux initiaux sont élevés, les mouvements peuvent s'étendre sur une longue distance en arrière du rideau.

(6) Dans de nombreuses situations, les écrans de soutènement forment un caisson fermé, ou une forme plus complexe. La répartition des mouvements horizontaux au niveau de la surface du sol peut être complexe et leur amplitude difficile à estimer si l'on ne bénéficie pas d'une certaine expérience. Au fur et à mesure que la distance depuis l'excavation augmente, les contours deviennent plus ou moins circulaires. Les angles de l'excavation tendent à limiter les mouvements horizontaux, mais ne limitent pas les tassements dans une même mesure.

(7) Au niveau des angles rentrants, les mouvements sont souvent exagérés car les rideaux de palplanches tendent à posséder une rigidité dans le plan très faible. Pour éviter les mouvements excessifs, il convient d'utiliser un système de liernes approprié.

## C.4 Évaluation des effets des mouvements du sol

(1) Les mouvements du sol revêtent une importance particulière si l'élément de bâtiment ou d'ouvrage de génie civil considéré est soumis à une déformation ou à un déplacement différentiel. Ceci peut être le cas si l'élément considéré :

- s'étend parallèlement à une excavation d'importance limitée ;
- s'élève dans le sol à l'arrière d'un rideau ;
- s'étend à angle droit par rapport au rideau ;
- est appuyé en certains endroits indépendamment du sol soumis aux mouvements.

(2) La sensibilité des bâtiments aux mouvements du sol est complexe, car il arrive souvent que les déplacements du sol soient modifiés par la présence des bâtiments. Par exemple, les bâtiments de grande hauteur peuvent avoir tendance à se comporter de façon rigide.

(3) Les bâtiments de faible hauteur sur radier peuvent ne pas souffrir de déformations horizontales, mais un tassement différentiel peut souvent se produire d'une façon égalisée.

(4) Les bâtiments sur pieux constituent un problème particulier si les pieux sont trop courts pour empêcher les mouvements verticaux à proximité d'une excavation. En général, ce n'est pas le cas, car les pieux non seulement empêchent les mouvements verticaux, mais peuvent aussi rigidifier le sol latéralement, réduisant ainsi globalement les mouvements du sol.

(5) Il convient de ne pas considérer les dommages aux bâtiments uniquement comme un problème de tassement différentiel, car les contraintes de traction induites peuvent souvent être plus importantes en raison de déformations horizontales.

(6) La plage de déformations horizontales et de déformations angulaires les plus susceptibles de survenir pour les excavations réalisées dans le sable, dans l'argile de consistance raide à très raide, ainsi que dans l'argile molle à moyenne, superposée aux zones de dommages potentiels aux bâtiments, est donnée dans la référence C.6.4(1).

(7) Des plages de rapports des mouvements de surface horizontaux et verticaux, à proximité immédiate des excavations réalisées dans le sable et dans l'argile molle à moyenne, sont données dans la référence C.6.3(1).

(8) Pour les excavations réalisées dans le sable et dans l'argile de consistance raide à très raide, les tassements représentent typiquement un faible pourcentage de la profondeur d'excavation. En conséquence, la plage de contraintes horizontales et de déformations angulaires associées à l'excavation dans ces sols est susceptible d'être relativement faible. Le pire dommage est susceptible de se limiter à un niveau modéré à sévère, et les contrôles peuvent réduire la sévérité des mouvements à des valeurs négligeables. En revanche, si on permet aux mouvements horizontaux d'augmenter en raison d'une rigidité des appuis insuffisante pour des excavations réalisées dans l'argile de consistance raide et très raide, alors des niveaux de dommages modéré à sévère peuvent être possibles même si la déformation angulaire est d'environ  $1 \times 10^{-3}$ .

(9) Les excavations réalisées dans de l'argile molle à moyenne peuvent entraîner des mouvements horizontaux et verticaux importants, et il existe donc un risque de dommage sévère à très sévère. Les tassements tendent à être supérieurs aux déplacements horizontaux à proximité immédiate des excavations réalisées dans des argiles molles à moyennes, principalement en raison d'un important mouvement vers l'intérieur des parois de l'excavation et des effets de consolidation dépendant du temps. Lorsque le butonnage est insuffisamment rigide, la sévérité des déformations peut augmenter d'un niveau de dommages légers à un niveau de dommages très sévères, principalement en raison d'une augmentation de la composante horizontale des mouvements.

## C.5 Surveillance

- (1) La surveillance des mouvements du sol peut apporter :
  - un avertissement des anomalies ;
  - la facilité d'actualiser les prévisions de mouvements globaux au fur et à mesure de la progression de la construction, et par conséquent de modifier les modes opératoires de construction ;
  - un moyen de contrôle de l'exécution ;
  - une source de données pour des projets futurs ;
  - un enregistrement de l'étendue des mouvements qui ont déjà eu lieu, dans le but de décider si quelque chose a été affecté ou non par ces mouvements.
- (2) Le tassement peut être facilement mesuré, à condition de disposer d'un point de référence stable. De même, les mouvements horizontaux peuvent être facilement mesurés au moyen d'instruments de mesures optiques modernes faisant appel à des cibles réfléchissantes.
- (3) Les mouvements du rideau ou les mouvements du sol peuvent être évalués dans les profils verticaux (ou inclinés) au moyen d'inclinomètres. Ceux-ci peuvent consister en une ligne d'indicateurs de pente électrolytiques installés à demeure qui enregistrent les variations dans une rotation de longueur étalon, ou un dispositif de mesure d'inclinaison descendu dans un trou aménagé.
- (4) L'art de planifier un système de surveillance consiste à anticiper l'emplacement où un mouvement d'ampleur significative peut survenir, et à identifier les endroits où il est important qu'il ne se produise pas.
- (5) Tout en utilisant des mesures pour surveiller le comportement réel, on peut adopter des procédures alternatives plus économiques. Cette approche est connue sous le nom de méthode par observation. Elle exige la prise en compte des alternatives possibles avant le début de la construction. Il convient de procéder à une comparaison soigneuse entre le comportement prévu et le comportement mesuré. D'autres données, comme les pressions interstitielles ou les efforts de butonnage, peuvent également fournir des informations sur lesquelles fonder une décision, voir référence C.6.5(1).

## C.6 Références

### C.6.1 Généralités

- |     |                  |  |
|-----|------------------|--|
| (1) | M.J. Tomlinson : | Foundation Design and Construction, 6 <sup>e</sup> édition, 1995, publié chez Longman.   |
| (2) |                  | Grundbautaschenbuch, Parties 1, 2 et 3, 4 <sup>e</sup> édition, Ernst & Sohn, Berlin 1990.   |
| (3) | A. Houy :        | Dimensionnement des ouvrages en palplanches en acier, Metz, 1986.  |
| (4) | Publikatie 166 : | Damwandconstructies, CUR, Gouda, 1993.   |
| (5) | EAU 1996 :       | Empfehlungen des Arbeitsausschusses «Ufereinfassungen» Hafen und Wasserstraßen, Hafenbautechnische Gesellschaft (HTG) und Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), et sixième édition en langue anglaise, Ernst & Sohn, Berlin 1990. |
| (6) | BS 6472 :        | Evaluation of human exposure to vibration in buildings (1Hz to 80Kz), BSI Londres, 1984.   |

### C.6.2 Mouvements du sol provoqués par la mise en œuvre

- |     |                         |   |
|-----|-------------------------|---|
| (1) | A.J. Weltmann (180) :   | Noise and vibration from piling operations, Rapport PG9, Publié par CIRIA, Londres.                   |
| (2) | DIN 4150, parties 1-3 : | Erschütterungen, 1975.  |
| (3) | SN 640312 :             | Erschütterungen, 1992.  |
| (4) | Publikatie 57 :         | Dynamische problemen in de bouw, CUR, Gouda, 1972.  |
| (5) | BS 5228, Partie 4 :     | Code of practice for noise and vibration control applicable to piling operations, BSI Londres, 1992.  |
| (6) | B.M. New :              | Ground vibration caused by civil engineering works, TRRL, Rapport de recherches RR53, publié en 1986. |

### **C.6.3 Mouvements provoqués par l'excavation devant les écrans de soutènement**

- (1) G.W. Clough et T.D. O'Rourke : Construction induced movements of insitu walls, Actes de la conférence sur le Calcul et le Comportement des Structures de Retenues de Terrain, Cornell 1990, ASCE pages 439-471.

### **C.6.4 Évaluations des effets des mouvements du sol**

- (1) M.D. Boscarding et E.J. Cording : Building response settlement, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 115, N° 1, Janvier 1989, pages 1-21.
- (2) R.B. Peck : Deep excavations and tunneling in soft ground, rapport sur l'état de l'art, 7<sup>e</sup> Conférence Internationale sur la Mécanique des Sols et l'Étude des Fondations, Mexico City, Volume State-of-the-Art 1969, pages 225-290.

### **C.6.5 Méthode par observation**

- (1) Geotechnique, Vol. XLIV Numéro 4, Décembre 1994
- Symposium in print «The observational method in geotechnical engineering», Institution of Civil Engineers, Londres.



## **Annexe D**

### **[informative]**

### **Recommandations concernant le calcul des pieux en acier**

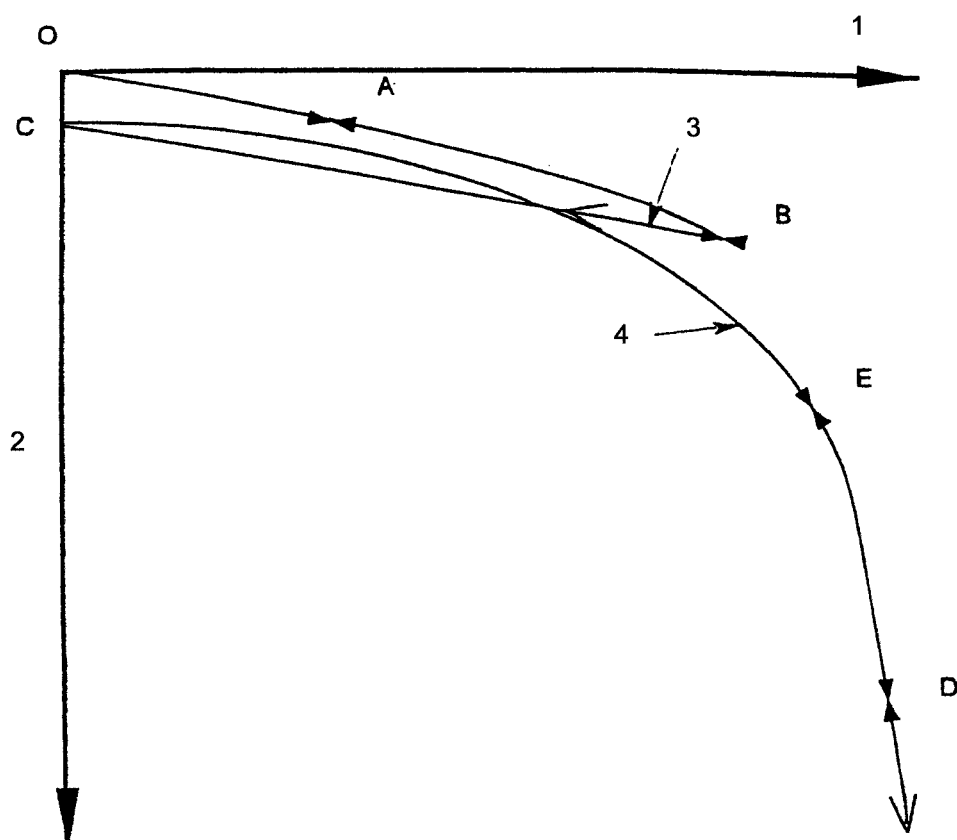
#### **D.1 Généralités**

##### **D.1.1 Objet**

- (1) La présente annexe couvre le calcul des pieux en acier à extrémités ouvertes et fermées possédant les types de sections transversales donnés dans le présent document.
- (2) Elle traite les pieux isolés, les ossatures structurales comportant des pieux, les pieux dans des rideaux mixtes et les groupes de pieux utilisés pour les fondations sur pieux.
- (3) L'objet de cette annexe est de donner des recommandations sur l'évaluation des effets des actions, particulièrement leur répartition sur l'axe du pieu, afin de permettre la vérification de la section transversale du pieu.
- (4) Pour la détermination de la résistance ultime en portance, de la résistance ultime à la traction, du frottement latéral négatif et des autres états limites à prendre en compte, se reporter à l'ENV 1997-1.

##### **D.1.2 Courbes charge-tassement ( $F-\Delta$ )**

- (1) Le diagramme  $F-\Delta$  est la courbe charge-tassement résultant de l'augmentation progressive de la charge de compression  $F$  par étapes de chargement maintenu, voir Figure D.1.
- (2) Initialement, le système pieu-sol se comporte de façon élastique. Le fait d'appliquer une charge sur la tête du pieu produit une contrainte axiale dans le pieu ainsi qu'un glissement correspondant au niveau de l'interface entre la paroi du pieu et le sol. La transmission des charges se produit sous forme de frottement ou «d'entraînement visqueux». Il existe une relation rectiligne jusqu'au point A de la courbe au fur et à mesure que la contrainte se propage vers le pied du pieu. Si la charge est retirée à tout moment avant atteinte de ce point, la tête du pieu retrouve son niveau original.
- (3) Lorsque la charge est augmentée au-delà du point A, le système pieu-sol se comporte aussi de façon plastique. En se reportant à la Figure D.1, si la charge est retirée en un point quelconque B, la tête du pieu retourne au point C, la valeur du tassement permanent étant la distance OC.
- (4) Le mouvement exigé pour mobiliser le frottement latéral maximum est très faible, il est seulement de l'ordre de 2 à 10 mm.
- (5) Un mouvement descendant plus important du pieu est nécessaire avant que sa résistance de pointe puisse être mobilisée.
- (6) L'amplitude de mouvement dépend du diamètre de la base du pieu. Elle peut se situer dans la plage de 10 à 20 % du diamètre de la base. Lorsque la phase de pleine mobilisation de la résistance de pointe est atteinte (point D de la Figure D.1), le pieu s'enfonce sous la moindre augmentation supplémentaire de la charge.



#### Légende

- 1 Charge
- 2 Tassement
- 3 Déchargement
- 4 Rechargement

**Figure D.1 — Courbe charge-tassement**

### D.1.3 Transmission de charges entre le pieu et le sol

- (1) La transmission des charges entre le pieu et le sol est régie par les types de sol présents et la méthode de mise en oeuvre des pieux, c'est-à-dire le type de perturbation.
- (2) Dans le cas de pieux en acier, il n'y a en général pas de relaxation ni d'ameublissement des sols à la suite du forage, mais il se produit un remaniement du sol en contact avec la paroi et la pointe du pieu au cours du fonçage.
- (3) Des essais ont montré que la répartition de la résistance le long du pieu est celle indiquée dans la Figure D.2. Celle-ci montre la transmission des efforts de compression depuis le pieu vers le sol à chaque étape de chargement identifiée dans la Figure D.1.
- (4) Pour les pieux longs à extrémités fermées chargés jusqu'au point A, la presque totalité de la charge est reprise par le frottement latéral sur le fût du pieu, et il ne se produit quasiment aucune transmission de charge sur la pointe du pieu, voir Figure D.2(a).
- (5) Lorsque la charge atteint le point B, la totalité du frottement latéral du pieu est mobilisée, et la résistance de la pointe du pieu augmente, voir Figure D.2(b).
- (6) Au point D, il n'y a eu aucune augmentation de l'effort transmis par frottement latéral, mais la réaction de pointe a presque atteint sa valeur maximale, voir Figure D.2(c), c'est-à-dire que l'on a atteint la résistance ultime du pieu au-delà de laquelle le pieu se tassera sous la moindre augmentation de la charge.

(7) Les mécanismes de transmission de la charge axiale agissant dans le frottement latéral et dans la réaction de pointe sont complètement différents.

(8) La prévision séparée du frottement latéral et de la résistance de base constitue le fondement des calculs statiques de la capacité de résistance aux charges des pieux, au moyen de l'expression :

$$R_u = R_s + R_b - W_p \quad \dots (D.1)$$

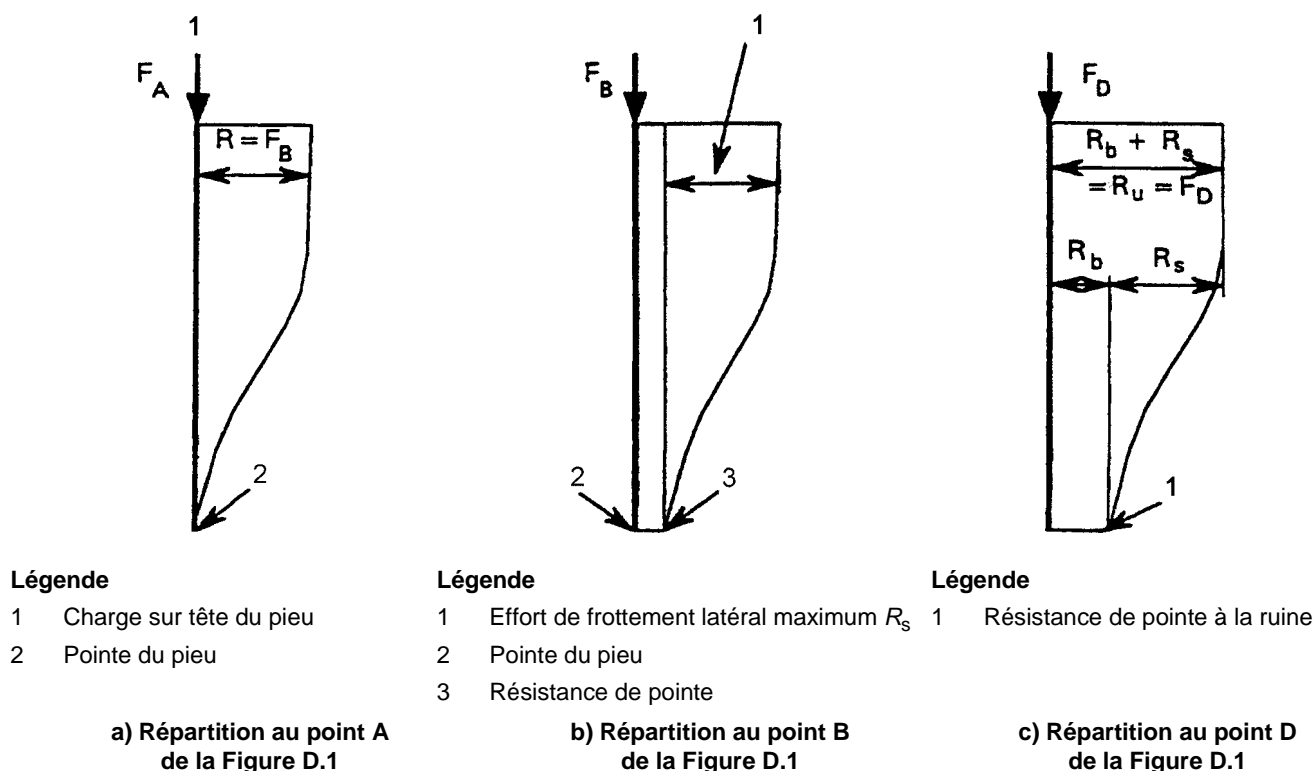
où :

$R_u$  est la résistance ultime du pieu ;

$R_s$  est la résistance ultime du fût ;

$R_b$  est la résistance ultime de la pointe ;

$W_p$  est le poids du pieu (qui peut être négligé, selon l'ENV 1997-1).



NOTE Cette figure ne prend pas en compte les effets des contraintes résiduelles provoquées par le fonçage.

Figure D.2 — Répartition type des résistances le long du pieu à différentes étapes de chargement

## D.2 Méthodes de calcul

### D.2.1 Généralités

(1) Il convient de déterminer les sollicitations appliquées au pieu séparément pour chaque type d'action (par exemple charges permanentes, charges variables) afin de décider de la combinaison appropriée d'effets des actions pour l'état limite ultime (voir Tableau 2.1 de l'ENV 1997-1) ou l'état limite de service concerné.

(2) Il convient de n'appliquer aucun coefficient partiel à la rigidité.

(3) Il convient de déterminer les effets des actions dans les pieux en prenant en compte l'interaction sol-structure. Il convient de déterminer les rigidités supposées du sol, des pieux et de la structure pour tous les cas de charge au moyen des valeurs de calcul des actions.

(4) Il convient de déterminer les données de calcul appropriées pour le sol au niveau d'action utilisé dans la combinaison de charge appropriée.

(5) Il est inutile d'appliquer la théorie du second ordre pour la détermination des effets des actions, sauf si la stabilité horizontale est obtenue par des pieux verticaux enfoncés plutôt que par des pieux inclinés.

## D.2.2 Interaction sol-structure

(1) Sauf mention contraire, les modèles de calcul simplifiés donnés en D.3 et D.4 peuvent être utilisés pour prendre en compte l'interaction sol-structure.

NOTE Les modèles de calcul donnés en D.3 prennent pour hypothèse des pieux élancés, condition qui est en général satisfaite par les pieux en acier. Pour des pieux très courts, il pourrait s'avérer nécessaire de prendre en compte des aspects particuliers.

(2) Des modèles de calcul plus réalistes (par ex. une analyse par éléments finis 2D ou 3D) peuvent être utilisés avec une loi de matériau appropriée pour le sol et une modélisation suffisamment précise de la géométrie des pieux (section transversale, interfaçage).

(3) Pour un chargement horizontal à l'état limite ultime, il est admis l'utilisation de modèles simplifiés de calcul basés sur un comportement de matériau rigide-plastique.

(4) Les dispositions suivantes peuvent être appliquées lorsqu'on utilise des modèles poutre-ressort pour prendre en compte l'interaction sol-structure comme indiqué dans D.3, voir Figure D.3.

NOTE Les ressorts utilisés dans ce modèles sont non couplés (type Winkler). Cette approche est également appelée modèle au module de réaction du substratum.

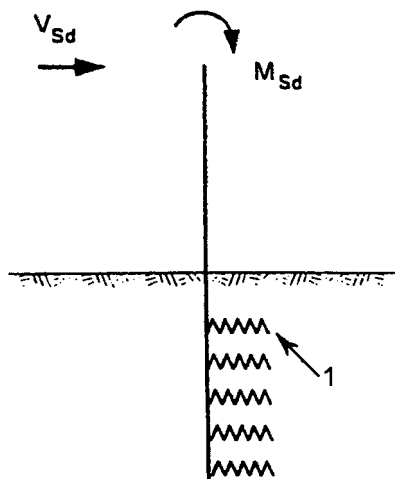
(5) La rigidité axiale d'un pieu isolé peut être modélisée au moyen d'un ressort possédant une rigidité convenablement choisie.

(6) Dans le modèle poutre-ressort utilisé pour modéliser l'interaction sol-structure du pieu fléchi, on suppose que le sol génère une force de réaction agissant perpendiculairement à l'axe du pieu. L'amplitude de cette force de réaction dépend du déplacement du pieu et de l'emplacement de la section transversale.

(7) Le comportement charge-déplacement des ressorts peut être représenté par un diagramme bilinéaire ou multilinéaire convenablement choisi et comportant un plateau plastique, voir Figure D.4.

(8) Pour un groupe de pieux, il convient de modifier la caractéristique des ressorts afin de prendre en compte l'effet de groupe si l'écartement  $a$  selon le sens de la force horizontale (voir Figure D.5) ou l'écartement  $e$  perpendiculairement au sens de la force horizontale (voir Figure D.6) est inférieur à la valeur limite ( $a_{lim}$  ou  $e_{lim}$  respectivement). Ces valeurs limites dépendent du sol et de la géométrie du groupe de pieux.

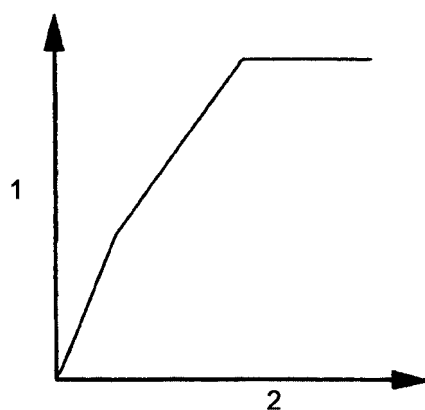
(9) Des indications sont données dans les références (voir D.5) sur la façon de traiter le frottement latéral négatif pour la détermination des effets des actions dans les pieux.



### Légende

1 Ressorts latéraux

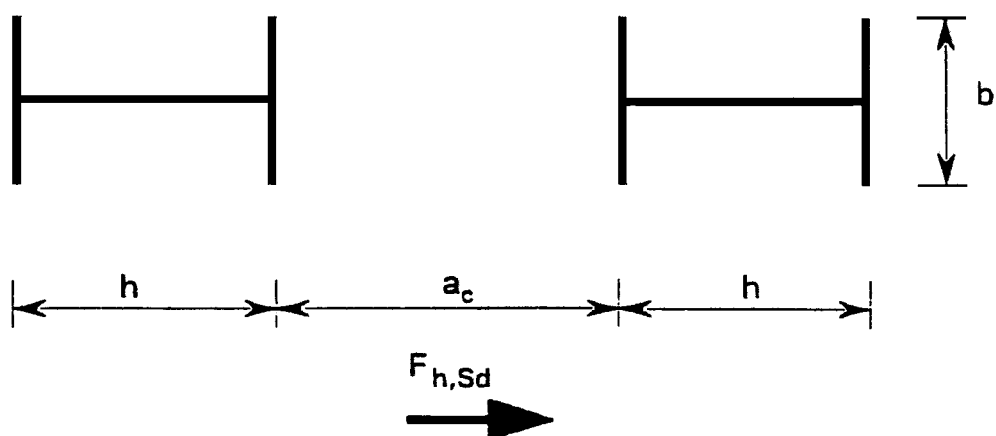
**Figure D.3 — Modélisation d'un pieu isolé avec chargement horizontal et flexion**



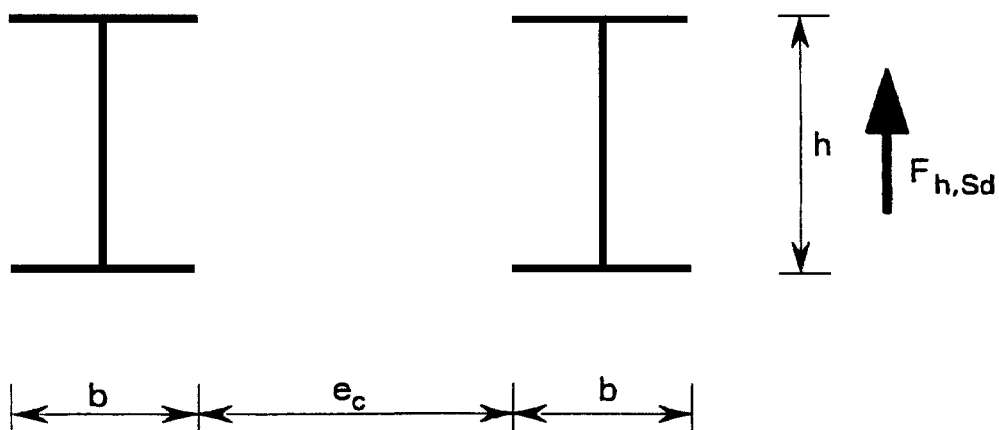
**Légende**

- 1 Force de réaction du sol  $r$
- 2 Déplacement horizontal du pieu  $s$

**Figure D.4 — Exemple de comportement charge-déplacement pour un modèle de ressort**



**Figure D.5 — Notation pour les groupes de pieux alignés selon le sens de la force horizontale**



**Figure D.6 — Notation pour les groupes de pieux alignés perpendiculairement au sens de la force horizontale**

### D.2.3 Imperfections

(1) Le cas échéant, les imperfections de structure et de position des pieux peuvent être prises en compte au moyen d'une imperfection angulaire initiale théorique  $\psi_0$  (voir Figure D.7) de la façon suivante :

$$\psi_0 = \frac{1}{200} \text{ à } \frac{1}{100} \quad \dots (D.2)$$

NOTE Pour les groupes de pieux comportant des pieux inclinés, les imperfections initiales peuvent être négligées.

(2) À condition que la mise en oeuvre des pieux soit conforme au prEN ... (document CEN/TC288/WG5), la prise en compte de ces imperfections est superflue, sauf dans les calculs du second ordre.

(3) Pour les groupes de pieux comportant des pieux inclinés analysés selon la méthode simplifiée (équilibre uniquement), il convient de toujours prendre en compte l'excentrement vertical  $e = d / 10$  du point d'intersection Y, même pour l'analyse du premier ordre, voir Figure D.8a.

NOTE Outre les imperfections ci-dessus mentionnées,  $e$  couvre également les variations des rigidités des pieux du groupe pris isolément.

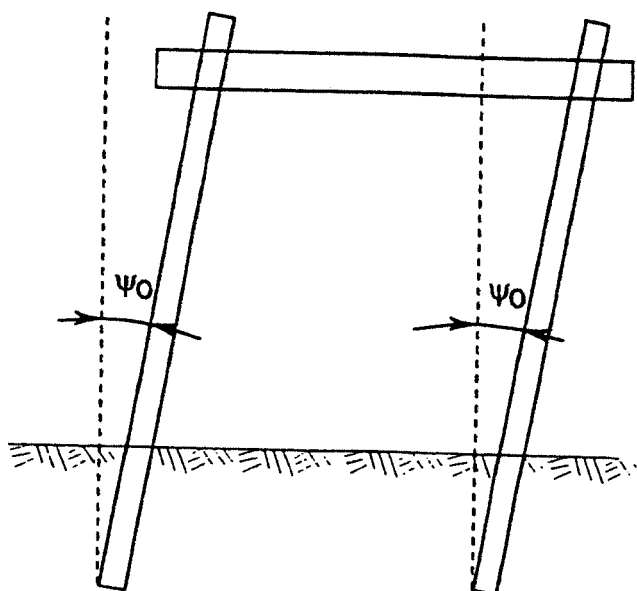


Figure D.7 — Imperfection initiale

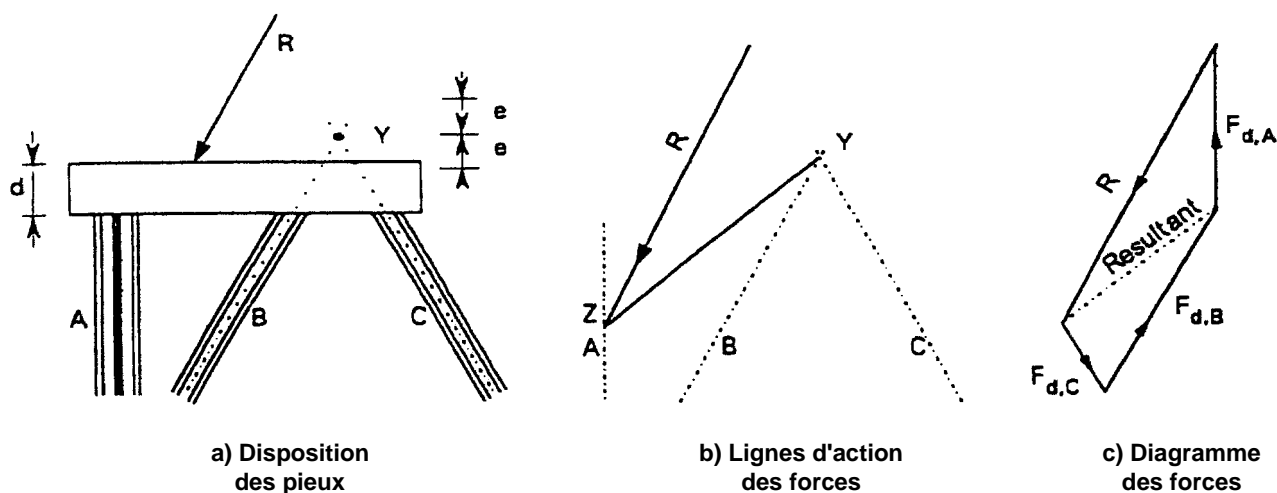


Figure D.8 — Groupes de pieux comportant des pieux inclinés

## D.3 États limites ultimes

### D.3.1 Pieux isolés

(1) Pour les forces axiales agissant au niveau de la tête du pieu, la répartition des contraintes peut être considérée, d'une manière conservatoire, comme constante sur la longueur du pieu pour la détermination des effets des actions, sauf dans le cas de frottement latéral négatif.

(2) Il convient de ne pas prendre en compte la transmission des moments de torsion agissant au niveau de la tête du pieu sauf si des dispositions particulières permettent l'introduction du couple dans le sol. Il convient de considérer la répartition du couple comme constante sur la longueur du pieu.

(3) Pour des indications concernant les conditions de sol dans lesquelles les effets du second ordre doivent être pris en compte, se reporter à l'ENV 1997-1.

NOTE Une approche simplifiée pour l'évaluation des effets du second ordre dans les pieux élancés situés dans des sols mous est donnée dans la référence D.5(5).

(4) Si le sol n'offre pas un encastrement latéral suffisant pour éviter les effets du second ordre, le critère permettant de négliger les effets du second ordre peut être considéré comme satisfait si  $N_{Sd}/N_{cr} \leq 0,10$  où  $N_{cr}$  représente la valeur critique de l'effort axial, déterminée par exemple au moyen d'un modèle de ressort selon D.2.2.

(5) Pour les forces horizontales  $V_{Sd}$  y compris celles résultant des imperfections et des déformations, ainsi que pour les moments fléchissants  $M_{Sd}$ , la résistance du sol vis à vis du pieu peut être modélisée par des ressorts latéraux en utilisant une caractéristique appropriée pour le ressort conformément à D.2.2 et à la Figure D.3.

(6) Par simplification (comportement linéaire), seule la partie linéaire de la caractéristique nécessite d'être prise en compte, à condition que :

— les sols pour lesquels le niveau plastique pourrait être atteint soient négligés ;

— l'on vérifie que, pour les sols considérés, le niveau plastique n'est pas atteint.

(7) Sauf spécification différente pour les pieux situés dans le sol, les conditions aux limites pour l'extrémité du pieu peuvent être prises égales aux valeurs suivantes pour le modèle : effort tranchant  $V_{Sd} = 0$  et moment fléchissant  $M_{Sd} = 0$ .

(8) Dans les cas de tassements relatifs des sols autour du pieu, il convient de prendre en compte les effets de frottement latéral négatif.

(9) Conformément à l'ENV 1997-1, les situations suivantes pourraient conduire à des contraintes élevées pour le pieu, qui doit alors être calculé en conséquence :

— mouvement horizontal important du sol environnant par rapport au pieu ;

— pieux inclinés scellés dans un remblai qui se tasse ou dans une argile compressible soumis à une surcharge entraînant un chargement vertical sur la surface supérieure des pieux, et par conséquent des moments fléchissants élevés dans ces pieux.

### D.3.2 Ossatures structurales comportant des pieux

(1) Les ossatures structurales comportant des pieux selon la Figure D.7 et composées de pieux simples entretoisés peuvent être modélisées comme des ossatures en prenant en compte la rigidité de l'entretoise, la rigidité de l'assemblage entre l'entretoise et le pieu, et les imperfections initiales données en D.2.3.

(2) S'il existe des jeux significatifs dans les assemblages (par exemple dans le cas de plates-formes de levage) il convient de prendre également en compte les effets de ces jeux sur les imperfections initiales si la rigidité de flexion de l'entretoise est prise en compte.

### D.3.3 Groupes de pieux

(1) La répartition des effets des actions dans les pieux d'une fondation composée d'un groupes de pieux comportant un couronnement peut être évaluée au moyen des procédures simplifiées données ci-dessous.

(2) Il convient d'utiliser la procédure simplifiée avec précaution car les pieux latéraux ou d'angle peuvent supporter des charges plus élevées au sein d'un groupe de pieux et conduire ainsi à des effets des actions plus importants dans le couronnement, voir référence D.5(6).

(3) Sauf spécification différente, le couronnement des pieux peut être considéré comme rigide, et les efforts axiaux peuvent être affectés aux pieux individuels en fonction de leurs rigidités axiales.

(4) Il est inutile de prendre en compte la flexibilité du couronnement des pieux sauf si cette flexibilité modifie les effets des actions dans les pieux de plus de 10 %, voir Figure D.9 pour une méthode par étapes.

(5) La rigidité axiale des pieux qui peut être influencée par l'effet de groupe, voir (2), à utiliser pour le calcul peut être déterminée en prenant pour hypothèse que le pieu est libre latéralement et articulé au niveau de son pied, respectant ainsi la cohérence avec D.3.1, voir Figure D.10.

(6) Sauf spécification différente, il convient de traiter l'assemblage entre les pieux et le couronnement comme articulé ou totalement encastré, selon les détails de conception, pour la détermination des effets des actions.

(7) Pour les fondations sur pieux ne comportant que des pieux verticaux, il convient de déterminer la répartition de la force horizontale sur les pieux individuels conformément au comportement charge-déplacement de la tête de pieu. Cette détermination peut être effectuée au moyen d'un modèle de poutre-ressort comme indiqué dans D.3.1 et D.2.2. Deux façons de procéder sont possibles :

- chaque pieu ou file de pieux est remplacée par un élément de poutre-ressort assemblé au couronnement, prenant ainsi en compte la totalité de la structure avec les actions agissant au niveau du couronnement ;
- les pieux individuels sont remplacés par la courbe charge-déplacement (courbe  $p - y$ ) qui peut être déterminée au moyen d'un modèle de poutre-ressort.

(8) En fonction de l'espacement entre les pieux de groupes de pieux chargés horizontalement, il peut s'avérer nécessaire de prendre en compte les effets de groupe conformément à D.2.2. Ceci peut être nécessaire si  $a_c \leq a_{lim}$  pour les pieux alignés dans le sens des forces horizontales ou si  $e_c \leq e_{lim}$  pour les pieux alignés perpendiculairement au sens des forces horizontales, voir Figures D.5 et D.6.

(9) Pour les groupes de pieux comportant des pieux verticaux et inclinés, il convient de déterminer la répartition des effets des actions dans les pieux individuels conformément au comportement charge-déplacement des têtes de pieux au moyen de modèles de ressorts comme indiqué ci-dessus.

(10) Sous réserve des conditions suivantes, l'approche simplifiée donnée en (11) et (12) peut être utilisée :

- le couronnement est supposé rigide ;
- les têtes de pieux sont articulées ;
- les forces horizontales sont supportées uniquement par les forces axiales dans les pieux inclinés ;
- les pieux verticaux ne supportent que des forces verticales.

NOTE Cette procédure simplifiée néglige tous les effets de répartition des charges résultant des rigidités et des déformations.

(11) Dans le cas de trois files de pieux (verticaux et inclinés), les forces exercées dans les pieux peuvent être déterminées en considérant uniquement l'équilibre, voir Figure D.8.

NOTE Cette méthode peut être également utilisée si des paires de pieux ou des groupes individuels de pieux à espacement réduit sont disposés en un nombre de files n'excédant pas trois. Il convient de considérer la ligne d'action des forces dans chaque groupe individuel comme étant l'axe central de ce groupe.

(12) En raison du fait que, pour cette méthode, la répartition des effets des actions dans les pieux dépend uniquement du positionnement des pieux, il convient de prendre en compte l'imperfection  $e$  selon D.2.3(3) de sorte à augmenter l'effet d'actions sur le pieu concerné.

(13) Il convient de traiter les effets du second ordre comme dans le cas de pieux isolés conformément à D.3.1(3) et (4).

(14) Une approche sécuritaire pour la détermination des effets des actions s'exerçant dans les pieux en raison du frottement latéral négatif consiste à traiter les pieux du groupe comme des pieux individuels conformément à D.3.1 et D.2.2. Pour un traitement plus précis, se reporter aux références D.5(1) et D.5(2).

NOTE Il pourrait s'avérer nécessaire de prendre en compte les situations particulières données en D.3.1(9) pour la détermination des effets des actions dans les pieux individuels.



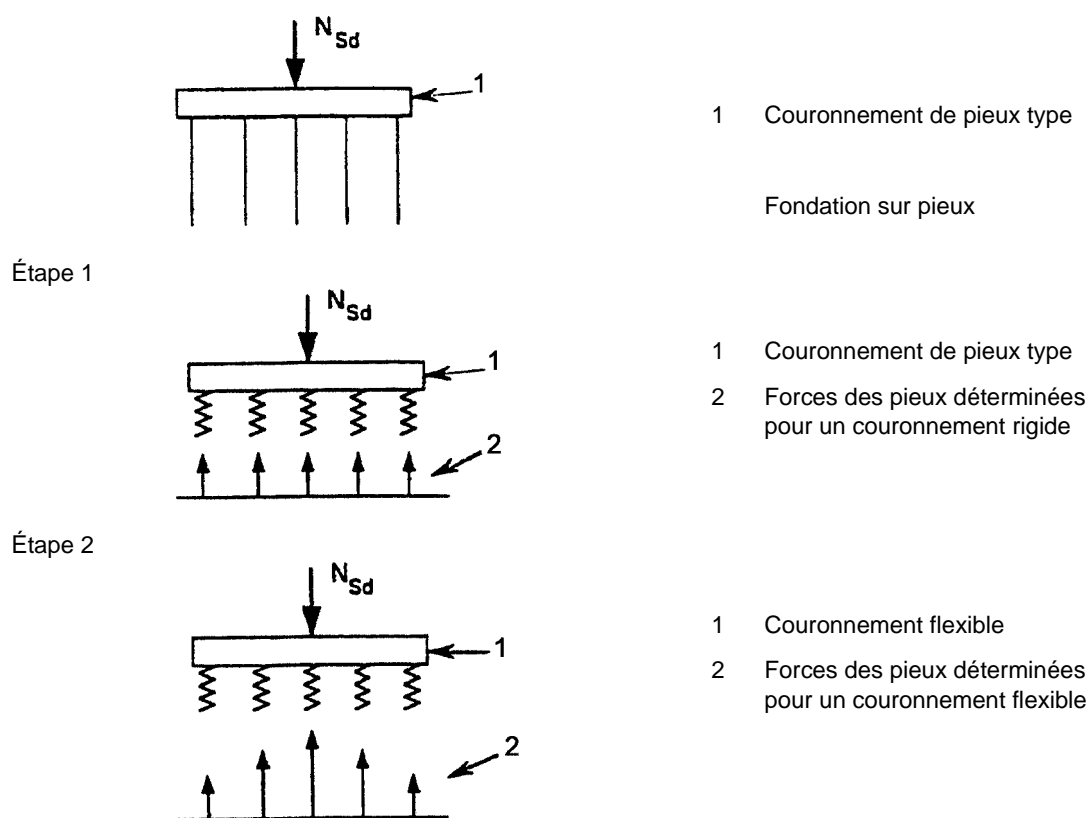


Figure D.9 — Procédure par étapes pour prise en compte de la flexibilité du couronnement

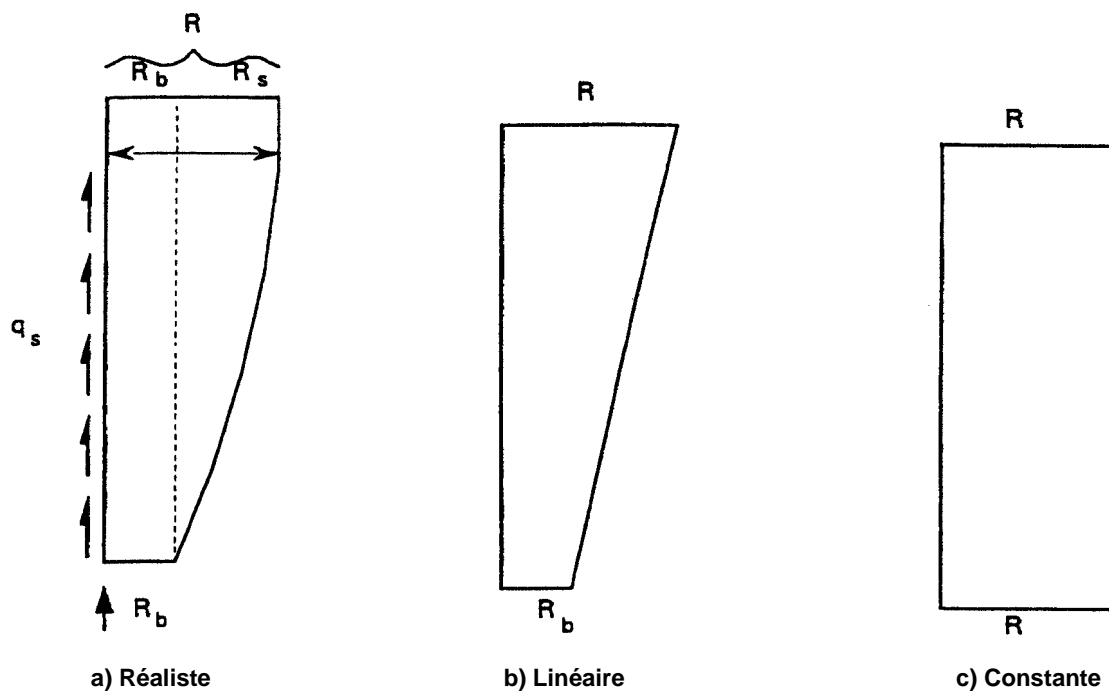


Figure D.10 — Répartition de l'effort axial

### D.3.4 Vérifications aux états limites ultimes

- (1) Il convient d'effectuer des vérifications concernant la rupture du sol aux états limites ultimes pour les pieux individuels et pour les groupes de pieux conformément à l'ENV 1997, et concernant la ruine des pieux et de leurs assemblages pour la structure conformément à l'ENV 1993-5.
- (2) Pour les pieux, il convient que les effets des actions soient limités de sorte à satisfaire les critères de résistance et les critères de stabilité donnés dans la section 5 de l'ENV 1993-1-1.
- (3) Pour les pieux tubulaires, il convient d'utiliser les dispositions concernant la résistance et la stabilité données dans l'ENV 1993-1-1 et dans l'ENV 1993-5.
- (4) Pour les pieux fabriqués à partir de profils laminés en H, il convient d'utiliser les dispositions concernant la résistance et la stabilité données dans la section 5 de l'ENV 1993-1-1.
- (5) Pour les pieux constitués de palplanches, il convient d'appliquer les dispositions concernant la résistance et la stabilité données dans le présent ENV 1993-5.
- (6) Il convient de vérifier les contraintes exercées sur le pieu pendant la mise en oeuvre conformément aux spécifications données dans le prEN ... (document CEN/TC288/WG5).

### D.4 États limites de service

- (1) Les critères d'états limites de service sont donnés en 2.2.
- (2) En général, les charges aux états limites de service n'entraînent que quelques millimètres de tassement qui devrait normalement rester constant dans le temps. Ainsi les tassements demeurent dans le domaine élastique de la courbe  $F-\Delta$ , conduisant donc à une rigidité élevée du pieu.
- (3) Le tassement de la tête de pieu peut être déterminé au moyen d'un modèle de ressort dont la rigidité est prise égale à la rigidité élastique de la courbe  $F-\Delta$ , à condition que les déplacements n'excèdent pas les valeurs limites du domaine élastique.

NOTE Cette approche conduit à une faible amplitude du tassement prévu de la tête de pieu. En prenant en compte des valeurs moindre de la rigidité selon la courbe  $F-\Delta$ , on peut prévoir des valeurs plus élevées de tassements et de forces axiales.

- (4) Pour l'évaluation du déplacement horizontal de la tête de pieu, on peut utiliser les modèles donnés en D.2.2, à condition d'utiliser les données de sol ainsi que les modèles de sol correspondant aux flèches les plus faibles aux états limites de service.

### D.5 Références

- (1) M.J. Tomlinson : Pile design and construction practice, Londres, 1991.
- (2) Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil, Cahier des Clauses Techniques Générales applicables aux marchés publics de travaux, fascicule n° 62-titre V, Paris, 1993.
- (3) Grundbautaschenbuch, parties 1, 2 et 3, 4<sup>e</sup> édition, Ernst & Sohn, Berlin, 1990.
- (4) EAU 1996 : Empfehlungen des Arbeitsausschusses «Ufereinfassungen» Häfen und Wasserstraßen, Hafenbautechnische Gesellschaft (HTG) und Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), et sixième Edition en langue anglaise, Ernst & Sohn, Berlin, 1990.
- (5) A. Fredriksson ; S. Hultsjö ; H. Stille : Systemparar, Rapport 81, Palkommissionen, 1989 (en langue suédoise).
- (6) H.G. Poulos ; E.H. Davis : Pile foundation analysis and design, John Wiley and Sons, New York, 1980.

## **Annexe E**

[informative]

### **Recommandations concernant le calcul des palplanches en acier**

#### **E.1 Généralités**

- (1) La présente annexe s'applique à tous les types de palplanches en acier qui sont mentionnés en 1.1.
- (2) Cette annexe donne une procédure par étapes pratique pour le calcul des palplanches en acier.
- (3) La procédure de calcul est conforme aux dispositions des ENV 1991-1, ENV 1993-1-1 et ENV 1997-1.

#### **E.2 Aspects concernant le calcul**

##### **E.2.1 Généralités**

- (1) Il convient de déterminer les sollicitations s'exerçant dans les palplanches conformément à la procédure par étapes donnée en E.3, en prenant en compte les caractéristiques réelles de la palplanche en acier.
- (2) Dans le calcul, il convient de prendre en compte tant les états limites ultimes que les états limites de service conformément à l'ENV 1997-1.

##### **E.2.2 Méthodes de référence**

###### **E.2.2.1 Généralités**

- (1) Afin de donner une vue globale des méthodes de calcul des palplanches en acier, les modèles de structure et les modèles de sol sont traités séparément dans les paragraphes ci-après.

NOTE Certaines méthodes de calcul bien connues sont des combinaisons fixes de modèles de sol et de structure, par exemple Blum et Brinch Hansen, voir références E.6(7) et E.6(9).

- (2) La liste ci-dessous donne des modèles de sol possibles pour le calcul des palplanches en acier :

- pressions limites des terres;
- module de réaction du sol ;
- complètement numérique (Éléments finis).

- (3) Les modèles de structure suivants peuvent être utilisés pour le calcul des palplanches en acier :

- modèles de poutre :
- avec comportement élastique ;
- avec rotules plastiques ;
- avec zones plastiques ;
- éléments finis généraux :
- avec comportement élastique-plastique (discrétisation des palplanches sur la section transversale).

- (4) Des combinaisons possibles de modèles de sol et de structure pour le calcul des palplanches en acier sont données dans le Tableau E.1.

(5) Certains modèles donnent la hauteur du rideau et les effets d'action prépondérants comme résultats du calcul (par exemple Blum, Brinch Hansen), tandis que d'autres modèles nécessitent la hauteur du rideau comme donnée de départ (par exemple la méthode du module de réaction).

**Tableau E.1 — Combinaisons possibles de modèles de sol et de structure**

Modèle de structure	Modèle de sol		
	Pressions limites des terres	Module de réaction du sol	Complètement numérique
Poutre : élastique	✓	✓	✓
Poutre : rotules plastiques	✓	✓	—
Poutres : zones plastiques	(✓)	✓	✓
EF : élasto-plastique	—	—	✓
<b>Légende :</b> ✓ combinaison possible (✓) combinaison possible, mais rarement utilisée — combinaison non recommandée, ou non possible NOTE Les explications des modèles sont données dans E.2.2.2 pour les modèles de sol et E.2.2.3 pour les modèles de structure.			

## E.2.2.2 Modèles de sol

### E.2.2.2.1 Modèles de pression limite des terres

(1) Les modèles de pression limite peuvent être divisés en :

- modèles sans interaction ;
- modèles de Brinch Hansen.

(2) Dans les modèles sans interaction, aucun couplage avec la structure n'est nécessaire. Les pressions des terres sont traitées comme des surcharges agissant sur la structure. Ces modèles supposent que le rideau de palplanches se déplace suffisamment pour activer des pressions de terres totalement actives et totalement passives sur le rideau.

(3) Dans les modèles de Brinch Hansen, le rideau se compose de corps rigides liés par des rotules plastiques. Les pressions des terres agissant sur le rideau à la ruine prennent en compte les mouvements réels des corps rigides (rotation des rotules et translations) du rideau correspondant au mode de ruine choisi.

(4) Les pressions de terres utilisées avec ces modèles peuvent être obtenues par l'une des approches suivantes :

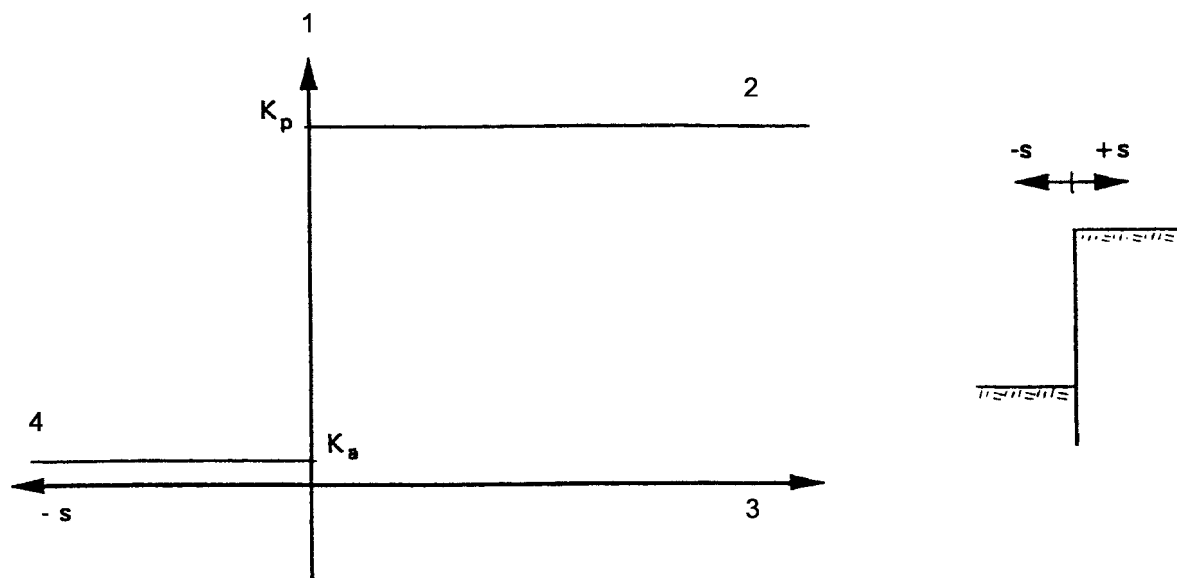
- équilibre limite (Coulomb), voir référence E.6(13) ;
- solution de champ de contraintes (Sokolovski), voir référence E.6(10) ;
- analyse limite (Chen), voir référence E.6(11) ;
- méthodes hybrides (Caquot & Kerisel), voir référence E.6(12).

(5) Le modèle de Blum constitue un exemple de modèle sans interaction. Le diagramme sol-déplacement est présenté dans la Figure E.1.

(6) En utilisant des pressions de terres convenablement réparties, souvent établies empiriquement, l'influence des rigidités et des divers butonnages peut être prise en compte dans une approche générale de calcul.

NOTE Des indications concernant la répartition des pressions des terres sont données dans les références E.6(5) et E.6(6).

- (7) Les modèles de pressions limites des terres n'exigent aucun paramètre de déformation ou de rigidité du sol.
- (8) Il convient de déterminer les valeurs de pressions limites des terres conformément à l'ENV 1997-1.



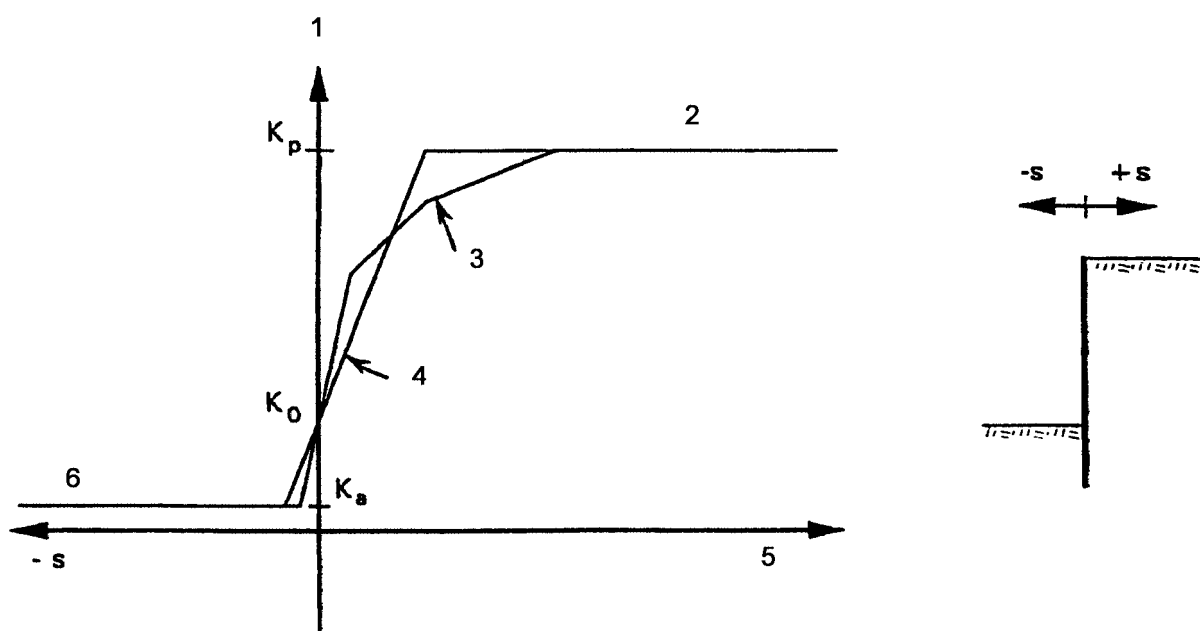
#### Légende

- 1 Coefficient de pression des terres  $K$
- 2 Pression passive des terres
- 3 Déplacement positif du rideau  $s$
- 4 Pression active des terres

**Figure E.1 — Comportement du sol dans un modèle basé sur les pressions limites des terres**

#### E.2.2.2.2 Modèles basés sur les modules de réaction du sol

- (1) Les modèles basés sur les modules de réaction du sol supposent que le sol se comporte comme une série de ressorts indépendants (type Winkler) jusqu'à ce que les pressions limites des terres soient atteintes, voir Figure E.2.
- (2) Des «coupures» sont appliquées aux forces du ressort pour permettre d'obtenir des pressions limites de chaque côté du rideau.
- (3) Les coupures de pressions de terres ne sont pas obtenues par le calcul poutre-ressort, mais par des solutions approchées séparées, voir E.2.2.2.1(4), puis elles sont appliquées dans le calcul poutre-ressort.
- (4) Les modules de réaction du sol exigent une ou plusieurs constantes élastiques (coefficients de réaction du sol) en  $\text{kN/m}^3$ . Pour la détermination de ces paramètres, voir références E.6(1)-(4).
- (5) Les modules de réaction du sol donnent des informations sur les déplacements des palplanches. En général, ces modèles surestiment les déplacements, car l'effet d'arc se produisant dans le sol est ignoré en raison des ressorts indépendants.
- (6) Il existe des programmes informatiques, basés sur ces modèles, qui sont conviviaux, rapides et souvent appropriés au phasage de l'installation avec des rideaux de palplanches à plusieurs niveaux d'appuis.
- (7) Les modèles basés sur le module de réaction du sol ne donnent pas d'informations sur :
  - les tassements et les mouvements du sol environnant ou des structures adjacentes ;
  - la stabilité globale ;
  - le soulèvement de la base.
- (8) Certains modèles ne vérifient pas l'équilibre vertical. Il convient alors de le vérifier séparément.
- (9) Les modèles basés sur le module de réaction du sol ont des difficultés à traiter les risbermes correctement, et certains modèles ne prennent pas en compte de façon appropriée une surcharge non continue.



#### Légende

- 1 Coefficient de pression des terres  $K$
- 2 Pression des terres passive
- 3 Ressort multilinéaire
- 4 Ressort linéaire
- 5 Déplacement positif du rideau  $s$
- 6 Pression des terres active

**Figure E.2 — Comportement du sol dans un modèle basé sur le module de réaction du sol**

#### E.2.2.2.3 Modèles aux éléments finis

(1) Les modèles aux éléments finis supposent que le sol et la structure puissent être décrits au moyen d'un nombre fini d'éléments, chacun possédant les caractéristiques du matériau représenté. Avec les modèles aux éléments finis, un volume de sol et une structure peuvent être modélisés.

NOTE En pratique, on utilise des modèles aux éléments finis plans (à deux dimensions), voir référence E.6(8).

(2) Les modèles aux éléments finis fournissent des informations sur les déplacements du rideau de palplanches ainsi que du niveau du sol, et sont donc particulièrement adaptés aux situations comportant des restrictions de déplacements, par exemple en raison de bâtiments proches.

(3) Les modèles aux éléments finis permettent des analyses de tous les modes de ruine critiques possibles, y compris la stabilité globale et l'influence des écoulements de nappes souterraines, les situations drainées ou non drainées, et les effets de consolidation.

(4) Dans les programmes informatiques faisant appel aux éléments finis, il existe un grand nombre de modèles de matériau. Chaque modèle de matériau exige des paramètres spécifiques. Voici quelques exemples de modèles de matériau :

- élastique linéaire ;
- élastique/parfaitement plastique ;
- modèles plus avancés de matériau avec écrouissage positif ou négatif.

(5) Les modèles aux éléments finis donnent à l'utilisateur une meilleure perception du processus d'interaction sol-structure et d'une ruine globale éventuelle.

(6) Leur capacité à refléter précisément les conditions réelles dépend à la fois de la capacité du modèle constitutif à représenter le comportement réel du sol, et de la conformité avec les conditions imposées aux limites, deux éléments dont il convient de tenir compte dans le calcul.

### E.2.2.3 Modèles structuraux

#### E.2.2.3.1 Modèles de poutres à comportement élastique

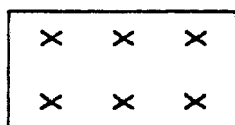
- (1) Les modèles de poutres élastiques supposent un comportement élastique linéaire de la palplanche.
- (2) Les modèles de poutres élastiques fournissent des informations sur la répartition des moments dans le rideau de palplanches élastique ainsi que sur la répartition des déplacements du rideau.

#### E.2.2.3.2 Modèles de poutres à rotules plastiques

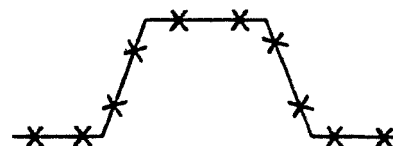
- (1) La palplanche est modélisée par des éléments de poutres assemblés par des rotules plastiques.
- (2) Il existe différentes versions de ces modèles :
  - poutres rigides avec rotules rigides-plastiques : la totalité de la courbure est concentrée au droit des rotules, il se produit uniquement des déformations plastiques ;
  - poutres rigides avec rotules élasto-plastiques : la courbure est concentrée au droit des rotules, mais des déformations élastiques et plastiques peuvent se produire ;
  - poutres élastiques avec rotules rigides-plastiques : courbure élastique de la poutre, mais les déformations plastiques sont concentrées au droit des rotules ;
- (3) L'utilisation de poutres rigides ne peut fournir que des informations insuffisantes sur les déformations. Il convient donc de ne pas utiliser de tels modèles pour les états limites de service.

#### E.2.2.3.3 Modèles de poutres à zones plastiques

- (1) Les modèles de poutres à zones plastiques sont des modèles numériques prenant en compte le comportement élastique-plastique de la poutre.
- (2) La section transversale de la poutre peut être un élément rectangulaire (Mindlin) ou un élément présentant une forme de palplanche réelle, voir Figure E.3.
- (3) La courbe contrainte-déformation utilisée pour la modélisation du comportement élastique-plastique peut être élastique/parfaitement plastique ou élasto-plastique avec écrouissage, voir ENV 1993-1-1.
- (4) La poutre se comporte de façon élastique jusqu'à atteinte de la plasticité dans les fibres extrêmes de la section transversale, ou dans l'un des points d'intégration. Il se forme alors une zone plastique.
- (5) Les modèles de poutres à zones plastiques fournissent des informations sur la répartition des sollicitations et des déformations plastiques correspondantes dans le rideau de palplanches quel que soit l'état.



a) Élément de Mindlin rectangulaire



b) Représentation réaliste de forme de palplanche

#### Légende

x : Exemple d'emplacement de points d'intégration

**Figure E.3 — Exemples de modélisation de sections transversales dans des poutres à zones plastiques**

#### E.2.2.3.4 Éléments finis en général

- (1) Dans un modèle élastique-plastique aux éléments finis, la forme exacte de la palplanche est prise en compte au moyen d'éléments coque. Ce type de modèle conduit à une analyse tridimensionnelle, prenant en compte les phénomènes de voilement local.
- (2) La courbe contrainte-déformation utilisée pour modéliser le comportement élastique-plastique peut être élastique / parfaitement plastique ou élasto-plastique avec écrouissage.

## **E.3 Procédure de calcul par étapes**

### **E.3.1 Généralités**

(1) Le calcul d'un rideau de palplanches en acier peut être basé sur la procédure par étapes suivante :

- a) identification des données de calcul ;
- b) détermination des états limites appropriés ;
- c) détermination des scénarios de ruine pour les états limites ultimes à considérer ;
- d) choix de modèles de sol et de structure appropriés ;
- e) détermination des données de calcul ;
- f) détermination des effets des actions ;
- g) vérification des sections transversales ;
- h) vérification des autres scénarios de ruine ;
- i) vérification aux états limites de service.

(2) Cette procédure est étroitement liée à la procédure donnée en E.4 pour le calcul structural.

(3) La procédure par étapes est décrite ci-après.

### **E.3.2 Identification des données de calcul**

(1) Les données de calcul appropriées comprennent les situations de calcul, les actions et les données géométriques.

(2) La liste des situations de calcul appropriées est donnée en 8.3.3 de l'ENV 1997-1. Il convient d'accorder une attention particulière aux étapes de travaux qui pourraient s'avérer critiques pour les états limites ultimes ou les états limites de service.

(3) Pour les actions et données géométriques appropriées, il convient de se reporter à 8.3.1 et 8.3.2 de l'ENV 1997-1.

### **E.3.3 Détermination des états limites appropriés**

(1) Une vérification aux états limites ultimes est toujours exigée.

(2) En outre, une vérification aux états limites de service est exigée, voir 4.1.

### **E.3.4 Détermination des scénarios de ruine pour les états limites ultimes à considérer**

(1) Un scénario de ruine pour le calcul structural comprend une situation de calcul combinée à des actions, des données géométriques et un mode de ruine approprié.

(2) Pour une liste des scénarios de ruine appropriés à prendre en compte pour les états limites ultimes, il convient de se reporter à 8.2 de l'ENV 1997-1.

(3) Dans les procédures données en E.3.5, l'accent est mis sur le calcul structural de la structure de soutènement à l'état limite ultime conformément à 8.6.6 de l'ENV 1997-1.

### **E.3.5 Choix de modèles de sol et de structure appropriés**

#### **E.3.5.1 Généralités**

(1) Il convient d'effectuer le calcul d'un rideau de palplanches en acier au moyen d'une méthode de calcul appropriée. Une telle méthode fait appel à différents modèles de sol et de structure qui peuvent être combinés. Des combinaisons possibles sont données dans le Tableau E.1.

(2) Un modèle de calcul quelconque peut être choisi, à condition de prendre en compte les restrictions éventuelles et les effets secondaires du modèle ainsi que la nécessité de pouvoir valider les résultats.



### **E.3.5.2 Choix d'un modèle de sol**

#### **E.3.5.2.1 Généralités**

- (1) Pour une subdivision générale des modèles de sol, E.2.2.1(2) s'applique.
- (2) Les différents modèles de sol sont décrits en E.2.2.2.
- (3) Pour le choix d'un modèle de sol, il convient de prendre en compte 2.4 de l'ENV 1997-1.
- (4) Pour le choix d'un modèle de sol, il convient de prendre en compte les données de sol disponibles.
- (5) Il convient qu'un modèle de sol puisse décrire le comportement du sol pour l'état limite approprié.
- (6) Dans la mesure du possible, il convient que le choix d'un modèle de sol soit basé sur une expérience comparable.

#### **E.3.5.2.2 Pressions des terres limites**

- (1) Des modèles de pressions des terres limites peuvent être utilisés si les déplacements du rideau et du terrain adjacent ne sont pas critiques.
- (2) Des pressions des terres limites peuvent également être utilisées pour le calcul des rideaux de palplanches comportant ou ne comportant pas des niveaux de support (appuis).
- (3) La présence d'ancrages ou de butons provoque un renfort local de l'écran de soutènement, entraînant des concentrations de pressions des terres à proximité immédiate de ces emplacements. Il convient de prendre en compte cette redistribution des pressions des terres dans la détermination des forces d'ancrage ou des forces de butonnage, au moyen d'une répartition appropriée des pressions des terres.

#### **E.3.5.2.3 Modèles de réaction du sol**

- (1) Des modèles basés sur le module de réaction du sol peuvent être utilisés dans les situations suivantes :
  - si des informations sur les déplacements du rideau sont nécessaires, par exemple pour les états limites de service, voir 8.7 de l'ENV 1997-1 ;
  - si des phasages de construction sont importants.
- (2) Si les déplacements calculés du rideau semblent être critiques, il est alors nécessaire d'effectuer une étude plus détaillée, par exemple au moyen d'un modèle aux éléments finis.

#### **E.3.5.2.4 Modèles de sol aux éléments finis**

- (1) Des modèles de sol aux éléments finis peuvent être utiles dans les situations suivantes :
  - si une étude plus détaillée des déplacements du rideau ou du niveau du sol est exigée (conformément à 8.7.2 de l'ENV 1997-1) ;
  - si une étude plus détaillée des structures adjacentes est exigée ;
  - si une étude plus détaillée avec une géométrie plus détaillée est exigée (par exemple dans le cas de pentes situées en avant ou en arrière du rideau) ;
  - si les infiltrations d'eau peuvent avoir une influence majeure sur le calcul ;
  - si des structures associées doivent être prises en compte.

### **E.3.5.3 Choix d'un modèle structural**

#### **E.3.5.3.1 Généralités**

- (1) Une subdivision générale des modèles structuraux est donnée en E.2.2.1(3).
- (2) Les différents modèles structuraux sont expliqués en E.2.2.3.
- (3) Lors du choix d'un modèle structural, il convient de se reporter à E.4.2 pour la détermination de la classe de section transversale exigée, et à E.4.4 en ce qui concerne les différentes possibilités de traiter son comportement en rotation.

- (4) Lors du choix d'un modèle structural, il convient de prendre des précautions pour que le modèle décrive le comportement de la structure à l'état limite à analyser.
- (5) Il convient de calculer les sollicitations s'exerçant dans un modèle de poutre par rapport à l'axe neutre de la section transversale brute du rideau.
- (6) Sauf lorsqu'on utilise un modèle structural totalement numérique, il convient de choisir avec soin un modèle de poutre pour les sections transversales de classe 4, en raison des effets du voilement local dans le domaine élastique.
- (7) Si l'on utilise un modèle de poutre permettant une redistribution du moment plastique, entraînant des rotations plastiques dans les zones plastiques ou dans les rotules plastiques de la poutre, la redistribution des pressions des terres provoquée par ces déformations peut être prise en compte en combinaison avec un modèle de sol approprié.

#### **E.3.5.3.2** *Modèles de poutres élastiques*

- (1) Des modèles de poutres élastiques peuvent être utilisés pour les calculs des déplacements aux états limites de service, si l'on prévoit un comportement élastique de la palplanche.
- (2) Pour les calculs aux états limites ultimes, des modèles de poutres élastiques peuvent être utilisés dans les situations suivantes :
- pour les sections transversales de classe 4 en prenant en compte les caractéristiques de section transversale efficaces ;
  - pour les sections transversales de classe 3 jusqu'au moment résistant élastique ;
  - pour les sections transversales de classe 2 jusqu'au moment résistant plastique total ;
  - pour les sections transversales de classe 1 jusqu'au moment résistant plastique total, mais sans redistribution des moments.

#### **E.3.5.3.3** *Modèles de poutres comportant des rotules plastiques*

- (1) Des modèles de poutres comportant des rotules plastiques peuvent être utilisés dans les situations suivantes :
- pour les sections transversales de classe 1 ;
  - pour les sections transversales de classe 2 jusqu'au moment résistant plastique total, mais sans redistribution des moments.

#### **E.3.5.3.4** *Modèles de poutres comportant des zones plastiques*

- (1) Des modèles de poutres comportant des zones plastiques peuvent être utilisés dans les situations suivantes :
- pour les calculs des déplacements aux états limites de service conformément à 8.7.2 de l'ENV 1997-1 si l'on prévoit un comportement élastique de la palplanche ;
  - pour les sections transversales de classe 4 aux états limites de service et aux états limites ultimes en prenant en compte les caractéristiques de section transversale efficaces ;
  - pour les sections transversales de classe 3 aux états limites de service et aux états limites ultimes jusqu'au moment résistant élastique ;
  - pour les sections transversales de classe 2 aux états limites de service et aux états limites ultimes jusqu'au moment résistant plastique ;
  - pour les sections transversales de classe 1 aux états limites de service et aux états limites ultimes jusqu'au moment résistant plastique, avec redistribution du moment plastique.

#### **E.3.5.3.5** *Modèles structuraux élastiques-plastiques aux éléments finis*

- (1) À condition que les discrétisations ainsi que les imperfections soient introduites correctement, ces modèles permettent une simulation du comportement réaliste des palplanches, prenant en compte le voilement local, les problèmes d'introduction des charges, etc.
- (2) Ils ne sont pas recommandés pour le dimensionnement.

### E.3.6 Détermination des données de calcul

- (1) Cette étape comprend la détermination des valeurs de calcul des caractéristiques du sol, des actions et de la géométrie.
- (2) Il convient de déterminer les caractéristiques du sol appropriées conformément à la section 3 de l'ENV 1997-1.
- (3) Il convient que les propriétés caractéristiques du sol soient compatibles avec le modèle de sol qui est choisi en E.3.5.2.
- (4) Il convient de déterminer les valeurs de calcul des caractéristiques du sol aux états limites ultimes et aux états limites de service conformément à 2.4 de l'ENV 1997-1.
- (5) Il convient de calculer les paramètres de sol dépendant de  $c$  et de  $\phi$  au moyen des valeurs de calcul  $c_d$  et  $\phi_d$  pour la vérification aux états limites ultimes.
- (6) Pour les états limites ultimes, il convient de prendre en compte les éléments de sécurité supplémentaires concernant la profondeur d'excavation à toutes les étapes de la construction, conformément à 8.3.2.1(2) de l'ENV 1997-1.
- (7) Pour les états limites de service, il est inutile de prendre en compte ces éléments de sécurité supplémentaires concernant la profondeur d'excavation.
- (8) Il convient de déterminer les pressions hydrostatiques de calcul conformément à 8.5.6 de l'ENV 1997-1.
- (9) Les données de départ nécessaires pour les modèles structuraux ainsi que des indications sur la prise en compte des ancrages sont fournies dans le Tableau E.3. Pour le choix des caractéristiques des profils, se reporter à E.4.3.

### E.3.7 Détermination des effets des actions

- (1) Cette étape comprend la détermination de la hauteur du rideau et des effets des actions aux états limites ultimes.
- (2) Une estimation initiale de la fiche minimale du rideau peut être obtenue à partir d'un modèle de calcul basé sur les pressions limites des terres et une poutre rigide.
- (3) Pour l'optimisation du calcul, des modèles basés sur le module de réaction du sol peuvent être utilisés, à condition que cela ne résulte pas en un rideau d'une fiche inférieure à la fiche du rideau calculée selon (2). La fiche du rideau peut être supérieure afin d'optimiser la répartition des moments dans la palplanche.
- (4) Pour l'optimisation de la fiche du rideau, des modèles de calcul prenant en compte la plasticité du sol et la plasticité de la palplanche peuvent être utilisés.
- (5) Il convient d'utiliser les actions et la géométrie déterminées conformément à E.3.6 ainsi que la fiche du rideau déterminée conformément à E.3.7.
- (6) Pour chaque paramètre et critère de calcul de la structure, il convient de prendre en compte l'ensemble approprié de sollicitations.

NOTE Il convient que l'ensemble tel que  $N_{Sd}$ ,  $V_{Sd}$  et  $M_{Sd}$  comporte des valeurs cohérentes ou présentant une marge de sécurité.

### E.3.8 Vérification de la section transversale

- (1) Il convient de vérifier conformément à E.4.4 la section transversale de la palplanche choisie pour déterminer les effets des actions selon E.3.6.

### E.3.9 Vérification des autres scénarios de ruine

- (1) Il convient de déterminer conformément à 8.2 et 8.6.1 de l'ENV 1997-1 les autres modes de ruine possibles déterminés en E.3.3 et E.3.4.

### E.3.10 Vérification des états limites de service

- (1) Le cas échéant, il convient de vérifier les états limites de service conformément à 4.2 et E.4.5.
- (2) Il convient de déterminer les exigences de déplacements conformément à 8.7 de l'ENV 1997-1 et à l'annexe C du présent document.
- (3) Pour les aspects structuraux particuliers à prendre en compte aux états limites de service, se reporter à E.4.6.

## E.4 Aspects structuraux

### E.4.1 Généralités

- (1) Dans le paragraphe suivant, une procédure par étapes est donnée pour les aspects structuraux du calcul d'un rideau de palplanches :
  - a) détermination de la classe de section transversale exigée ;
  - b) détermination des valeurs de calcul pour les propriétés des palplanches (choix de la section transversale)
  - c) vérification de la résistance de la palplanche choisie au moment fléchissant, à l'effort tranchant et à l'effort axial, ainsi qu'aux combinaisons de ces forces ;
  - d) vérification de l'état limite de service.
- (2) Il convient d'utiliser ces étapes de calcul structural avec la procédure par étapes décrite en E.3, en prenant en compte la méthode de calcul choisie.

### E.4.2 Classification des sections transversales

- (1) Il convient de choisir la classe de section transversale exigée en fonction du modèle de calcul, voir Tableau E.2.

**Tableau E.2 — Classe de section transversale exigée**

Modèle de calcul structural	Classe 1	Classe 2	Classe 3	Classe 4
Poutre : élastique	✓	✓	✓	(✓) <sup>3</sup>
Poutre : rotule plastique	✓	(✓) <sup>1</sup>	(✓) <sup>2</sup>	(✓) <sup>3</sup>
Poutre : zone plastique	✓	(✓) <sup>1</sup>	(✓) <sup>2</sup>	(✓) <sup>3</sup>
EF : élastique-plastique	✓	(✓) <sup>1</sup>	(✓) <sup>2</sup>	(✓) <sup>3</sup>
<b>Légende :</b> ✓ Combinaison possible sans restriction. (✓) <sup>1</sup> Combinaison possible, mais aucune rotation plastique n'est autorisée. (✓) <sup>2</sup> Combinaison possible, mais seule une répartition élastique des contraintes sur la section transversale est autorisée (plastification uniquement dans les fibres extrêmes de la section transversale). (✓) <sup>3</sup> Le voilement local peut affecter la résistance de section transversale, voir annexe A du présent document.				

- (2) La classe réelle de la section transversale d'une palplanche fléchie peut être déterminée par le rapport  $b/t_f$  de l'ailé de la section transversale conformément au Tableau 5.1. D'autres méthodes permettant le calcul plastique des palplanches en acier sont données dans E.4.4.
- (3) Le rapport réel  $b/t_f$  d'une section transversale peut être inférieur à l'élancement exigé, mais il convient qu'il ne soit pas supérieur.
- (4) Dans la présente annexe, seules les sections transversales de classes 1, 2 et 3 sont prises en compte. Pour les sections transversales de classe 4, voir annexe A.

### E.4.3 Choix des caractéristiques des palplanches pour la détermination des effets des actions

- (1) Pour le calcul initial, une estimation élevée de la rigidité peut être choisie. Comme alternative, la palplanche peut être choisie initialement sur la base de l'expérience.
- (2) Les données structurales de départ nécessaires à la détermination des sollicitations s'exerçant dans les palplanches sont données dans le Tableau E.3, en prenant en compte la méthode d'analyse choisie pour la structure.

**Tableau E.3 — Données structurales de départ possibles**

	Modèle de calcul structural	Poutre : élastique	Poutre : rotule plastique <sup>3)</sup>	Poutre : zone plastique	EF : élastique-plastique
Palplanche	$E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	x	(x)	x	x
	$\nu$	x	(x)	x	x
	$I$ [cm <sup>4</sup> /m]	x	(x)	x	
	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]			x <sup>2)</sup>	x
	$M_{pl}$ [kNm/m], ( $V_{pl}$ [kN/m])		x	x	
	Géométrie de section transversale			x <sup>2)</sup>	x
	Courbe contraintes-déformation			(x) <sup>1)</sup>	(x) <sup>1)</sup>
Ancrage ou butons	Rigide	x	x	x	x
	Élastique	x	(x)	x	x
	Élastique-plastique		(x)	x	x
	Rigide-plastique		x		
<p>1) Pour un comportement contrainte-déformation réel au lieu d'un comportement élastique parfaitement plastique.</p> <p>2) La spécification des données géométriques de section transversale et de la limite d'élasticité au lieu de <math>I</math>, <math>M_{pl}</math> et <math>V_{pl}</math> est possible.</p> <p>3) Dans cette colonne, le symbole (x) indique une poutre élastique comportant des rotules plastiques, alors que le symbole x indique une poutre rigide comportant des rotules plastiques.</p>					

- (3) Pour les ensembles de palplanches constituées de palplanches en U, il convient de déterminer la rigidité de flexion conformément à 4.4. Il convient de déterminer la résistance de section transversale conformément à 5.2.2.
- (4) Lors du choix d'une palplanche, il convient d'accorder une attention particulière à son aptitude au fonçage.

## E.4.4 Vérification de section transversale

### E.4.4.1 Généralités

- (1) Il convient que les valeurs de calcul des effets des actions calculées au moyen de la procédure par étapes décrite en E.3 n'excèdent pas la résistance de calcul de la section transversale.
- (2) Il convient de déterminer la résistance de calcul conformément à 5.2, en prenant en compte les exigences pour le modèle de calcul structural choisi données dans le Tableau E.3.
- (3) Si l'ouvrage en palplanches est soumis à une flexion transversale provoquée par la pression hydrostatique différentielle, il convient de prendre en compte les effets de la pression hydrostatique au moyen des indications de 5.2.4.
- (4) Il convient de déterminer conformément à 6.4.3 la résistance de la section transversale à l'introduction d'un effort d'ancrage dans l'aile de la palplanche via une plaque d'appui, ou d'un effort d'ancrage ou de butonnage dans les âmes de la palplanche via une lierne.
- (5) Si les caractéristiques de section transversale choisies pour la détermination des sollicitations ne satisfont pas les critères donnés de (1) à (4), il convient de choisir un nouveau profil (ou une autre nuance d'acier) et de répéter la procédure de calcul.
- (6) La résistance plastique peut être utilisée pour les sections transversales de classe 1 et de classe 2.
- (7) Si aucune redistribution des moments, et donc aucune rotation plastique, n'est prise en compte pour les profils de classe 1 ou 2, la détermination des effets des actions pour la vérification de la section transversale peut être effectuée au moyen d'un modèle de poutre élastique.
- (8) Si une redistribution des moments, et donc une rotation plastique, est prise en compte dans un calcul, il convient de satisfaire les considérations de calcul suivantes :
  - il convient de n'utiliser que des sections transversales de classe 1 ou de classe 2 en combinaison avec une vérification de rotation conformément à E.4.4.2 ;
  - il convient d'effectuer la vérification des sections transversales au moyen d'un modèle de poutre tenant compte de la rotation plastique (par exemple modèle de poutre à zone plastique ou à rotule plastique).

### E.4.4.2 Vérification des sections transversales de classe 1 et de classe 2

- (1) La classification d'une section transversale peut être effectuée au moyen de rapports  $b/t_f$  selon l'une des procédures suivantes :
  - classification selon le Tableau 5.1 : rapports  $b/t_f$  déterminés pour le moment résistant plastique total ;
  - classification selon le Tableau E.4 dans lequel les rapports  $b/t_f$  sont donnés pour 85 % à 100 % du moment résistant plastique total, par paliers de 5 %.
- (2) Si l'on utilise une classification incluant un niveau du moment résistant plastique total réduit au moyen d'un coefficient réducteur  $\rho_c = 0,85$  à  $0,95$  pour déterminer une section transversale de classe 1 ou de classe 2, il convient alors de déterminer la résistance de calcul de la section transversale avec une limite d'élasticité réduite  $f_{y,red} = \rho_c f_y$ .

**Tableau E.4 — Classification des sections transversales fléchies avec un niveau réduit  $M_{pl,Rd}$**

Type de palplanche	Niveau de $M_{pl,Rd}$	100 %	95 %	90 %	85 %
	Coefficient. réducteur $\rho_c$	1,0	0,95	0,90	0,85
en U	Classe 1 ou 2	$\frac{b/t_f}{\varepsilon} \leq [37]$	$\frac{b/t_f}{\varepsilon} \leq [40]$	$\frac{b/t_f}{\varepsilon} \leq [46]$	$\frac{b/t_f}{\varepsilon} \leq [49]$
en Z	Classe 1 ou 2	$\frac{b/t_f}{\varepsilon} \leq [45]$	$\frac{b/t_f}{\varepsilon} \leq [50]$	$\frac{b/t_f}{\varepsilon} \leq [60]$	$\frac{b/t_f}{\varepsilon} \leq [66]$

(3) On peut effectuer un calcul plastique comportant une redistribution des moments au moyen de sections transversales de classe 1 ou 2, à condition que l'on puisse démontrer que :

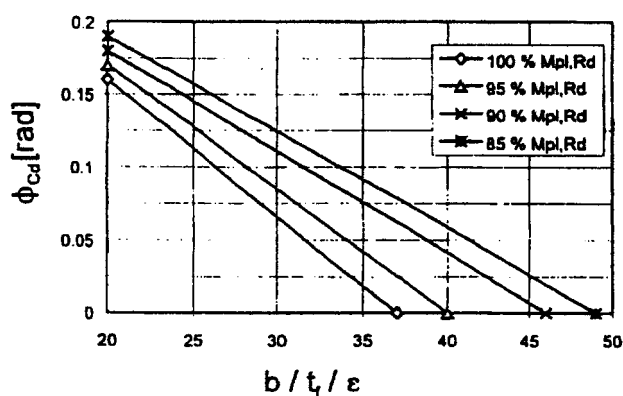
$$\Phi_{Cd} \geq \Phi_{Ed} \quad \dots (E.1)$$

où :

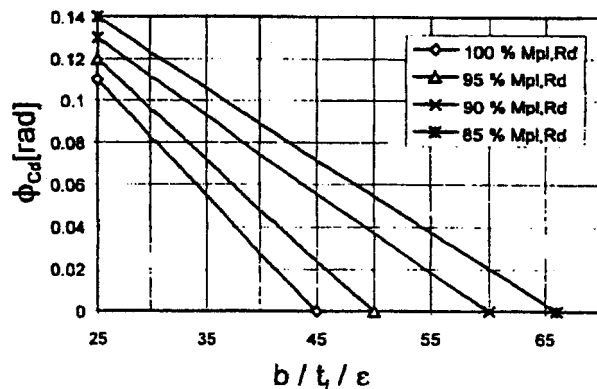
$\Phi_{Cd}$  est l'angle de rotation plastique de calcul procuré par la section transversale, voir Figures E.4 et E.5 ;

$\Phi_{Ed}$  est l'exigence d'angle de rotation de calcul maximum du cas de calcul réel.

(4) Les angles de rotation plastique de calcul  $\Phi_{Cd}$  sont donnés dans la Figure E.4 pour différents niveaux de  $M_{pl,Rd}$ , en fonction des rapports  $b/t_f/\epsilon$  de la section transversale. Ces diagrammes sont basés sur les résultats d'essais de flexion effectués sur des palplanches en acier, voir Figure E.5.



a) Palplanches en U



b) Palplanches en Z

Figure E.4 — Angle de rotation plastique  $\Phi_{Cd}$  procuré par la section transversale selon différents niveaux de  $M_{pl,Rd}$

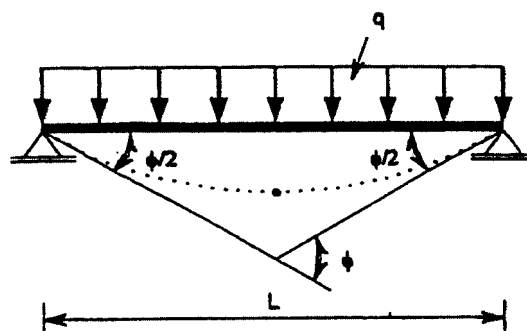
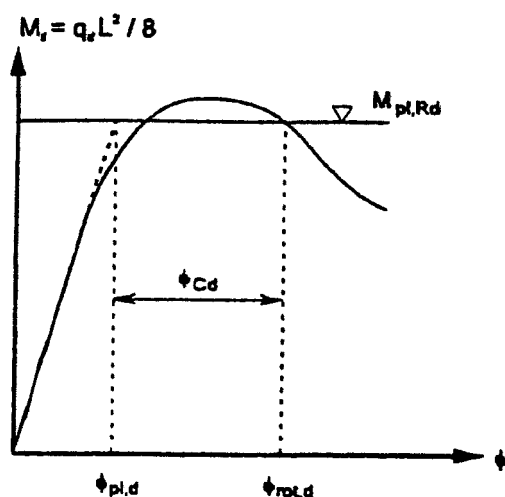


Figure E.5 — Définition de l'angle de rotation plastique  $\Phi_{Cd}$

(5) L'exigence d'angle de rotation de calcul  $\Phi_{Ed}$  du cas de calcul réel peut être déterminée selon l'une des procédures suivantes :

a) pour les modèles à rotule plastique :

$\Phi_{Cd}$  est l'angle de rotation maximum au droit de toute rotule plastique ;

b) comme alternative, pour les modèles à rotule plastique et pour les modèles à zone plastique :

$$\Phi_{Cd} = \Phi_{rot,d} - \Phi_{pl,d} \quad \dots (E.2)$$

où :

$\Phi_{rot,d}$  est l'angle de calcul à l'état limite ultime, mesuré aux points de moment zéro (voir Figure E.6) ;

$\Phi_{pl,d}$  est l'angle de rotation élastique de calcul, déterminé pour le moment résistant plastique de calcul  $M_{pl,Rd}$ .

NOTE Comme procédure simplifiée,  $\Phi_{pl,d}$  peut être déterminé de la façon suivante :

$$\Phi_{pl,d} = \frac{2 M_{pl,Rd} L}{3 \beta_D (EI)} \quad \dots (E.3)$$

où :

$L$  est la distance entre les points de moment nul à l'état limite ultime, voir Figure E.6 ;

$EI$  est la rigidité de flexion élastique de la palplanche ;

$\beta_D$  est le coefficient défini en 4.4(3).

c) pour des modèles à rotule plastique ou à zone plastique, au moyen de rotations déterminées en utilisant les déplacements calculés du rideau selon la Figure E.7 :

$$\Phi_{Ed} = \Phi_{rot,d} - \Phi_{pl,d} \quad \dots (E.4)$$

avec :

$$\Phi_{rot,d} = \frac{w_2 - w_1}{L_1} + \frac{w_2 - w_3}{L_2} \quad \dots (E.5)$$

$$\Phi_{pl,d} = \frac{5 M_{pl,Rd} L}{12 \beta_D (EI)} \quad \dots (E.6)$$

NOTE Si le programme de calcul utilisé pour le dimensionnement permet le déchargement de la palplanche après le processus de calcul afin d'obtenir la déformation plastique,  $\Phi_{Ed}$  peut être déterminé par cette opération et la détermination de la déformation plastique restante est directe.



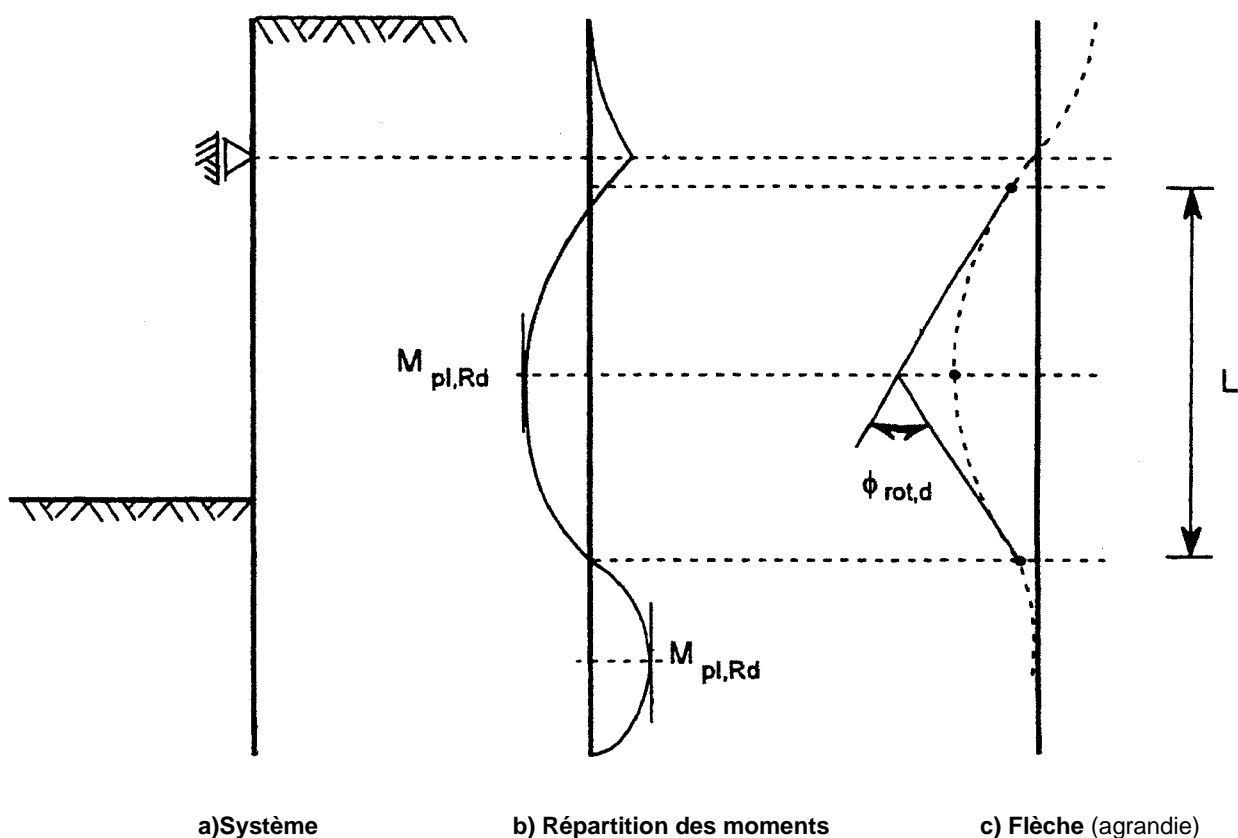


Figure E.6 — Exemple de la détermination de l'angle de rotation total  $\phi_{rot,d}$

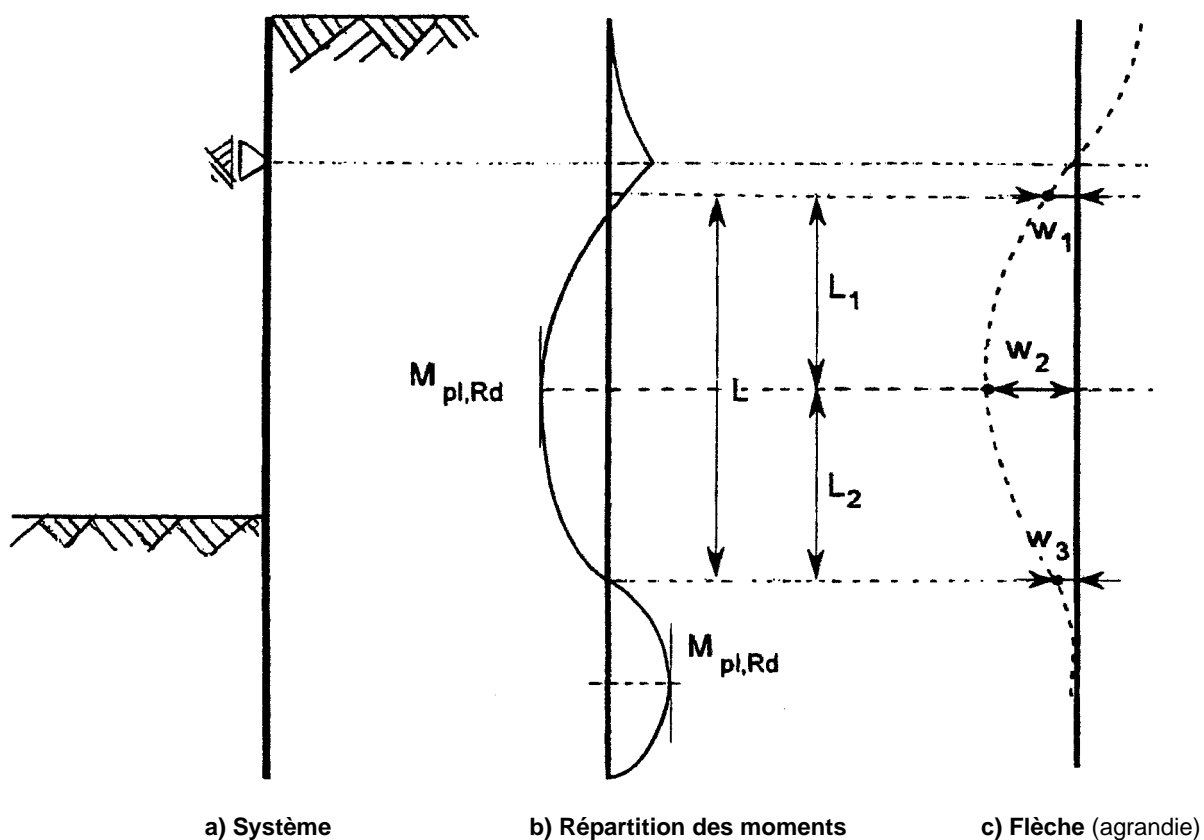


Figure E.7 — Notation pour la détermination de l'angle de rotation total  $\phi_{rot,d}$  à partir des déplacements

### E.4.5 État limite de service

(1) Dans le cas de palplanches en U, il convient de prendre en compte conformément à 4.4 un éventuel manque de transmission de l'effort de cisaillement dans les serrures.

## E.5 Sections transversales efficaces pour les palplanches fléchies

(1) Il convient de déterminer les propriétés de section transversale géométriques de palplanches fléchies ( $I$ ,  $W_{pl}$  et  $W_{el}$ ) utilisées dans les sections 4 et 5, pour un rideau continu.

(2) Les coefficients  $\beta_D$  et  $\beta_B$  prennent en compte la réduction éventuelle des moments d'inertie de flexion et des modules de résistance respectivement, provoquée par un manque de transmission de l'effort de cisaillement dans les serrures.

(3) Pour les palplanches en Z selon le Tableau 1.2 les coefficients  $\beta_D = 1,0$  et  $\beta_B = 1,0$ . Pour les palplanches en U selon le Tableau 1.2 les coefficients  $\beta_D \leq [1,0]$  et  $\beta_B \leq [1,0]$ .

(4) Des indications sur la détermination des valeurs de  $\beta$  pour les palplanches en U sont données selon (5) à (14). Ces indications montrent comment les divers paramètres influençant le degré de transmission de l'effort de cisaillement peuvent être pris en compte pour la détermination de  $\beta_D$  et  $\beta_B$ .

(5) Le facteur  $\beta_D$  est déterminé au moyen de l'expression :

$$\beta_D = \beta_{D,0} + \sum_{i=1}^6 \Delta\beta_{D,i} \leq [1,0] \quad \dots (E.7)$$

et  $\beta_B$  est obtenu de façon similaire au moyen de l'expression :

$$\beta_B = \beta_{B,0} + \sum_{i=1}^6 \Delta\beta_{B,i} \leq [1,0] \quad \dots (E.8)$$

en appliquant la sommation uniquement sur ceux des six effets pour lesquels les critères sont satisfaits.

(6) Il convient de déterminer les valeurs de base  $\beta_{D,0}$  et  $\beta_{B,0}$  pour les palplanches nues utilisées avec porte-à-faux, ne retenant que de l'eau, sans présence de terres.

(7) Le Tableau E.5 donne les incréments  $\Delta\beta_{D,i}$  et  $\Delta\beta_{B,i}$  générés par les différents effets à prendre en compte dans le calcul.

(8) Il convient de fixer les valeurs numériques données dans le Tableau E.5 sur la base de l'expérience locale.

(9) La ligne 1 du Tableau E.5 prend en compte les effets des particules de sol enfoncées dans les vides des serrures, augmentant ainsi le frottement. Il convient que les palplanches, lors de leur mise en place, soient totalement foncées à travers ces couches de sol.

(10) La ligne 2 prend en compte la résistance au cisaillement du sol situé derrière le rideau, s'opposant à l'apparition d'une flexion oblique des palplanches doubles.

(11) La ligne 3 prend en compte le maintien procuré par la lierne.

(12) La ligne 4 prend en compte la rigidité supérieure du soudage (même s'il est discontinu) par rapport au pinçage.

(13) La ligne 5 prend en compte les divers effets éventuels pouvant résulter de l'intervention humaine dans les serrures à réaliser sur chantier :

— lubrification destinée à réduire le frottement ;

— empêchement des déplacements relatifs dans l'enclenchement par fixation des deux éléments suivants au moins :

- la tête, par soudage ou par poutre de couronnement ;
- le pied, par fonçage dans une couche de sol très rigide.

(14) La ligne 6 prend en compte l'effet du système de fonçage utilisé pour la mise en œuvre des palplanches. En fonction de l'expérience locale, il pourrait s'avérer utile d'ajouter à cette rangée la méthode de fonçage utilisée : installation par panneaux, par éléments simples, etc.

(15) Les plages de valeurs  $\beta_D$  et  $\beta_B$  pour les palplanches simples, les palplanches doubles et les palplanches triples sont données dans le Tableau E.6.

**Tableau E.5 — Influences sur les valeurs  $\beta_D$  et  $\beta_B$**

Rangée	Effet	Critère	Palplanche simple		Palplanche double	
			$\Delta\beta_{D,i}$	$\Delta\beta_{B,i}$	$\Delta\beta_{D,i}$	$\Delta\beta_{B,i}$
1	Terre dans la serrure	> = sable de densité moyenne granulométrie, densité et répartition	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]
		>= argile raide	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]
2	Résistance cisaillement-sol (flexion oblique)	>= sable de densité moyenne rigidité du sol et résistance au cisaillement	0,0	0,0	[ ]	[ ]
		>= argile raide	0,0	0,0	[ ]	[ ]
3	Niveaux d'appuis	0	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]
		1	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]
		> = 2	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]
4	Fixation des serrures	Soudage	0,0	0,0	[ ]	[ ]
		Pinçage	0,0	0,0	0,0	0,0
5	Serrure assemblée sur chantier	Lubrification	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]
		Soudage ou couronnement en tête, et pied encastré	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]
6	Mise en œuvre	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]
NOTE À la discrétion des autorités nationales compétentes, les valeurs [ ] peuvent être données dans le DAN (Document d'Application Nationale).						

**Tableau E.6 — Plages de valeurs de  $\beta_D$  et  $\beta_B$**

Catégorie	Élément mis en œuvre	$\beta_D$	$\beta_B$
1	Palplanche simple	[0,35] à [0,80]	[0,55] à [1,0]
2	Palplanche double	[0,7] à [1,0]	[0,8] à [1,0]
3	Palplanche triple	[1,0]	[1,0]

## E.6 Références

- (1) K. Terzaghi : Evaluation of coefficients of subgrade reaction, *Geotechnique*, Vol. 5, no. 4, 1955, pp. 297-326.
- (2) CUR 166 : Damwandconstructies, Publication 166, CUR, Gouda, Pays-Bas, 1994.
- (3) DIN 4085-100 : Baugrund, Berechnung des Erddrucks, German Standard, Beuth Verlag, Berlin, Allemagne, 1996.
- (4) A. Dhouib : Méthode des coefficients de réaction appliquée en France pour les calculs de soutènements : influence de la variation des paramètres. *Revue Française de Géotechnique*, 72, 1995.
- (5) R.B. Peck : Deep excavation and tunneling in soft ground, *Proceedings of the 7<sup>th</sup> int. conference on soil mechanics and foundation engineering*, Mexico, Vol. 3, 1969, pp. 147-150 et pp. 311-375.
- (6) Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT) : Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben (EAB), 1996.
- (7) H. Blum : Einspannungsverhältnisse bei Bohlwerken, Berlin, 1931.
- (8) CUR 178 : Achtergronden bij numrieke modellering van geotechnische constructies, deel 1. CUR, Gouda, Pays-Bas, 1995.
- (9) J. Brinch Hansen : Earth pressure calculation, Danish Technical Press, Copenhagen, 1953.
- (10) V.V. Sokolovski : Statics of soil media, Butterworth, 1960.
- (11) W.F. Chen : Limit analysis and soil plasticity, *Developments in Geotechnical Engineering*, Vol. 7, Elsevier, 1975.
- (12) A. Caquot ; J. Kérisel : Tables for the calculation of passive pressure and bearing capacity of foundations, Paris, Gauthier-Villars, 1948.
- C.A. Coulomb : Essai sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture, *Mémoires de Mathématiques et de Physique présentés à l'Académie Royale des Sciences*, Paris, 1773, Vol. 7, pp. 343-382.

## **Annexe F**

[informative]

### **Recommandations concernant les taux de corrosion**

#### **F.1 Généralités**

(1) La présente annexe donne des indications sur la perte d'épaisseur des pieux en acier et des palplanches en acier provoquée par la corrosion.

#### **F.2 Pieux**

(1) Sauf spécification différente, pour les états limites ultimes et de service, il convient de prendre la perte d'épaisseur (en millimètres) provoquée par la corrosion des pieux sur la face en contact avec le sol, avec ou sans nappe phréatique, dans le Tableau F.1 et pour les pieux situés dans l'eau dans le Tableau F.2, en fonction de la durée de vie de calcul exigée pour la construction.

(2) La perte d'épaisseur provoquée par la corrosion atmosphérique peut être prise égale à [0,01] mm par an en atmosphères normales, et à [0,02] mm par an dans les emplacements proches de la mer.

#### **F.3 Palplanches**

(1) Sauf spécification différente, il convient de prendre la perte d'épaisseur pour les parties de rideaux de palplanches en contact avec le sol, avec ou sans nappe phréatique, dans le Tableau F.1, en fonction de la durée de vie de calcul exigée pour la construction. Lorsque des palplanches se trouvent en contact avec le sol sur leurs deux faces, les taux de corrosion s'appliquent sur chaque face.

(2) Sauf spécification différente, il convient de prendre la perte d'épaisseur pour les parties non protégées de rideaux de palplanches en contact avec de l'eau de rivière ou de mer, dans le Tableau F.2, en fonction de la durée de vie de calcul exigée pour la construction.

(3) La perte d'épaisseur provoquée par la corrosion atmosphérique peut être prise égale à [0,01] mm par an en atmosphères normales, et à [0,02] mm par an dans les emplacements proches de la mer.

NOTE Les effets suivants exercent une influence importante sur les taux de corrosion donnés dans les Tableaux F.1 et F.2 :

- le fait pour la structure de se situer au-dessus ou au-dessous du niveau de la nappe phréatique ;
- la variation du niveau de la nappe phréatique ;
- la présence d'oxygène.

**Tableau F.1 — Perte d'épaisseur [mm] provoquée par la corrosion pour les pieux et palplanches mis en place dans les sols, avec ou sans nappe phréatique**

Durée de vie de calcul exigée	5 ans	25 ans	50 ans	75 ans	100 ans
Sols naturels intacts (sable, limon, argile, schiste, ...)	0,00	0,30	0,60	0,90	1,20
Sols naturels pollués et terrains industriels	0,15	0,75	1,50	2,25	3,00
Sols naturels agressifs (marais, marécages, tourbe, ...)	0,20	1,00	1,75	2,50	3,25
Remblais non compactés et non agressifs (argile, schiste, sable, limon, ...)	0,18	0,70	1,20	1,70	2,20
Remblais non compactés et agressifs (cendres, scories, ...)	0,50	2,00	3,25	4,50	5,75
<p>NOTES :</p> <p>1) Les taux de corrosion dans les remblais compactés sont inférieurs à ceux observés dans les remblais non compactés. Dans les remblais compactés, il convient de diviser par deux les chiffres du tableau.</p> <p>2) Ces valeurs sont données uniquement à titre indicatif. Il convient d'étudier les conditions locales car elles peuvent affecter le régime de corrosion réel, qui peut être supérieur ou inférieur à la valeur moyenne donnée dans le tableau.</p> <p>3) Les valeurs données pour 5 ans et 25 ans sont basées sur des mesures, tandis que les autres valeurs sont extrapolées.</p>					

**Tableau F.2 — Perte d'épaisseur [mm] provoquée par la corrosion pour les pieux et palplanches mis en place dans l'eau douce ou dans l'eau de mer**

Durée de vie de calcul exigée	5 ans	25 ans	50 ans	75 ans	100 ans
Eau douce ordinaire (rivière, canal navigable, ...) dans la zone d'attaque élevée (ligne d'eau)	0,15	0,55	0,90	1,15	1,40
Eau douce très polluée (égouts, effluent industriel, ...) dans la zone d'attaque élevée (ligne d'eau)	0,30	1,30	2,30	3,30	4,30
Eau de mer sous climat tempéré dans la zone d'attaque élevée (basses eaux et zones de clapotis)	0,55	1,90	3,75	5,60	7,50
Eau de mer sous climat tempéré dans la zone d'immersion permanente ou dans la zone de marnage	0,25	0,90	1,75	2,60	3,50
<p>NOTES :</p> <p>1) Le régime de corrosion le plus élevé se trouve habituellement au niveau de la zone de clapotis ou à l'emplacement du niveau des eaux à marée basse. Cependant, dans la plupart des cas, les contraintes les plus élevées se situent dans la zone d'immersion permanente, voir Figure 2.1.</p> <p>2) Ces valeurs sont données uniquement à titre d'indication. Il convient d'étudier les conditions locales car elles peuvent affecter le régime de corrosion réel, qui peut être supérieur ou inférieur à la valeur moyenne donnée dans le tableau.</p> <p>3) Les valeurs données pour 5 ans et 25 ans sont basées sur des mesures, tandis que les autres valeurs sont extrapolées.</p>					

## Annexe G

### [informative]

### Aspects particuliers des rideaux mixtes

#### G.1 Aspects géotechniques

(1) La présente section donne des indications sur certains aspects géotechniques particuliers du calcul des rideaux mixtes. Il convient de se reporter à 5.5 en ce qui concerne les dispositions générales.

(2) Les éléments secondaires peuvent être plus courts que les éléments principaux, car ils ne sont pas exigés au-delà du point de pression nulle. Selon le type de sol, il convient d'ajouter une longueur supplémentaire de 1,5 à 2,5 m aux éléments secondaires au-delà de ce point.

NOTE il convient d'éviter la circulation d'eau sous le pied les éléments secondaires raccourcis, dans le cas de forte pression hydrostatique différentielle ou s'il existe un risque de renard.

(3) Même en l'absence d'éléments secondaires, les pressions des terres passives peuvent être considérées comme agissant sur un rideau de soutènement continu en raison des effets d'arc, à condition que les deux conditions suivantes soient vérifiées :

- l'espacement entre les éléments principaux est inférieur à [1,8] m dans le sable de densité moyenne ;
- la profondeur de pénétration n'est pas inférieure à [3] m.

NOTE Une approche offrant davantage de fiabilité pour l'obtention d'une prise en compte appropriée d'une répartition constante de la pression des terres passive (rideau continu) consiste à calculer l'espacement limite entre les éléments principaux à partir du rapport  $F_p/e_p$ , où  $e_p$  représente la force de pression des terres agissant sur un mètre de rideau continu, et  $F_p$  représente la force de pression des terres agissant sur un seul pieu.

#### G.2 Pieux tubulaires utilisés comme éléments principaux

(1) La procédure suivante peut être utilisée pour déterminer la résistance globale de section transversale réduite pour les pieux tubulaires utilisés comme éléments principaux dans les rideaux mixtes en raison de l'application des charges provenant des éléments secondaires.

(2) L'ovalisation  $e$  provoquée par la flexion locale de plaque, voir Figure G.1, peut être estimée au moyen de l'expression :

$$e = 0,0684 w_{y,Sd} \frac{r^3}{EI} \quad \text{mais } e \leq 0,1 r \quad \dots (G.1)$$

où :

$EI$  est la rigidité pour la flexion du tube ;

$r$  est le rayon moyen du tube ;

$w_{y,Sd}$  est la réaction d'appui par unité de largeur déterminée selon 5.5.2(3), voir Figure 5.8.

(3) Un moment fléchissant réduit efficace de calcul  $m_{eff,Sd}$  peut être calculé à partir des valeurs extrêmes en effectuant une moyenne sur la circonférence du tube, au moyen de l'expression :

$$m_{eff,Sd} = 0,160 m_{Sd} + 0,125 w_{y,Sd} r \quad \dots (G.2)$$

avec :

$m_{Sd}$  selon 5.5.2(3), voir Figure 5.8.

(4) Le rayon de courbure  $a$  au niveau de l'ovalisation, voir Figure G.1, peut être obtenu par l'expression :

$$a = \frac{r}{1 - \frac{3e}{r}} \quad \dots (G.3)$$

(5) La déformation critique  $\varepsilon$  pour la flexion globale lorsqu'un voilement se produit peut être déterminée par l'expression :

$$\text{— si } \frac{t}{a} \leq \frac{1}{60} : \quad \varepsilon = 0,25 \frac{t}{a} - 0,0025 \quad \dots (G.4a)$$

$$\text{— si } \frac{t}{a} \geq \frac{1}{60} : \quad \varepsilon = 0,10 \frac{t}{a} \quad \dots (G.4b)$$

où :

$t$  est l'épaisseur de la paroi du tube.

(6) La répartition de la déformation dans le tube peut être obtenue par l'expression suivante, voir Figure G.1 :

$$\text{— si } \mu \leq 1 : \theta = \pi/2 \quad \dots (G.5a)$$

$$\text{— si } \mu > 1 : \sin \theta = 1/\mu \quad \dots (G.5b)$$

avec  $0 < \theta < \pi/2$ , voir Figure G.1

avec :

$$\mu = \varepsilon/\varepsilon_y ; \quad \dots (G.5c)$$

$\varepsilon_y$  est la déformation à la plastification.

(7) Le facteur d'interaction  $g$  pour la flexion globale et locale peut être obtenu par l'expression :

$$g = \frac{c_1}{6} + \frac{2}{3} \quad \dots (G.6a)$$

avec :

$$c_1 = \sqrt{4 - 2\sqrt{3} \frac{m_{\text{eff,Sd}}}{m_{\text{pl,Rd}}}} \quad \dots (G.6b)$$

où :

$m_{\text{pl,Rd}}$  représente le moment résistant plastique local par unité de largeur, donné par :

$$m_{\text{pl,Rd}} = 0,25 t^2 f_y/\gamma_{M0} \quad \dots (G.6c)$$

(8) Le coefficient réducteur  $\beta_g$  destiné à prendre en compte l'ovalisation est obtenu par :

$$\beta_g = 1 - \frac{2e}{3r} \quad \dots (G.7)$$

(9) Le coefficient réducteur  $\beta_s$  destiné à prendre en compte la capacité de déformation est obtenu par :

$$\text{— si } \mu \leq 1,0 : \quad \beta_s = \boxed{0,75} \quad \dots (G.8a)$$

$$\text{— si } 1,0 \leq \mu \leq 3,0 : \quad \beta_s = \boxed{0,625 + 0,125\mu} \quad \dots (G.8b)$$

$$\text{— si } \mu \geq 3,0 : \quad \beta_s = \boxed{1,0} \quad \dots (G.8c)$$

(10) Le moment fléchissant résistant global réduit  $M_{\text{red,Rd}}$  peut être obtenu par l'expression :

$$M_{\text{red,Rd}} = \frac{1}{2} \left( \frac{\theta}{\sin \theta} + \cos \theta \right) g \beta_g \beta_s M_{\text{pl,Rd}} \quad \dots (G.9a)$$

avec :

$$M_{\text{pl,Rd}} = 4 r^2 t f_y/\gamma_{M0} \quad \dots (G.9b)$$

où  $M_{\text{pl,Rd}}$  représente le moment fléchissant plastique global.



(11) La résistance globale réduite à l'effort axial  $N_{red,Rd}$  est obtenue par l'expression :

$$N_{red,Rd} = g N_{pl,Rd} \quad \dots (G.10a)$$

avec :

$$N_{pl,Rd} = 2 \pi r t f_y / \gamma_{M0} \quad \dots (G.10b)$$

où  $N_{pl,Rd}$  représente la résistance plastique global à l'effort axial.

(12) L'expression d'interaction suivante peut être utilisée pour la force normale et le moment fléchissant global :

$$\left( \frac{M_{Sd}}{M_{red,Rd}} \right) + \left( \frac{N_{Sd}}{N_{red,Rd}} \right)^{1,7} \leq 1,0 \quad \dots (G.11)$$

(13) Les pressions hydrostatiques différentielles n'excédant pas [4] m de hauteur de colonne d'eau peuvent être négligées dans le cadre de cette procédure. Il convient de prendre en compte les pressions hydrostatiques supérieures.

(14) Une pression hydrostatique différentielle d'une hauteur de colonne d'eau  $(p_i - p_o)/\gamma_w > [4]$  m peut être prise en compte en utilisant dans les expressions (G.9a) et (G.10a) la valeur modifiée de  $g$  donnée ci-dessous par :

$$g = \frac{c_1}{6} + \frac{c_2}{3} \quad \dots (G.12a)$$

avec :

$$c_1 = \sqrt{4 - 3 \left( \frac{n_{Sd}}{n_{pl,Rd}} \right)^2} - 2 \sqrt{3} \frac{m_{eff,Sd}}{m_{pl,Rd}} \quad \dots (G.12b)$$

$$c_2 = \sqrt{4 - 3 \left( \frac{n_{Sd}}{n_{pl,Rd}} \right)^2} \quad \dots (G.12c)$$

$$n_{Sd} = (p_i - p_o) r \quad \dots (G.12d)$$

$$n_{pl,Rd} = t f_y / \gamma_{M0} \quad \dots (G.12e)$$

où :

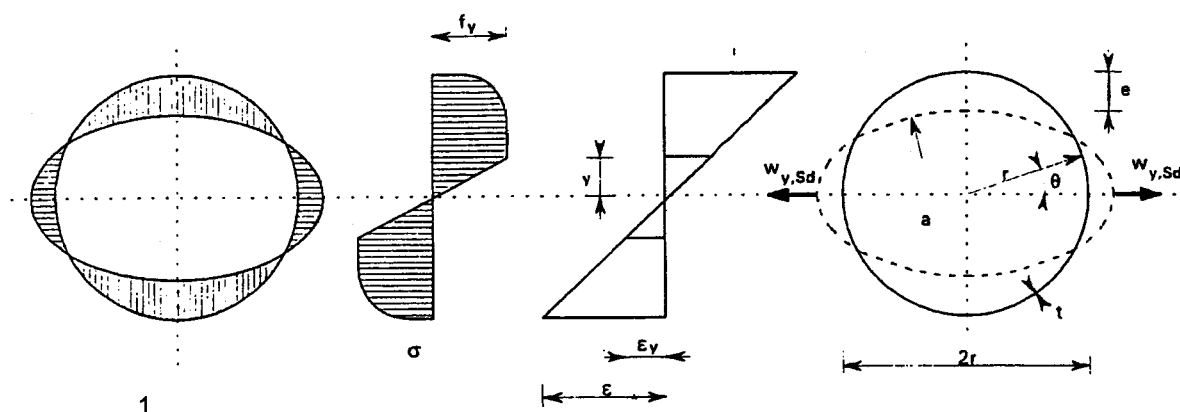
$n_{Sd}$  est l'effort tangentiel de traction par unité de largeur ;

$n_{pl,Rd}$  est la résistance plastique axiale locale par unité de largeur ;

$p_i$  est la pression interne ;

$p_o$  est la pression externe.

(15) Dans le cas d'une pression hydrostatique différentielle de hauteur de colonne d'eau  $(p_i - p_o)/\gamma_w > [4]$  m, il convient de ne pas appliquer cette procédure simplifiée sans procéder à une étude plus complète.



### Légende

- 1 Flexion de plaque locale
- $a$  : Rayon de courbure au niveau de l'ovalisation
- $e$  : Ovalisation provoquée par la flexion de plaque locale
- $r$  : Rayon moyen du tube
- $t$  : Épaisseur de la paroi du tube
- $w_{y,Sd}$  : Force introduite par les éléments secondaires
- $y$  :  $= r \sin \theta$
- $\mu$  :  $= \varepsilon / \varepsilon_y = r / (r \sin \theta)$
- $\sigma$  : Contrainte provoquée par la flexion globale
- $\varepsilon$  : Déformation provoquée par la flexion globale

Figure G.1 — Pieu tubulaire en flexion globale et flexion de plaque locale

## G.3 Profils en H utilisés comme éléments principaux

(1) La procédure suivante donne une approche simplifiée pour la détermination de la résistance de section transversale globale réduite des profils en H de classe 1 et de classe 2 utilisés comme éléments principaux dans les rideaux mixtes, résultant de l'application d'efforts provenant des éléments secondaires. Pour les profils en H de classe 3, il convient d'utiliser une procédure similaire.

(2) Le modèle à utiliser pour l'analyse est illustré dans la Figure G.2a.

(3) On prend pour hypothèse que la semelle est chargée par les forces  $w_{y,Sd}$  et le moment fléchissant local efficace  $m_{eff,Sd}$  donné par l'expression :

$$m_{eff,Sd} = m_{Sd} + 0,25 w_{z,Sd} b \quad \dots (G.12)$$

où :

$m_{Sd}$ ,  $w_{y,Sd}$  et  $w_{z,Sd}$  représentent les réactions d'appui selon 5.5.2(3), voir Figure 5.8 ;

$b$  représente la largeur de la semelle, voir Figure G.2b.

(4) Si la plasticité est prise en compte (voir Figure G.2c), on considère que ce chargement de la semelle conduit à une épaisseur de semelle réduite  $t_{f,red}$  donnée par l'expression :

$$t_{f,red} = t_f - (2 t_1 + t_2) \quad \dots (G.13a)$$

avec :

$$t_1 = \frac{t_f}{2} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4m_{eff,Sd}}{1,15 t_f^2 f_y / \gamma_{M0}}} \right) \quad \dots (G.13b)$$

$$t_2 = (w_{y,Sd}/f_y)/\gamma_{M0} \quad \dots (G.13c)$$

(5) L'épaisseur réduite de semelle  $t_{f,red}$  peut être obtenue par l'expression :

$$t_{f,red} = t_f \left( \sqrt{1 - \frac{4m_{eff,Sd}}{1,15 t_f^2 f_y / \gamma_{M0}}} - \frac{w_{y,Sd}}{t_f f_y / \gamma_{M0}} \right) \quad \dots (G.14)$$

(6) Le moment résistant global réduit  $M_{red,Rd}$  peut être déterminé en prenant en compte le décalage de l'axe neutre  $z_s$  (voir Figure G.2b) et l'épaisseur réduite de semelle  $t_{f,red}$ .

(7) La résistance à l'effort axial global réduit  $N_{red,Rd}$  peut être déterminée en prenant en compte l'épaisseur réduite de semelle  $t_{f,red}$ .

(8) On peut considérer que la formule d'interaction donnée dans la section 5 de l'ENV 1993-1-1 pour  $M_y$ ,  $N$  et  $V_z$  reste valable pour cette approche simplifiée.

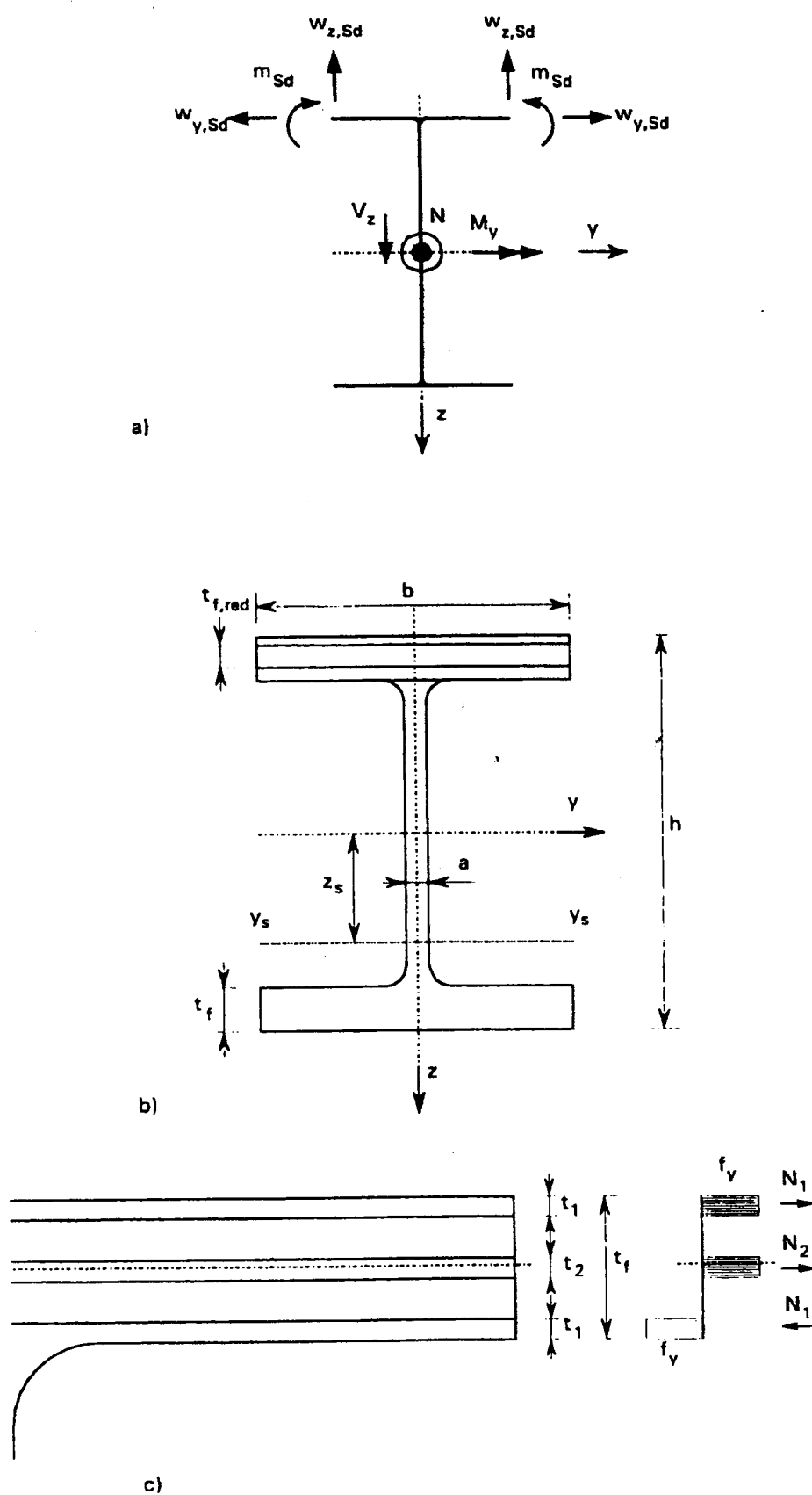


Figure G.2 — Profil en H avec flexion globale et locale