

Remplace la norme SIA 264, édition 2003

Stahl-Beton-Verbundbau

Costruzioni miste di acciaio-calcestruzzo

Composite Steel and Concrete Structures

Construction mixte acier-béton

Numéro de référence
SN 505264:2014 fr

Valable dès: 2014-01-01

Éditeur
Société suisse des ingénieurs
et des architectes
Case postale, CH-8027 Zurich

Nombre de pages: 52

Copyright © 2014 by SIA Zurich

Groupe de prix: 42

Copie éducation

Les corrections et commentaires éventuels concernant la présente publication sont disponibles sous www.sia.ch/correctif.

La SIA décline toute responsabilité en cas de dommages qui pourraient survenir du fait de l'utilisation ou de l'application de la présente publication.

2014-01 1^{er} tirage

TABLE DES MATIÈRES

	Page		Page
Avant-propos	4	6 Connexion et assemblages	41
0 Domaine d'application	5	6.1 Connexion	41
0.1 Délimitation	5	6.2 Assemblages mixtes poutre-poteau	43
0.2 Conditions générales pour la construction	5	7 Dispositions constructives	45
0.3 Références normatives	5	7.1 Connexion des poutres mixtes	45
0.4 Dérogations	6	7.2 Dalles mixtes	46
1 Terminologie	7	7.3 Poteaux mixtes	47
1.1 Termes techniques	7	8 Exécution	48
1.2 Notations	9	8.1 Généralités	48
2 Principes	14	8.2 Spécifications d'exécution	49
2.1 Généralités	14	8.3 Qualification de l'entrepreneur	49
2.2 Matériaux	14	8.4 Contrôles	49
2.3 Analyse structurale et dimensionnement	14	9 Dimensionnement sur la base d'essais	50
2.4 Durabilité	15	9.1 Généralités	50
2.5 Gestion de la qualité	15	9.2 Essais sur connecteurs	50
3 Matériaux	16	9.3 Essais de dalles mixtes	50
3.1 Généralités	16		
3.2 Acier de construction	16		
3.3 Tôles profilées pour dalles mixtes	16		
3.4 Eléments de connexion	17		
3.5 Béton	17		
3.6 Acier d'armature	17		
3.7 Gestion de la qualité	17		
4 Analyse structurale et dimensionnement	18		
4.1 Valeurs de calcul	18		
4.2 Analyse structurale	18		
4.3 Calcul de la résistance des sections	20		
4.4 Situation de projet Incendie	21		
4.5 Situation de projet Séisme	22		
4.6 Vérification de l'aptitude au service	23		
4.7 Fatigue	24		
5 Eléments de construction	25		
5.1 Poutres mixtes	25		
5.2 Poutres à âme enrobée de béton	29		
5.3 Poteaux mixtes	30		
5.4 Dalles mixtes	35		
5.5 Planchers à poutres intégrées	39		
5.6 Renforcement de la tête des poteaux dans les dalles plates en béton	40		

AVANT-PROPOS

La présente norme SIA 264 s'adresse aux projeteurs. Elle concerne également les maîtres d'ouvrage, la direction des travaux ainsi que les entrepreneurs.

La norme SIA 264 fait partie des normes des structures porteuses de la SIA. Elle s'appuie sur la norme SN EN 1994 *Calcul des structures mixtes acier-béton*.

Les normes des structures porteuses de la SIA comprennent les normes suivantes :

- Norme SIA 260 Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses
- Norme SIA 261 Actions sur les structures porteuses
- Norme SIA 262 Construction en béton
- Norme SIA 263 Construction en acier
- Norme SIA 264 Construction mixte acier-béton
- Norme SIA 265 Construction en bois
- Norme SIA 266 Construction en maçonnerie
- Norme SIA 267 Géotechnique
- Norme SIA 269 Bases pour la maintenance des structures porteuses.

Avec la norme SIA 264, un ensemble autonome de règles pour les constructions mixtes acier-béton est créé, comme dans les Eurocodes. La norme SIA 264 s'applique aux bâtiments et aux ponts.

Dans la présente révision partielle, il a été procédé à diverses corrections et adaptations, en particulier dans le dimensionnement des poteaux mixtes, et des erreurs constatées dans l'édition 2003 ont été corrigées.

Commission SIA 264

0 DOMAINE D'APPLICATION

0.1 Délimitation

0.1.1 La norme SIA 264 régit l'élaboration des projets de structures porteuses mixtes acier-béton.

0.1.2 La présente norme s'applique en relation avec les normes suivantes:

- Norme SIA 260 Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses
- Norme SIA 261 Actions sur les structures porteuses
- Norme SIA 261/1 Actions sur les structures porteuses – spécifications complémentaires
- Norme SIA 262 Construction en béton
- Norme SIA 262/1 Construction en béton – spécifications complémentaires
- Norme SIA 263 Construction en acier
- Norme SIA 263/1 Construction en acier – spécifications complémentaires
- Norme SIA 264/1 Construction mixte acier-béton – spécifications complémentaires.

0.1.3 Les constructions mixtes bois-béton sont régies par la norme SIA 265.

0.1.4 La qualité de la fabrication et la rigueur du contrôle des matériaux de construction seront en accord avec les exigences définies lors de l'élaboration du projet.

0.1.5 Les dispositions constructives et l'exécution sont traitées dans la mesure nécessaire pour assurer la communication entre les participants concernés et la réalisation effective des conditions présumées au cours de l'élaboration du projet.

0.2 Conditions générales pour la construction

Les conditions générales spécifiques à la présente norme sont contenues dans la norme SIA 118/262 *Conditions générales pour la construction en béton* ainsi que dans la norme SIA 118/263 *Conditions générales pour la construction en acier*.

0.3 Références normatives

0.3.1 La présente norme énumère, en plus des normes citées au chiffre 0.1.2, des publications avec renvois, dont les dispositions s'appliquent en tout ou partie dans le sens du renvoi. Pour les références non datées, on considérera la dernière édition et, pour les références datées, l'édition correspondante de la référence concernée.

0.3.2 Normes européennes et internationales

- SN EN 1994-1-1 Calcul des structures mixtes acier-béton – Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments
- SN EN 1994-1-2 Calcul des structures mixtes acier-béton – Partie 1-2: Règles générales – Calcul du comportement au feu
- SN EN 10143 Tôles et bandes en acier revêtues d'un métal en continu par immersion à chaud – Tolérances sur les dimensions et la forme
- SN EN 10346 Produits plats en acier à bas carbone revêtus en continu par immersion à chaud – Conditions techniques de livraison
- SN EN ISO 12944 Peintures et vernis – Anticorrosion des structures en acier par systèmes de peinture (Parties 1 à 8).

0.4 **Dérogations**

- 0.4.1 Des dérogations à la présente norme sont admissibles si elles sont suffisamment justifiées par des théories ou par des essais, ou si de nouveaux développements et de nouvelles connaissances dans le domaine en question permettent une telle démarche.
- 0.4.2 Pour les situations non traitées par cette norme, la procédure à suivre doit être convenue entre les responsables du projet et le maître de l'ouvrage, ainsi que toutes les instances concernées. La procédure choisie sera décrite par étapes dans la convention d'utilisation et dans la base du projet.

Copie éducation

1 TERMINOLOGIE

1.1 Termes techniques

En plus des termes techniques définis dans les normes SIA 260, SIA 261, SIA 262 et SIA 263, d'autres termes, définis ci-après, sont utilisés dans la présente norme.

Adhérence

*Verbund
aderenza
bond*

Transfert de force avec glissement relatif limité à l'interface des deux composants.

Assemblage mixte

*Verbundanschluss
collegamento misto
composite joint*

Assemblage entre un élément structural mixte et tout autre élément structural, dans lequel les armatures et le béton contribuent à la résistance de l'assemblage.

Bossage

*Sicke
dentelli / bugnatura
embossment*

Partie saillante obtenue par déformation à froid des faces planes des tôles profilées et destinée à améliorer l'adhérence mécanique entre la tôle profilée et le béton.

Coefficient d'équivalence

*Betonwertigkeit
coefficiente d'equivalenza
equivalence coefficient*

Coefficient destiné à transformer une section de béton en une section équivalente d'acier.

Connecteurs

*Verbundmittel
connettore
shear connectors*

Éléments de liaison, situés à l'interface d'un élément structural mixte, qui limitent le glissement relatif et empêchent la séparation des deux composants contigus.

Connexion

*Verdübelung
connessione
shear connection*

Système d'assemblage possédant une rigidité et une résistance suffisante permettant la transmission des efforts rasants.

Connexion partielle

*teilweise Verdübelung
connessione parziale
partial shear connection*

Connexion d'un élément structural mixte dont la résistance ultime est limitée par ladite connexion.

Connexion totale

*volle Verdübelung
connessione totale
full shear connection*

Connexion d'un élément structural mixte dont la résistance ultime n'est pas limitée par ladite connexion.

Construction mixte

*Mischbauweise
costruzione mista
mixed structure*

Ossature mixte pouvant comporter des éléments structuraux en acier, en béton ou mixtes acier-béton.

Dalle mixte

*Blechverbunddecke
soletta di lamiera con calcestruzzo
collaborante
composite slab*

Élément structural mixte horizontal plan, sollicité principalement en flexion, dans lequel des tôles profilées :

- sont utilisées comme coffrage permanent capable de supporter le poids du béton frais, les armatures et les charges de construction,
- s'unissent ensuite structurellement au béton durci et agissent comme tout ou partie de l'armature de traction de la dalle.

Degré de connexion
Verdübelungsgrad
grado di connessione
degree of shear connection

Effet mixte
Verbundwirkung
effetto misto
composite action

Effort rasant
Längsschubkraft
forza di taglio longitudinale
longitudinal shear force

Elément structural mixte
Verbundbauteil
elemento strutturale misto
composite member

Etayage
Montageunterstützung
sostegno di montaggio
propping

Goujon (à tête)
Kopfbolzendübel
connettore a piolo
headed stud connector

Interface
Verbundfuge
superficie di connessione
interface

Plancher mixte
Verbunddecke
soletta mista
composite floor

Pont mixte
Verbundbrücke
ponte misto
composite bridge

Poteau mixte
Verbundstütze
colonna mista
composite column

Poutre mixte
Verbundträger
trave mista
composite beam

Stade de construction
Bauzustand
stato di costruzione
construction stage

Stade définitif
Endzustand
stato finale
final stage

Rapport du nombre de connecteurs d'une connexion partielle au nombre de connecteurs d'une connexion totale.

Assemblage des divers éléments d'une section, faits de matériaux différents, conduisant à une résistance ultime pour l'ensemble de cette section.

Effort intérieur agissant à l'interface de deux composants de la section d'un élément structural mixte, dans le sens porteur.

Elément structural avec des composants en béton et en acier de construction assemblés par des connecteurs.

Appuis temporaires du composant en acier d'un élément structural mixte, durant le stade de construction, situés entre les appuis définitifs de cet élément.

Connecteur cylindrique muni d'une tête et soudé à l'arc électrique sur les profilés métalliques.

Surface de contact entre deux composants contigus faits de matériaux différents.

Plancher composé de profilés métalliques et d'une dalle en béton ou mixte, solidarisés par une connexion résistante au cisaillement.

Pont dont le tablier en béton est lié au moyen de connecteurs à des poutres maîtresses en acier.

Elément structural mixte composé d'un profilé en acier partiellement ou totalement enrobé de béton ou d'un profilé creux en acier rempli de béton, essentiellement sollicité en compression.

Elément structural mixte composé d'un profilé métallique et d'une dalle en béton ou mixte, essentiellement sollicité en flexion.

Etat dans lequel la résistance ultime d'un élément structural mixte est en général déterminée uniquement par la section d'acier.

Etat dans lequel la résistance ultime d'un élément structural mixte est déterminée par effet mixte de l'ensemble des éléments de la section.

Structure mixte
Verbundtragwerk
struttura portante mista
composite frame

Ossature dans laquelle tout ou partie des éléments structuraux sont réalisés en construction mixte.

Tôle profilée
Profilblech
lamiera grecata
profiled sheeting

Elément plan formé d'une tôle mince profilée à froid comportant des nervures ou ondes parallèles, utilisé comme élément porteur de toiture, façade et plancher ou comme composant de la section d'une dalle mixte.

1.2 Notations

Les notations et abréviations suivantes sont utilisées dans la présente norme:

1.2.1 Majuscules latines

A_a	aire de la section d'acier de construction
A_b	aire de la section d'armature inférieure
A_{bh}	aire de la section d'armature oblique
A_c	aire de la section de béton
A_e	aire efficace de la section d'armature
A_p	aire de la section de tôle profilée
A_s	aire de la section d'armature
A_t	aire de la section d'armature supérieure
A_0	aire brute de la section
B	béton, classe de ductilité des aciers d'armature (ductilité normale), classe de qualité supérieure des soudures selon la norme SIA 263
C	béton, béton normal, classe de ductilité des aciers d'armature (ductilité élevée), classe de qualité normale des soudures selon la norme SIA 263
EE	méthode utilisant un calcul élastique des efforts intérieurs et un calcul élastique de la résistance ultime des sections
EER	méthode utilisant un calcul élastique des efforts intérieurs et un calcul élastique de la résistance des sections réduites
EP	méthode utilisant un calcul élastique des efforts intérieurs et un calcul plastique de la résistance ultime des sections
E	module d'élasticité
E_a	module d'élasticité de l'acier de construction
$E_{c,eff}$	module d'élasticité efficace du béton
E_{cm}	valeur moyenne du module d'élasticité du béton
$E_{d,fi}$	valeur de calcul d'une sollicitation due à un incendie
E_s	module d'élasticité de l'acier d'armature
$(EI)_{eff,d}$	valeur de calcul de la rigidité pour la détermination des efforts intérieurs
$(EI)_{eff,\lambda}$	rigidité caractéristique pour la détermination du coefficient d'élancement

I_a	moment d'inertie de la section d'acier de construction par rapport à l'axe de flexion considéré
I_c	moment d'inertie de la section de béton non fissuré par rapport à l'axe de flexion considéré
I_s	moment d'inertie de la section d'armature par rapport à l'axe de flexion considéré
L	portée
L_c	longueur de surface potentielle de rupture
L_e	distance entre points de moment nul
L_K	longueur de flambage
L_s	longueur de cisaillement
M	moment de flexion
$M_{a,Rd}$	valeur de calcul de la résistance à la flexion du composant en acier
$M_{pl,Rd}$	valeur de calcul du moment plastique
$M_{pl,N,Rd}$	valeur de calcul du moment plastique en tenant compte de l'effort normal simultané N_{Ed}
M_{Ed}	valeur de calcul du moment de flexion de premier ordre
$M_{Ed,II}$	valeur de calcul du moment de flexion de second ordre en tenant compte des imperfections équivalentes
N	nombre nécessaire de connecteurs en connexion partielle; effort normal
$N_{a,Rd}$	valeur de calcul de la résistance à l'effort normal du composant en acier
$N_{c,f,Rd}$	valeur de calcul de la résistance à la compression du composant en béton en connexion totale
N_{cr}	charge critique de flambage élastique
$N_{cr,eff}$	charge critique de flambage élastique d'un poteau mixte avec prise en compte de la valeur de calcul de la rigidité
N_{Ed}	valeur de calcul de l'effort normal
N_f	nombre nécessaire de connecteurs en connexion totale
$N_{G,Ed}$	part permanente de la valeur de calcul de l'effort normal
N_r	nombre de goujons par nervure de la tôle profilée
N_{Rd}	valeur de calcul de la résistance à l'effort normal
$N_{pl,Rd}$	valeur de calcul de la résistance plastique à l'effort normal (charge d'écrasement)
$N_{pl,Rk}$	valeur caractéristique de la résistance plastique à l'effort normal
N/N_f	degré de connexion
$P_{pb,Rd}$	valeur de calcul de la résistance à la pression latérale de la tôle profilée
P_{Rd}	valeur de calcul de la résistance au cisaillement des connecteurs
P_{Rk}	valeur caractéristique de la résistance des connecteurs
PP	méthode utilisant un calcul plastique des efforts intérieurs et un calcul plastique de la résistance des sections
R	résistance
R_d	valeur de calcul de la résistance
$R_{d,fi,t=0}$	valeur de calcul de la résistance d'un élément structural mixte au début d'un incendie ($t = 0$, $\theta = 20^\circ\text{C}$) pour la système porteur soumis à un incendie
$V_{a,Ed}$	valeur de calcul de l'effort tranchant dans le profilé en acier
V_{Ed}	valeur de calcul de l'effort tranchant

$V_{Ed,fi}$	valeur de calcul de l'effort tranchant en cas d'incendie
$V_{Ed,q}$	valeur de calcul de l'effort tranchant dû à la charge utile et au poids des éléments non porteurs
$V_{L,Rd}$	valeur de calcul de la résistance au cisaillement longitudinal entre la tôle profilée et le béton
$V_{pla,Rd}$	valeur de calcul de la résistance au cisaillement du profilé métallique
V_{Rd}	valeur de calcul de la résistance au cisaillement ou au poinçonnement

1.2.2 Minuscules latines

a	distance entre l'axe d'un connecteur (goujon à tête) et l'extrémité de la tôle profilée
b	largeur de l'élément structural
b_c	largeur comprimée de l'élément structural, largeur de la partie en béton
b_{eff}	largeur participante de la dalle
b_s	entraxe des nervures
b_w	épaisseur de l'âme
b_0	largeur d'une nervure en béton d'une dalle mixte à tôle profilée
c	largeur libre de l'aile comprimée; périmètre utile d'une barre d'armature; enrobage
c_y	enrobage de béton d'un profilé métallique selon la direction de l'axe y
c_z	enrobage de béton d'un profilé métallique selon la direction de l'axe z
d	hauteur statique; dimension extérieure d'un poteau; diamètre de la tige d'un goujon à tête
d_{do}	diamètre de la tête d'un goujon
d_k	diamètre du bourrelet de soudure périmétrique d'un goujon à tête
d_p	hauteur statique de la section d'une dalle mixte
e	excentricité de la charge
e_q	entraxe des rangées de connecteurs
f_{cd}	valeur de calcul de la résistance à la compression sur cylindre du béton
f_{ck}	valeur caractéristique de la résistance à la compression sur cylindre du béton
f_{sd}	valeur de calcul de la limite apparente d'élasticité de l'acier d'armature
f_{sk}	valeur caractéristique de la limite apparente d'élasticité de l'acier d'armature
f_u	résistance à la traction
f_y	limite d'élasticité de l'acier de construction
f_{yd}	valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier de construction
f_{yp}	limite d'élasticité de l'acier des tôles profilées
h	hauteur; épaisseur de la dalle mixte
h_c	épaisseur de béton au-dessus des nervures de la tôle profilée
h_p	hauteur des nervures de la tôle profilée
h_D	longueur totale des goujons à tête
k	facteur d'amplification; facteur empirique entrant dans le calcul des dalles mixtes
k_c	coefficient pour la détermination de la résistance du béton
k_d	coefficient entrant dans le calcul de la résistance ultime au cisaillement des dalles mixtes
k_φ	coefficient pour la prise en compte de la pince des goujons
m	facteur empirique entrant dans le calcul des dalles mixtes

q	coefficient de comportement (séisme)
s_D	écartement des axes des goujons à tête dans le sens longitudinal
s_f	écartement des barres d'armature
t	temps; durée; âge; épaisseur de tôle
t_f	épaisseur de l'aile
t_w	épaisseur de l'âme
t_0	temps du début du fluage du béton
u	périmètre déterminant pour la résistance au poinçonnement
u_s, u_1, u_2	enrobage minimal
V_{Ed}	valeur de calcul de l'effort tranchant par unité de longueur
V_{pd}	valeur de calcul de la contribution de la tôle profilée à la résistance au cisaillement longitudinal par unité de longueur
V_{Rd}	valeur de calcul de la résistance au cisaillement ou au cisaillement longitudinal par unité de longueur
V_{sd}	valeur de calcul de la contribution de l'armature transversale à la résistance au cisaillement longitudinal par unité de longueur
w	valeur limite de la flèche
x_p	distance entre l'axe neutre plastique et le bord extérieur de la zone de béton comprimé
y, z	coordonnées

1.2.3 Majuscules grecques

θ	température en °C
θ_f	angle de la bielle de compression

1.2.4 Minuscules grecques

α_l	facteur de réduction pour les goujons en présence de tôle profilée (nervures parallèles)
α_t	facteur de réduction pour les goujons en présence de tôle profilée (nervures perpendiculaires)
β	facteur de réduction de la résistance plastique à la flexion
γ_a	facteur de résistance pour l'acier de construction
γ_{ap}	facteur de résistance pour la tôle profilée
γ_c	facteur de résistance pour le béton
$\gamma_{M,fi}$	facteur de résistance en cas d'incendie
γ_s	facteur de résistance pour l'acier d'armature
γ_v	facteur de résistance pour les moyens de connexion
δ	paramètre lié à la section
δ_{uk}	valeur caractéristique de la déformabilité des connecteurs
ε	influence de la résistance de l'acier $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$, f_y en N/mm ²
ε_r	déformation spécifique
η_{fc}	facteur de conversion selon la norme SIA 262
$\bar{\lambda}$	coefficient d'élancement
μ_d	coefficient de résistance à la flexion pour l'interaction M/N

$\mu_{fi,t}$	taux de sollicitation ($E_{d,fi}/R_{d,fi,t=0}$) en cas d'incendie
τ_{cd}	valeur de calcul de la résistance au cisaillement du béton
ρ_s	taux d'armature
$\varphi(t,t_0)$	coefficient de fluage selon la norme SIA 262
χ	courbure correspondant à la résistance à la flexion
χ_K	coefficient de flambage selon la norme SIA 263
ω	facteur pour la prise en compte de la répartition des moments de flexion

1.2.5 Pour les notations relatives aux profilés laminés et aux poutres composées à âme pleine, la norme SIA 263 est applicable.

1.2.6 Pour les désignations des nuances d'acier, la norme SIA 263 est applicable.

2 PRINCIPES

2.1 Généralités

- 2.1.1 Les bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses sont définies dans la norme SIA 260.
- 2.1.2 Les actions sur les structures porteuses sont définies dans la norme SIA 261.
- 2.1.3 Les constructions en acier et les constructions en béton sont respectivement régies par les normes SIA 263 et SIA 262.
- 2.1.4 Une structure mixte acier-béton conçue selon les règles de l'art se caractérise par le choix judicieux des matériaux, une fabrication économique, un montage simple et sûr, des déformations tolérables et une bonne compatibilité avec les autres éléments de la construction.
- 2.1.5 Outre les critères de conception donnés dans la norme SIA 260, il faut tenir compte d'autres aspects, en particulier:
- l'emplacement et l'importance de la construction
 - la compatibilité de l'ouvrage avec l'environnement
 - les déformations et les vibrations, lesquelles pourraient influencer sur la résistance ultime et le comportement de l'ouvrage pendant son utilisation
 - les phases de construction (acier seul, charges de construction, étayage pouvant créer des modifications du système statique, etc.)
 - les conditions de fabrication en usine et les possibilités de transport
 - les circonstances et les risques d'accidents lors du montage
 - la facilité garantie pour l'écoulement des eaux, par exemple pour les toits plats
 - le comportement de matériaux différents agissant en collaboration
 - l'exposition de la structure porteuse aux influences de l'environnement
 - les exigences à l'égard de la résistance au feu
 - les exigences concernant l'isolation thermique et la protection phonique
 - l'accessibilité des éléments de construction nécessitant un entretien.

2.2 Matériaux

Le choix des matériaux doit être fait en fonction des exigences de la conception et des possibilités de fabrication. Les propriétés requises doivent être consignées dans la base du projet.

2.3 Analyse structurale et dimensionnement

- 2.3.1 L'analyse structurale et le dimensionnement doivent procéder selon la norme SIA 260, en tenant compte des prescriptions des normes SIA 262 et SIA 263.
- 2.3.2 Le comportement plastique des matériaux peut être pris en compte. Dans ce cas, il faut respecter les conditions définies au chiffre 4.2.
- 2.3.3 La répartition non linéaire de la température à travers une section, le fluage et le retrait du béton induisent des contraintes autoéquilibrées dans les sections, même pour des structures isostatiques. Pour des structures hyperstatiques, ces effets, ainsi que les déformations thermiques ou les déplacements d'appui empêchés, engendrent des efforts intérieurs imposés.
- 2.3.4 Lors de la vérification de la sécurité structurale, les contraintes autoéquilibrées et les efforts intérieurs imposés peuvent en général être négligés. Dans le cas de problèmes de stabilité, ces effets sont déjà pris en compte par la méthode de dimensionnement de la présente norme.

- 2.3.5 Au cas où la vérification de la sécurité structurale est effectuée selon les méthodes EE ou EER (voir le tableau 2), il faut tenir compte de ces efforts intérieurs imposés.
- 2.3.6 La transmission, entre les participants concernés par la construction de l'ouvrage, des données propres à l'élaboration du projet et à l'exécution, y compris les valeurs correspondantes des sollicitations, doit être clairement définie.
- 2.3.7 Les limites de service, telles que les déformations, l'ouverture des fissures ou les oscillations admissibles, doivent être définies dans la base du projet.
- 2.3.8 Lors de la vérification de l'aptitude au service, il faut tenir compte de l'effet des déformations imposées et de celles empêchées.

2.4 Durabilité

- 2.4.1 Le type de protection contre la corrosion de l'acier doit être défini lors de la conception du projet (voir norme SN EN ISO 12944).
- 2.4.2 Lors du choix du système de protection des surfaces, il faut tenir compte des aspects écologiques, aussi bien lors de l'application initiale que lors de la rénovation et du renouvellement.
- 2.4.3 La qualité de la protection contre la corrosion des moyens d'assemblage doit correspondre à celles des composants en acier. En règle générale, les connecteurs complètement enrobés de béton n'ont pas besoin d'être protégés contre la corrosion.
- 2.4.4 Les dispositions constructives doivent permettre une surveillance et un entretien aisé de la structure.
- 2.4.5 Les éléments de construction soumis à une usure sévère comme les joints de dilatation, les appuis de pont, les trémies de silos, etc., doivent être conçus de manière à ce qu'ils puissent être remplacés facilement. Il faut tenir compte des dispositions constructives nécessaires dès la conception du projet.

2.5 Gestion de la qualité

- 2.5.1 Les exigences de qualité à l'égard d'une construction tiennent compte des critères de sécurité structurale, d'aptitude au service, de durabilité, d'économie, ainsi que d'autres besoins éventuels. En vue de satisfaire à ces exigences de qualité, il faut préciser dans la base du projet et dans les documents de soumission :
- les exigences minimales à l'égard du système qualité et du plan qualité de l'entrepreneur,
 - les exigences à l'égard de la qualification de l'entrepreneur de construction métallique selon les normes SIA 263 et SIA 263/1.
- 2.5.2 Lors de l'établissement du plan de contrôle, il faut tenir compte de la complexité de la construction, ainsi que de la mise en danger des utilisateurs et de l'environnement en cas d'une éventuelle rupture d'un élément de construction.
- 2.5.3 Dans la gestion de la qualité, il est particulièrement important d'empêcher les interventions indésirables, comme par exemple des travaux de soudure effectués sur des matériaux ou des éléments structuraux soumis à une interdiction de soudage, la découpe de parties déjà porteuses de charges, les dommages causés à la protection des surfaces.
- 2.5.4 Le chiffre 8.4 ainsi que les normes SIA 262 et SIA 263 contiennent des indications concernant les contrôles d'exécution.

3 MATÉRIAUX

3.1 Généralités

- 3.1.1 Dans toute structure mixte, les caractéristiques de l'acier de construction, du béton, du béton léger et de l'armature doivent satisfaire aux exigences de la norme SIA 263 et de la norme SIA 262.
- 3.1.2 Le choix, la commande et la réception des aciers de construction, du béton et des aciers d'armature sont régis par les normes SIA 263 et SIA 262.

3.2 Acier de construction

Les prescriptions de la présente norme sont valables pour les nuances d'acier S235 à S460 conformément à la norme SIA 263.

3.3 Tôles profilées pour dalles mixtes

- 3.3.1 Le tableau 1 donne les valeurs caractéristiques de la limite d'élasticité f_{yp} de l'acier. Les nuances d'acier SE 320 et SE 350 sont les plus couramment utilisées.

Tableau 1: Nuances d'acier et propriétés mécaniques (épaisseur $t \leq 3$ mm)

Nuance d'acier selon la norme SN EN 10346	Limite d'élasticité f_{yp} en N/mm ²	Résistance à la traction f_u en N/mm ²	Allongement de rupture ε_r en %	
			$t \leq 3,0$ mm	$t \leq 0,7$ mm
SE 220 G	220	300	20	18
SE 250 G	250	330	19	17
SE 280 G	280	360	18	16
SE 320 G	320	390	17	15
SE 350 G	350	420	16	14
SE 550 G	550	560	—	—

- 3.3.2 La norme SN EN 10143 définit les tolérances sur l'épaisseur nominale des tôles profilées.
- 3.3.3 Les faces exposées des tôles profilées doivent être protégées contre la corrosion en fonction des conditions d'utilisation. Pour un environnement intérieur avec une atmosphère non agressive, une protection des deux faces de la tôle profilée à base de zinc de 275 g/m² est en général suffisante (épaisseur de la couche d'environ 20 µm).

3.4 Eléments de connexion

- 3.4.1 La qualité du matériau des éléments de connexion doit correspondre au mode de fixation utilisé. Si les éléments de connexion sont soudés, il faut veiller à leur soudabilité ainsi qu'à celle du matériau sur lequel ils sont soudés.
- 3.4.2 Le matériau des éléments de connexion en acier doit satisfaire aux exigences suivantes:
- le rapport de sa résistance à la traction f_u à sa limite d'élasticité apparente f_y ne doit pas être inférieur à 1,2,
 - l'allongement de rupture ne doit pas être inférieur à 12%; il se rapporte à une longueur de mesure de $5,65\sqrt{A_0}$ (où A_0 est l'aire brute de la section initiale).
- 3.4.3 Les propriétés du matériau selon chiffre 3.4.2 d'un goujon à tête sont celles d'un produit fini. Les propriétés mécaniques du matériau des goujons à tête sont résumées dans la norme SIA 263.

3.5 Béton

- 3.5.1 Les prescriptions de la présente norme sont valables pour des bétons normaux et des bétons légers conformes à la norme SIA 262 et dont la valeur caractéristique de résistance à la compression sur cylindre f_{ck} est comprise entre 20 N/mm² et 50 N/mm².
- 3.5.2 On tiendra compte du fluage de manière simplifiée en utilisant un module d'élasticité efficace dont les valeurs nominales sont:
- $$E_{c,eff} = E_{cm} \quad \text{pour actions de courte durée,}$$
- $$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{3} \quad \text{pour actions de longue durée,}$$
- $$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{2} \quad \text{pour le retrait.}$$
- 3.5.3 La prise en compte du retrait se fera selon la norme SIA 262. Le retrait peut être négligé pour le béton se trouvant à l'intérieur de profilés creux.

3.6 Acier d'armature

- 3.6.1 En règle générale, si l'analyse structurale se fait en utilisant la méthode plastique, les aciers d'armature doivent être au minimum de classe de ductilité B et respecter les limites de déformation selon la norme SIA 262.
- 3.6.2 Par mesure de simplification, on peut admettre un module d'élasticité de $E_s = 210 \text{ kN/mm}^2$ pour les calculs.

3.7 Gestion de la qualité

Des indications pour la surveillance de la qualité des tôles profilées et des goujons à tête sont données au chiffre 8.4. Pour l'acier et le béton, on appliquera les normes SIA 263 et SIA 262.

4 ANALYSE STRUCTURALE ET DIMENSIONNEMENT

4.1 Valeurs de calcul

4.1.1 Les valeurs de calcul des efforts intérieurs seront déterminées selon les prescriptions des normes SIA 260 et SIA 261.

4.1.2 Dans un calcul par la méthode élastique avec des connecteurs souples, on tiendra compte de la souplesse de la connexion.

4.1.3 La valeur de calcul de la résistance ultime sera déterminée comme il suit dans la présente norme, en utilisant les dimensions des éléments et des sections définies par les plans :

$$R_d = R \left\{ \frac{\eta_{fc} f_{ck}}{\gamma_c}, \frac{f_y}{\gamma_a}, \frac{f_{sk}}{\gamma_s}, \frac{f_{yp}}{\gamma_{ap}} \right\} \quad (1)$$

f_{ck} valeur caractéristique de la résistance à la compression sur cylindre du béton

f_y limite d'élasticité de l'acier de construction

f_{sk} valeur caractéristique de la limite apparente d'élasticité de l'acier d'armature

f_{yp} limite d'élasticité de l'acier des tôles profilées

η_{fc} facteur de conversion selon la norme SIA 262, $\eta_{fc} = 1,0$ pour le domaine d'application de la norme SIA 264.

4.1.4 La valeur de calcul de la résistance des connecteurs acier-béton est définie par la relation suivante :

$$P_{Rd} = \frac{P_{Rk}}{\gamma_v} \quad (2)$$

P_{Rk} valeur caractéristique de la résistance des connecteurs

4.1.5 Les facteurs partiels de résistance ont en général les valeurs suivantes :

- béton $\gamma_c = 1,50$
- acier de construction $\gamma_a = 1,05$
- acier d'armature $\gamma_s = 1,15$
- acier des tôles profilées $\gamma_{ap} = 1,05$
- connexion $\gamma_v = 1,25$.

4.2 Analyse structurale

4.2.1 Modélisation

4.2.1.1 Le calcul des efforts intérieurs et de la résistance des sections peut être effectué, selon le tableau 2, soit à l'aide d'une méthode de calcul élastique, soit à l'aide d'une méthode de calcul plastique.

4.2.1.2 Si l'on utilise la méthode de calcul plastique, la capacité de rotation des sections doit être contrôlée. Pour les assemblages mixtes, on observera le chiffre 6.2.4.

4.2.1.3 En cas de connexion totale, on considérera que les sections planes restent planes après déformation.

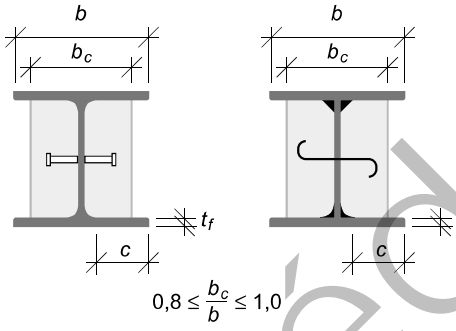
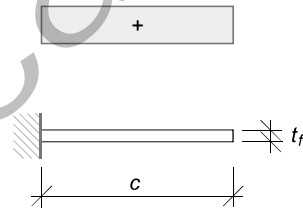
4.2.2 Classification des sections

4.2.2.1 Les critères d'élancement utilisés pour la classification des sections selon le tableau 2 sont donnés dans la norme SIA 263 et dans le tableau 3 de la présente norme.

Tableau 2: Classification des sections

Classe de section	Détermination des efforts intérieurs	Détermination de la résistance des sections	Méthode	Critère d'élancement selon la norme SIA 263
1	Plastique	Plastique	PP	Tableau 5a,b classe 1
2	Elastique	Plastique	EP	Tableau 5a,b classe 2
3	Elastique	Elastique	EE	Tableau 5a,b classe 3
4	Elastique	Elastique réduit	EER	Chiffre 4.5.3

Tableau 3: Critères d'élancement d'ailes comprimées de profilés à âme enrobée de béton, avec $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$

 <p>0,8 ≤ $\frac{b_c}{b}$ ≤ 1,0</p>		 <p>Répartition des contraintes (+ : compression)</p>
Classe de section		Valeur limite
1		$c/t_f \leq 9\varepsilon$
2		$c/t_f \leq 14\varepsilon$
3		$c/t_f \leq 20\varepsilon$

4.2.2.2 On utilisera la méthode EER pour les sections à parois minces qui ne satisfont pas aux conditions de la classe 3.

4.2.2.3 Si le risque de voilement local de l'aile comprimée d'une poutre mixte est éliminé par la connexion à la dalle participante, elle peut être attribuée à la classe 1 si l'écartement longitudinal des axes des goujons est égal à $22 t_f \varepsilon$ pour les dalles et est égal à $15 t_f \varepsilon$ pour les dalles mixtes dont les tôles profilées sont perpendiculaires aux profilés métalliques. La distance entre le goujon et l'arête extérieure ne doit pas être supérieure à $9 t_f \varepsilon$.

4.2.2.4 Si l'axe neutre plastique d'une section en travée d'une poutre mixte continue se trouve dans la dalle en béton ou dans l'aile supérieure du profilé, on procèdera selon le chiffre 4.2.3.5.

4.2.3 Calcul des efforts intérieurs

4.2.3.1 En cas de calcul plastique des efforts intérieurs et à défaut d'un examen plus approfondi, on respectera les conditions de la classe de section 1. De plus, la plus grande de deux travées adjacentes ne doit pas être supérieure à 150% de la plus courte. La longueur de la travée de rive ne doit pas être supérieure à 115% de celle de la travée adjacente.

4.2.3.2 Lors du calcul élastique des efforts intérieurs, on peut tenir compte de la zone tendue du béton dans la section de calcul. De même, on peut adopter une largeur participante constante sur la longueur totale de la poutre.

4.2.3.3 Pour les structures construites sans étaieement et comportant des poutres ayant des sections transversales de classe 3 ou 4, on analysera la structure en distinguant l'effet des actions s'exerçant sur l'élément en acier de celui des actions s'exerçant sur l'élément mixte.

4.2.3.4 La redistribution des moments fléchissants obtenus par une analyse élastique peut être modifiée, tout en respectant l'équilibre, pour tenir compte des effets de la fissuration du béton, du comportement non élastique des matériaux et du voilement local des éléments structuraux en acier.

Pour des poutres mixtes continues, de hauteur constante, il est possible de modifier les moments fléchissants résultant d'une analyse élastique en réduisant les moments fléchissants maximaux sur appuis selon les pourcentages indiqués dans le tableau 4 et en augmentant en conséquence les moments en travée correspondants.

Tableau 4: Réduction maximale des moments fléchissants résultant d'une analyse élastique

Classe de section dans les zones de moments fléchissants négatifs	1	2	3	4
Calcul élastique sans prise en compte de la fissuration	40%	30%	20%	10%
Calcul élastique avec prise en compte de la fissuration	25%	15%	10%	0%

4.2.3.5 La résistance ultime plastique des sections en travée des poutres continues et des traverses de cadres tenus latéralement qui remplissent les conditions de la classe de section 2 peut être utilisée lors de la vérification, même si les sections ne remplissent pas ces mêmes conditions dans la zone des appuis et pour autant que la résistance élastique de la section dans la zone des appuis ne soit utilisée qu'à 90% au plus, pour le cas de charge considéré. La vérification au déversement dans la zone des appuis doit alors être effectuée selon la norme SIA 263.

4.3 Calcul de la résistance des sections

4.3.1 Largeur participante

4.3.1.1 Pour déterminer la résistance des sections, on doit tenir compte de la déformation d'une dalle vis-à-vis du cisaillement en plan (traînage de cisaillement) soit par une analyse rigoureuse, soit par l'utilisation d'une largeur participante.

4.3.1.2 La largeur participante b_{eff} peut être déterminée selon la norme SIA 262, en admettant comme largeur de l'âme b_w la largeur de l'aile du profilé b selon la figure 2 de la présente norme, ou selon les indications de la norme SN EN 1994-1-1.

4.3.2 Résistance ultime

- 4.3.2.1 Lors du calcul de la résistance des sections, on ne tiendra pas compte de la zone tendue du béton.
- 4.3.2.2 La résistance au cisaillement d'une section mixte est en général égale à celle de la section d'acier. La résistance au cisaillement et l'interaction flexion-cisaillement seront calculées selon les indications de la norme SIA 263.
- 4.3.2.3 On vérifiera l'introduction dans le béton des efforts dus aux connecteurs. On effectuera en outre les vérifications habituelles au cisaillement de la dalle en béton.
- 4.3.2.4 Les éléments en béton des sections mixtes doivent être armés de façon suffisante, selon les indications de la norme SIA 262.

4.4 Situation de projet Incendie

4.4.1 Généralités

L'analyse structurale et le dimensionnement sont régis selon les indications des normes SIA 260, SIA 261, SIA 262 et SIA 263. D'autres indications peuvent être trouvées dans la norme SN EN 1994-1-2.

Le facteur de résistance $\gamma_{M,fi} = 1,0$ est valable pour les propriétés thermiques et mécaniques.

4.4.2 Méthodes de calcul générales

- 4.4.2.1 L'analyse des structures porteuses lors d'un incendie selon les principes généraux de physique doit fournir une approximation fiable du comportement structural prévisible des éléments déterminants de la structure porteuse.
- 4.4.2.2 On peut employer des méthodes de calcul distinctes pour évaluer les effets thermiques, les variations de température dans les éléments et le comportement structural de la structure.
- 4.4.2.3 Les actions thermiques sont définies dans la norme SIA 261.
- 4.4.2.4 La distribution de la température dans les éléments doit être déterminée sur la base de la théorie de la transmission de la chaleur. La variation des propriétés thermiques des matériaux en fonction de la température doit être prise en compte. L'influence de l'humidité relative et de la migration de l'humidité peut être négligée.
- 4.4.2.5 Le comportement structural doit être basé sur la mécanique des milieux continus, avec la prise en considération du changement des propriétés des matériaux en fonction de la température. Les données fournies par la norme SIA 260 pour l'analyse structurale en cas d'incendie et les principes de la norme SIA 261 sont à prendre en compte. L'influence des déformations empêchées et des dilatations, dues à l'échauffement et au gradient de température, doit être prise en considération.

4.4.3 Dimensionnement à l'aide de tableaux

- 4.4.3.1 La vérification de la résistance au feu d'éléments structuraux dont le comportement est défini par la norme ISO régissant les effets d'un incendie peut être faite à l'aide des tableaux du chapitre 2 de la norme SIA 264/1. La géométrie de la section de l'élément structural devra satisfaire aux conditions géométriques définies dans ces tableaux.
- 4.4.3.2 La valeur du taux de sollicitation $\mu_{fi,t}$ en cas d'incendie est:

$$\mu_{fi,t} = E_{d,fi} / R_{d,fi,t=0} \quad (3)$$

$E_{d,fi}$ valeur de calcul de la sollicitation due à l'incendie selon la norme SIA 260

$R_{d,fi,t=0}$ valeur de calcul de la résistance d'un élément structural mixte au début d'un incendie, c'est-à-dire au temps $t = 0$ et à la température $\theta = 20^\circ\text{C}$ du local.

- 4.4.3.3 La valeur de calcul de la résistance d'une section au début de l'incendie $R_{d,fi,t=0}$ selon les tableaux du chapitre 2 de la norme SIA 264/1 est égale à la valeur de calcul R_d de la résistance à température ambiante selon chapitre 5 de la présente norme. Les tableaux tiennent compte de la différence des conditions de bord (longueur de flambage) et de la différence entre le facteur de résistance à température ambiante et durant l'incendie.

4.4.4 Dispositions constructives

- 4.4.4.1 Le béton d'enrobage de l'âme d'une poutre à âme enrobée de béton doit être convenablement lié mécaniquement au profilé métallique. Son éclatement sera empêché par la mise en place d'armature.
- 4.4.4.2 Les profilés creux remplis de béton devront être munis d'ouvertures permettant à la vapeur produite par l'échauffement du béton de s'échapper. Les poteaux seront au moins munis d'un trou en pied et d'un trou en tête, de 20 mm de diamètre au minimum.
- 4.4.4.3 Au droit des assemblages, les forces doivent pouvoir être transmises dans une zone centrale protégée thermiquement.
- 4.4.4.4 La zone d'appui des dalles alvéolées d'un plancher à poutres intégrées doit être protégée contre la rupture par cisaillement et contre la rupture de l'ancrage des fils adhérents. On utilisera pour ce faire une armature additionnelle ou une surépaisseur de béton. La vérification de la zone d'appui et de la résistance au cisaillement des dalles alvéolées devra tenir compte des contraintes autoéquilibrées dues à la température.

4.5 Situation de projet Séisme

4.5.1 Généralités

- 4.5.1.1 Le dimensionnement aux séismes des constructions mixtes peut être effectué en admettant un comportement soit ductile, soit non ductile de la structure.
- 4.5.1.2 Si une construction mixte est dimensionnée pour le séisme selon un comportement non ductile de la structure porteuse, le coefficient de comportement est $q = 2,0$, dans les cas où seules les sections des classes 1, 2, ou 3 sont utilisées pour la structure porteuse et $q = 1,5$ dans les autres cas. Il n'y a alors pas d'autres exigences à remplir.
- 4.5.1.3 Si une construction mixte est dimensionnée pour le séisme selon un comportement ductile de la structure porteuse, le coefficient de comportement q est à prendre en considération en fonction de la classe de section, selon le tableau 5. En outre, les conditions indiquées aux chiffres 4.5.1.4 à 4.5.1.6 ainsi que celles du chiffre 4.5.2 doivent être satisfaites. Dans le cas d'un comportement ductile de la structure porteuse, les sections de la classe de section 4 et les contreventements en K ne sont pas admis. Pour les parois porteuses en béton armé, on admettra le coefficient de comportement de la norme SIA 262.

Tableau 5: Coefficient de comportement q pour un comportement ductile de la structure porteuse

Type de raidissement de la structure porteuse	Classe de section		
	Classe 1	Classe 2	Classe 3
Cadres	$q = 5$	$q = 4$	$q = 2$
Contreventements à barres croisées ¹⁾	$q = 4$	$q = 4$	$q = 2$
Contreventements en V	$q = 2,5$	$q = 2,5$	$q = 2$
¹⁾ Contreventements à barres croisées: seules les diagonales en traction sont actives.			

- 4.5.1.4 Pour assurer que les zones ductiles disposent d'une réserve de déformation plastique suffisante et les zones non ductiles d'une réserve de résistance suffisante, les conditions suivantes doivent être respectées:
- L'acier de construction satisfait aux exigences de ductilité selon la norme SIA 263
 - Pour les boulons sollicités à la traction, il faut employer les classes de résistance 8.8 ou 10.9 et les précontraindre.
- 4.5.1.5 Les assemblages doivent être dimensionnés pour une valeur de résistance supérieure de 20% à celle des éléments assemblés. Les joints des poutres à soudures complètement pénétrées de la classe de qualité B remplissent en général cette condition.
- 4.5.1.6 Les éléments de la structure et leurs assemblages qui ne sont pas directement utilisés pour équilibrer les forces horizontales dues aux séismes, doivent être conçus pour qu'à un des coefficients de comportement choisi corresponde une déformabilité suffisante.
- 4.5.2 **Dispositions constructives pour les structures à comportement ductile**
- 4.5.2.1 Pour les éléments structuraux mixtes ductiles dans lesquels la résistance ultime des composants en béton est négligée, les dispositions constructives pour composants en acier de la norme SIA 263 sont applicables.
- 4.5.2.2 Pour les éléments structuraux mixtes ductiles dans lesquels on prend en compte la résistance ultime des composants en béton, les prescriptions suivantes sont applicables en plus des chiffres 4.5.1.4 à 4.5.1.6:
- Pour les éléments structuraux mixtes soumis à la flexion, la rigidité et la résistance plastique des composants métalliques doivent être telles que la plastification des composants en acier se produise avant la rupture par compression du béton.
 - Les composants en béton des éléments comprimés doivent être soit enveloppés par les parties en acier, soit munis d'étriers serrés selon les prescriptions de la norme SIA 262 pour éléments à comportement ductile.
- 4.5.2.3 Les composants en béton à comportement ductile appartenant à des ossatures mixtes sont régis par les exigences de la norme SIA 262 traitant des structures à comportement ductile.
- 4.5.2.4 La connexion partielle des éléments structuraux mixtes sera réalisée à l'aide de connecteurs souples (par exemple des goujons à tête).

4.6 Vérification de l'aptitude au service

- 4.6.1 Les exigences relatives au comportement de la structure doivent être satisfaites par un dimensionnement adéquat, par le soin apporté aux dispositions constructives, par une exécution soignée et conforme aux plans ainsi que par un entretien approprié.
- 4.6.2 Les limites de service des structures mixtes se rapportent généralement:
- aux déformations
 - à la fissuration
 - aux vibrations
 - à la résistance à la corrosion.
- 4.6.3 Les actions à prendre en considération sont définies par la norme SIA 261, en fonction de l'état d'utilisation et des exigences concernant le comportement de la structure porteuse.
- 4.6.4 Les efforts intérieurs et les déformations à l'état de service doivent être déterminés à l'aide d'une méthode de calcul élastique si l'on tient compte de la fissuration, du fluage et du retrait du béton. On tiendra compte de la souplesse de la connexion, si elle est déterminante.
- 4.6.5 La détermination des déformations et la vérification du comportement vibratoire sont régies par les prescriptions de la norme SIA 263. La limitation de la fissuration est régie par les prescriptions de la norme SIA 262.

4.7 Fatigue

- 4.7.1 Une vérification à la fatigue doit en principe être effectuée pour les structures porteuses sollicitées par des charges dues au trafic ferroviaire ou routier, ou pour celles qui sont soumises à des vibrations.
- 4.7.2 La vérification à la fatigue n'est nécessaire que s'il faut s'attendre à plus de 50 000 cycles de contraintes pendant la durée de service prévue.
- 4.7.3 La vérification à la fatigue des éléments en acier de construction et de la connexion des poutres mixtes doit être effectuée conformément à la norme SIA 263.
- 4.7.4 La résistance à la fatigue des goujons à tête soudés doit être prise en compte selon la norme SIA 263, en ce qui concerne le matériau de base et les goujons à tête. La valeur de calcul de la résistance au cisaillement P_{Rd} d'un goujon selon le chiffre 6.1.2.1 doit être réduite de 25%.
- 4.7.5 Le diamètre des goujons à tête sollicités à la fatigue ne doit pas être supérieur à 1,5 fois l'épaisseur du matériau de base.
- 4.7.6 Le risque dû à la fatigue est normalement faible pour la dalle en béton d'une poutre mixte pour autant que les exigences de la norme SIA 262 relatives aux dispositions constructives soient appliquées.
- 4.7.7 Si une vérification à la fatigue de la dalle en béton est nécessaire, elle sera régie par les prescriptions de la norme SIA 262.

5 ÉLÉMENTS DE CONSTRUCTION

5.1 Poutres mixtes

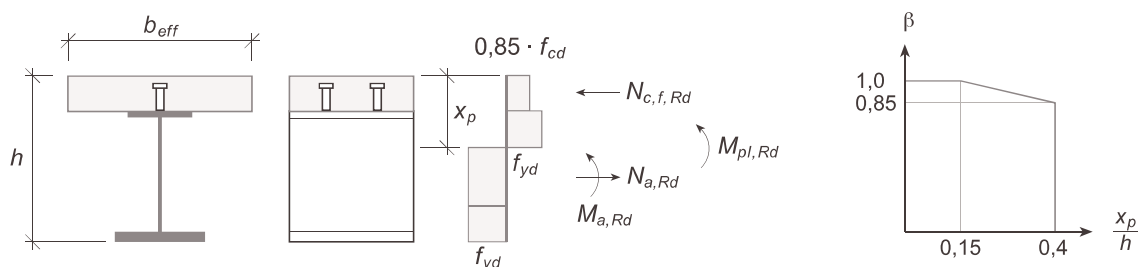
5.1.1 Généralités

- 5.1.1.1 La dalle en béton ou la dalle mixte des poutres mixtes doit être liée avec la poutre métallique par une connexion résistant au cisaillement.
- 5.1.1.2 En cas de calcul plastique de la liaison et en cas de connexion partielle, on donnera la préférence à des connecteurs souples, lesquels permettent un glissement suffisant entre les profilés métalliques et la dalle en béton sans diminution de leur résistance aux efforts rasants.
- 5.1.1.3 En cas de calcul plastique des poutres mixtes de ponts, la connexion doit toujours être totale.
- 5.1.1.4 Au stade définitif, les poutres mixtes doivent être vérifiées de façon à obtenir :
- une résistance suffisante des sections au droit des sections critiques
 - une résistance suffisante au déversement
 - une résistance suffisante de l'âme au voilement et une résistance suffisante à la compression locale sous forces concentrées
 - une résistance suffisante au cisaillement longitudinal.
- 5.1.1.5 Les sections critiques sont :
- les sections de moment fléchissant maximal
 - les sections sur appui
 - les sections soumises à des charges ponctuelles importantes
 - les emplacements où une brusque modification de section transversale se produit.
- 5.1.1.6 Durant la phase de construction, la sécurité structurale et la stabilité du profilé métallique doivent être vérifiées conformément aux prescriptions de la norme SIA 263.
- 5.1.1.7 Lors de la vérification de la résistance au cisaillement longitudinal, on définit une longueur critique délimitée par deux sections transversales critiques successives. En plus des sections critiques décrites au chiffre 5.1.1.5, on considérera également :
- les extrémités libres des porte-à-faux
 - des sections successives des poutres de hauteur variable. Ces sections doivent être choisies de telle sorte que le rapport du plus grand au plus petit moment d'inertie de flexion de deux sections successives quelconques ne soit pas supérieur à deux.

5.1.2 Résistance ultime

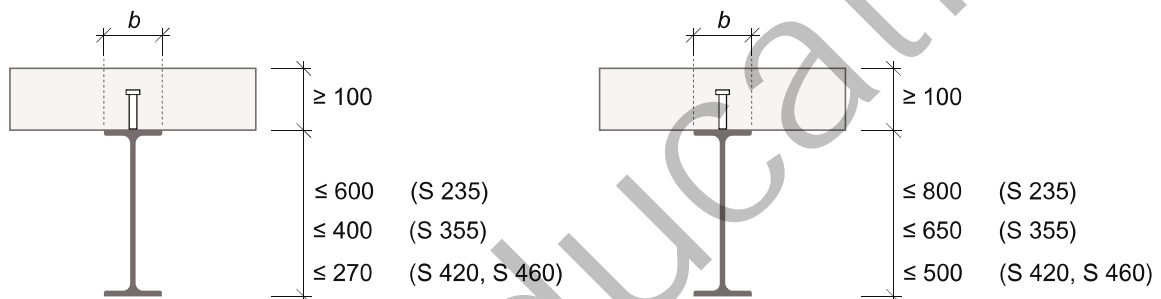
- 5.1.2.1 Pour le calcul de la résistance plastique à la flexion $M_{pl,Rd}$ et en cas de connexion totale, on admettra que la section de chaque matériau sera sollicitée en traction ou en compression jusqu'à une contrainte correspondant à la valeur de calcul de la résistance du matériau.
- 5.1.2.2 Lorsque la distance x_p entre l'axe neutre plastique et la fibre extrême du béton en compression dépasse 15% de la hauteur totale h de la section mixte, la résistance plastique à la flexion $M_{pl,Rd}$ d'une section mixte dont l'acier est de nuance S 420 ou S 460 sera réduite à l'aide du facteur de réduction β selon la figure 1, à moins qu'elle ne soit déterminée à l'aide d'un modèle non linéaire.

Figure 1: Facteur de réduction β de la résistance plastique à la flexion $M_{pl,Rd}$



- 5.1.2.3 La résistance plastique à la flexion d'une section soumise à un moment négatif ne pourra être prise en compte que si l'on prévoit, dans la largeur participante de la dalle en béton, une armature de classe de ductilité B ou C selon la norme SIA 262 et si la section en acier remplit les conditions des classes de section 1 ou 2.
- 5.1.2.4 Si l'on utilise un calcul élastique pour vérifier la résistance à la flexion d'une section, les contraintes dans les fibres les plus sollicitées sont limitées par les valeurs de calcul de la résistance des matériaux.
- 5.1.2.5 Lors d'un calcul élastique pour vérifier la résistance à la flexion d'une section, les contraintes dues aux actions sollicitant la structure métallique seule seront ajoutées aux contraintes dues aux actions agissant sur la structure mixte. Au cas où on doit tenir compte des effets de longue durée, une vérification doit être faite pour $t = 0$ et pour $t = \infty$.
- 5.1.2.6 La vérification au déversement des poutres mixtes continues dont l'aile inférieure est en compression n'est pas nécessaire si elles sont constituées d'un profilé IPE ou HE d'une hauteur maximale selon la figure 2 et si la connexion avec une dalle en béton d'épaisseur minimale de 100 mm est réalisée au moyen de goujons à tête. Un raidisseur doit être disposé sur appui. Pour les profilés à âme enrobée de béton, cette hauteur maximale peut être augmentée de 150 mm.

Figure 2: Poutres mixtes avec dalle en béton



a) Poutres mixtes constituées d'un profilé IPE

b) Poutres mixtes constituées d'un profilé HE

- 5.1.2.7 Si les nervures de la tôle profilée d'une dalle mixte sont perpendiculaires à la poutre métallique, on déterminera la résistance ultime de la poutre et les efforts à reprendre par les connecteurs en ne prenant en compte que la section du béton située au-dessus des nervures de la tôle.
- 5.1.2.8 Si les nervures de la tôle profilée d'une dalle mixte sont parallèles à la poutre métallique, on peut déterminer la résistance ultime en considérant le béton remplissant les nervures, à condition qu'on en tienne également compte dans le calcul du nombre de goujons nécessaire.
- 5.1.3 **Aptitude au service**
- 5.1.3.1 Le calcul des contraintes et des déformations à l'état-limite d'aptitude au service doit, le cas échéant, prendre en compte les aspects suivants :
- largeur participante (traînage de cisaillement)
 - glissement provenant d'une connexion partielle importante et/ou soulèvement
 - fissuration de la dalle en béton dans les zones de moments négatifs
 - fluage et retrait du béton
 - plastification éventuelle de l'acier de construction ou de l'acier d'armature.
- 5.1.3.2 Des dispositions propres à limiter l'ouverture des fissures dans la dalle en béton seront prises en tenant compte des prescriptions de la norme SIA 262.
- 5.1.3.3 Lors du calcul des flèches des poutres mixtes, on tiendra compte du déroulement de l'exécution et de la mise en charge.
- 5.1.3.4 En cas de connexion partielle de degré $N/N_f \geq 0,5$, l'effet du glissement au droit de la connexion pourra être négligé dans le cas d'une poutre non étayée au montage, si la hauteur des nervures de la tôle profilée placée perpendiculairement à la poutre est inférieure ou égale à 80 mm.

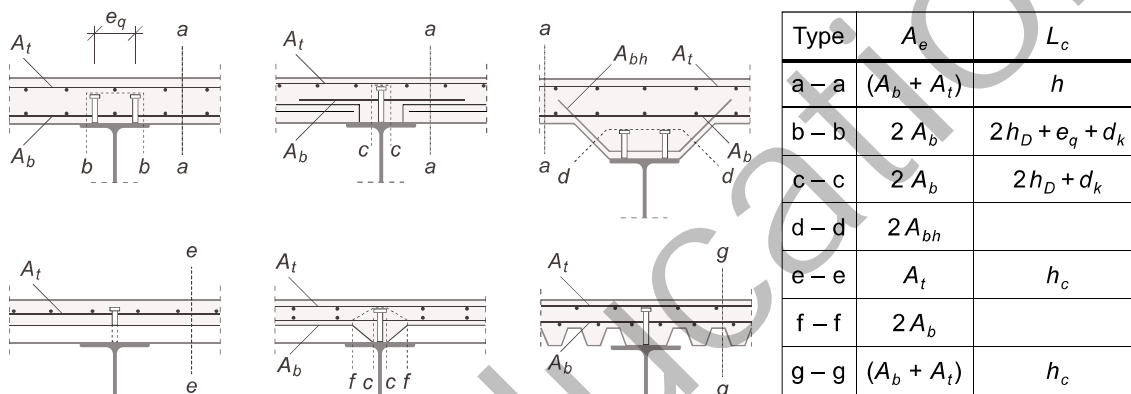
5.1.3.5 On limitera les vibrations des poutres mixtes en respectant les prescriptions des normes SIA 260 et SIA 263.

5.1.4 Cisaillement longitudinal

5.1.4.1 Les armatures transversales de la dalle doivent être dimensionnées à l'état-limite ultime de façon à prévenir une rupture prématurée de la dalle en béton par cisaillement longitudinal ou par l'introduction d'une force locale.

5.1.4.2 La résistance au cisaillement longitudinal de la dalle des poutres mixtes doit être vérifiée pour les types de surface de la figure 3. Les aires des sections efficaces d'armature A_e et les longueurs des surfaces potentielles de rupture L_c sont aussi données à la figure 3.

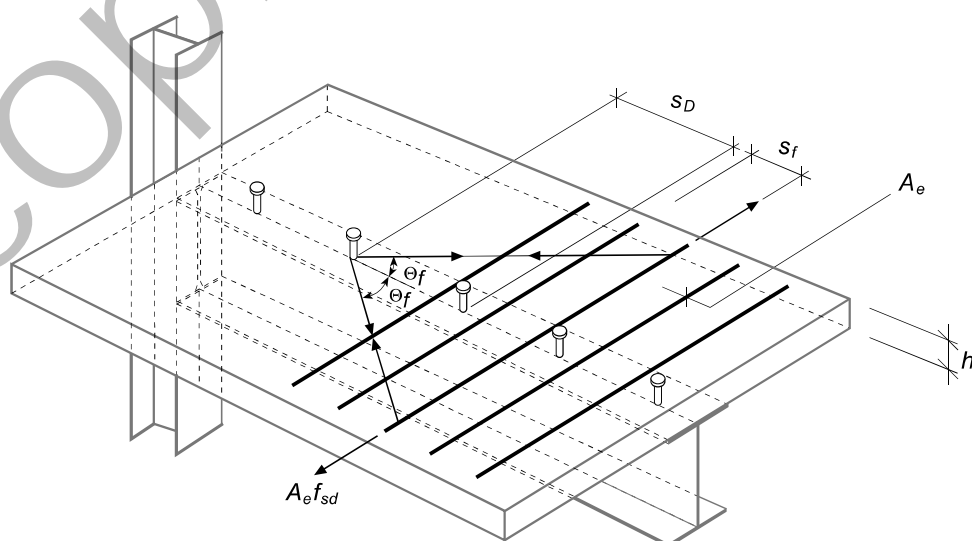
Figure 3: Types de surfaces potentielles de rupture par cisaillement longitudinal de la dalle en béton



5.1.4.3 Si les nervures de la tôle profilée de la dalle mixte sont perpendiculaires à la poutre métallique, il n'est pas nécessaire de considérer les surfaces de rupture par cisaillement de type b - b et c - c définies à la figure 3 à condition que la résistance de calcul des goujons soit déterminée en tenant compte du coefficient de réduction α_t selon le chiffre 6.1.3.1.

5.1.4.4 La résistance au cisaillement longitudinal de la dalle doit être déterminée conformément aux prescriptions de la norme SIA 262 (transmission du cisaillement entre l'aile et l'âme). Un treillis peut être utilisé comme modèle de calcul (voir figure 4).

Figure 4: Modélisation de la résistance au cisaillement longitudinal à l'aide d'un treillis



L'armature à prendre en compte pour la reprise du cisaillement longitudinal doit être ancrée selon la norme SIA 262.

- 5.1.4.5 La valeur de calcul de l'effort rasant ne doit en aucune section dépasser la valeur de calcul de la résistance au cisaillement longitudinal :

$$v_{Ed} \leq v_{sd} + v_{pd} \quad (4)$$

- 5.1.4.6 La contribution de l'armature transversale à la résistance au cisaillement longitudinal vaut :

$$v_{sd} = \frac{A_e}{s_f} f_{sd} \cot \theta_f \quad (5)$$

Pour éviter la rupture de la bielle de compression, v_{sd} doit être limité comme suit :

$$v_{sd} \leq k_c f_{cd} L_c \sin \theta_f \cos \theta_f \quad (6)$$

k_c = facteur de réduction ($k_c = 0,55$)

A_e section efficace de l'armature transversale (figure 3)

f_{sd} valeur de calcul de la limite apparente d'élasticité de l'acier d'armature

θ_f angle de la bielle de béton comprimée avec la direction longitudinale

f_{cd} valeur de calcul de la résistance à la compression sur cylindre du béton

L_c longueur de la surface potentielle de rupture (figure 3)

s_f écartement des barres d'armature transversale dans le sens longitudinal de la poutre.

Les valeurs limites recommandées de θ_f sont :

$$25^\circ \leq \theta_f \leq 45^\circ \quad \text{pour une dalle en compression} \quad (7)$$

$$35^\circ \leq \theta_f \leq 45^\circ \quad \text{pour une dalle en traction} \quad (8)$$

- 5.1.4.7 Si les nervures de la tôle profilée de la dalle mixte sont perpendiculaires à la poutre métallique (surface e – e selon la figure 3), la tôle peut être prise en compte dans la résistance au cisaillement longitudinal si elle est continue sur la semelle supérieure de la poutre métallique ou si elle est soudée à la poutre au moyen des goujons.

- 5.1.4.8 La contribution à la résistance au cisaillement longitudinal d'une tôle profilée d'une dalle mixte continue sur la semelle supérieure de la poutre métallique et dont les nervures lui sont perpendiculaires est égale à :

$$v_{pd} = \frac{A_p f_{yp}}{\gamma_{ap}} \quad (9)$$

A_p aire de la section de la tôle profilée par unité de longueur

f_{yp} limite d'élasticité de l'acier des tôles profilées.

- 5.1.4.9 La contribution à la résistance au cisaillement longitudinal d'une tôle profilée d'une dalle mixte non continue sur la semelle supérieure de la poutre métallique et dont les nervures lui sont perpendiculaires, soudée à cette poutre au moyen des goujons, est égale à :

$$v_{pd} = \frac{P_{pb,Rd}}{s_D} \leq \frac{A_p f_{yp}}{\gamma_{ap}} \quad (10)$$

$P_{pb,Rd}$ résistance à la pression latérale de la tôle profilée.

$$P_{pb,Rd} = k_\varphi d_{do} t f_{yp} \frac{1}{\gamma_{ap}} \quad (11)$$

$$k_\varphi = 1 + \frac{a}{d_{do}} \leq 6,0 \quad (12)$$

d_{do} diamètre du bourrelet de la soudure du goujon à tête, égal à 1,1 fois le diamètre de la tige du goujon d

a distance entre l'axe du goujon à tête et l'extrémité de la tôle profilée ($\geq 1,5 d_{do}$)

t épaisseur nette de la tôle profilée

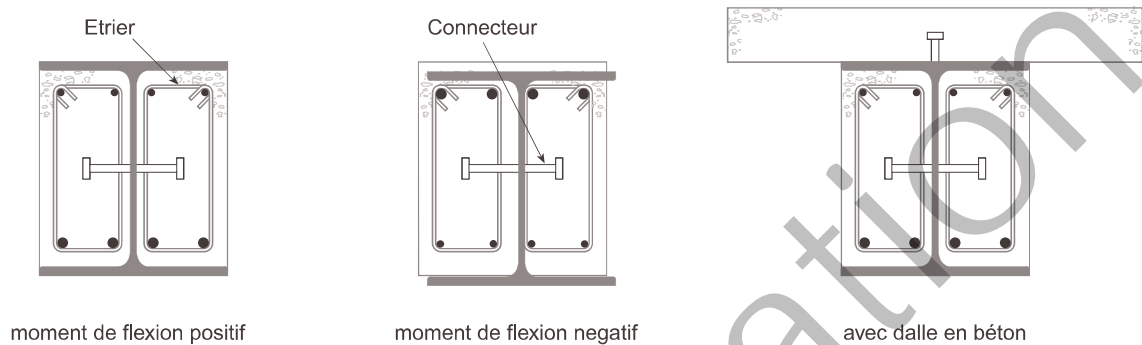
s_D écartement des goujons à tête dans le sens longitudinal de la poutre.

5.2 Poutres à âme enrobée de béton

5.2.1 Généralités

- 5.2.1.1 Les poutres à âme enrobée de béton sont des poutres mixtes dont l'âme du profilé métallique est liée au béton armé qui l'enrobe par une connexion résistant au cisaillement; les poutres à âme enrobée de béton peuvent elles-mêmes être liées à une dalle en béton ou à une dalle mixte (voir figure 5).

Figure 5: Exemples de poutres à âme enrobée de béton



- 5.2.1.2 Une connexion totale à comportement suffisamment ductile doit être prévue entre le profilé métallique et le béton qui enrobe son âme.
- 5.2.1.3 Le béton d'enrobage lié à l'âme du profilé métallique empêche le voilement de l'âme, ainsi que le voilement en direction de l'âme de la semelle comprimée. Ainsi, une âme de classe de section 3 peut être admise en classe de section 2. L'élancement c/t , de l'aile comprimée doit respecter les conditions du tableau 3.

5.2.2 Résistance ultime

- 5.2.2.1 La résistance à la flexion peut être déterminée sur la base d'une méthode de calcul plastique.
- 5.2.2.2 La résistance au cisaillement d'une poutre à âme enrobée de béton, avec ou sans dalle en béton, est équivalente à la résistance au cisaillement selon la norme SIA 263 de la section métallique seule.
- Si une armature composée d'étriers fermés ou soudés est mise en place, on pourra tenir compte de la contribution du béton d'enrobage à la résistance au cisaillement selon la norme SIA 262.

5.2.3 Aptitude au service

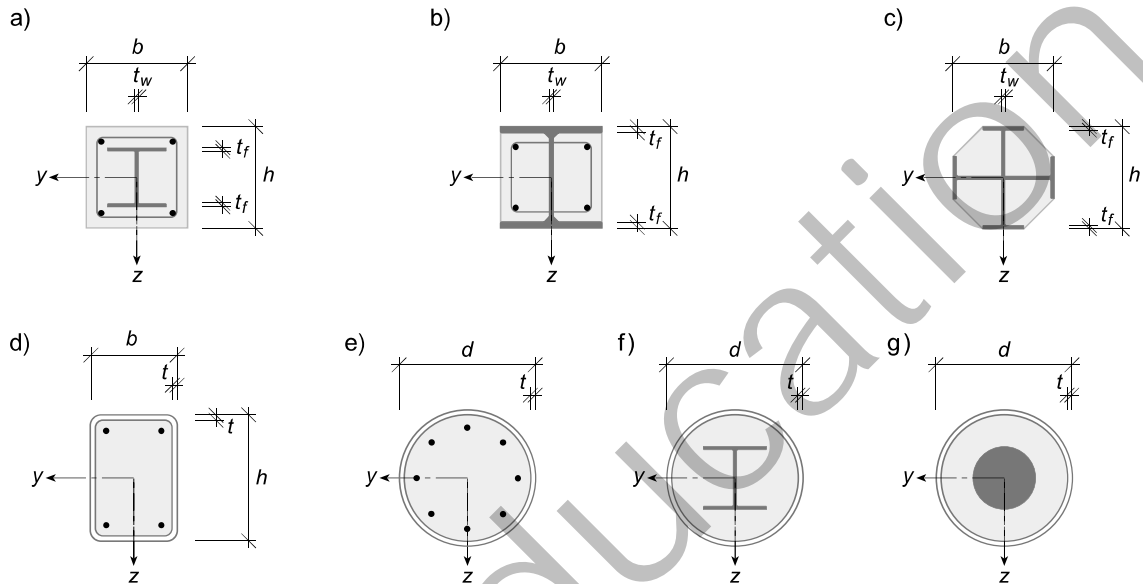
Lors du calcul des contraintes et des déformations d'une poutre à âme enrobée de béton, on tiendra compte de la fissuration du béton d'enrobage.

5.3 Poteaux mixtes

5.3.1 Généralités

- 5.3.1.1 Les poteaux mixtes sont constitués d'un profilé métallique partiellement ou totalement enrobé de béton ou d'un profilé creux dont le vide intérieur est rempli de béton pouvant être renforcé par un profilé métallique ou par une armature (voir figure 6).

Figure 6: Sections transversales typiques de poteaux mixtes et notations



- 5.3.1.2 Les méthodes de calcul suivantes sont valables pour la vérification des poteaux mixtes dont la valeur du paramètre de section δ se situe entre 0,2 et 0,9. Le paramètre de section δ est défini de la manière suivante:

$$\delta = \frac{A_a f_y / \gamma_a}{N_{pl,Rd}} \quad (13)$$

$N_{pl,Rd}$ valeur de calcul de la résistance plastique à l'effort normal selon le chiffre 5.3.2.4

Les éléments comprimés dont le paramètre de section se situe hors de ces limites seront considérés comme des poteaux métalliques ou des poteaux en béton armé.

- 5.3.1.3 Pour des poteaux mixtes de section transversale quelconque soumis à des efforts normaux et à des moments de flexion, les vérifications suivantes doivent être effectuées:

- sécurité structurale de l'élément (stabilité et résistance en section)
- résistance au voilement local
- introduction des forces
- résistance au cisaillement longitudinal entre l'acier de construction et le béton.

- 5.3.1.4 La vérification de la stabilité doit tenir compte des effets de second ordre dus aux imperfections géométriques, aux contraintes autoéquilibrées et à la fissuration du béton. On tiendra compte également des déformations dues au retrait et au fluage du béton.

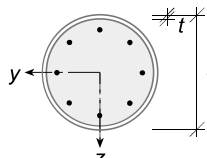
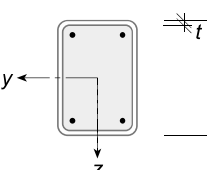
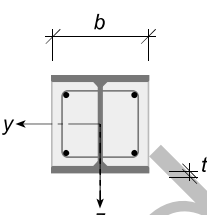
Par mesure de simplification, on pourra tenir compte des contraintes autoéquilibrées et des imperfections géométriques en les remplaçant par des imperfections équivalentes définies dans le tableau 7.

- 5.3.1.5 Lors du calcul, on admettra que les sections planes avant déformation restent planes après déformation et qu'il existe une interaction totale entre les composants acier et béton de l'élément structural mixte.

- 5.3.1.6 Lors de la vérification, il faut tenir compte de l'influence du voilement des composants en acier sur la résistance du poteau mixte.

- 5.3.1.7 Il est permis de négliger les effets de voilement des composants en acier pour des profilés entièrement enrobés de béton. Il en est de même pour d'autres types de sections de poteaux mixtes, si les valeurs limites du tableau 6 ne sont pas dépassées.

Tableau 6: Valeurs limites (d/t) , (h/t) et (b/t_f)

Section transversale	Max (d/t) , max (h/t) et max (b/t)
Profilé creux circulaire 	$\max (d/t) = 90 \varepsilon^2$
Profilé creux rectangulaire 	$\max (h/t) = 52 \varepsilon$
Profilé à double té à âme enrobée 	$\max (b/t_f) = 44 \varepsilon$

5.3.2 Compression centrée

- 5.3.2.1 La méthode simplifiée de dimensionnement à la compression centrée suivante est valable pour des poteaux mixtes à section constante et doublement symétrique. Pour l'application de cette méthode, la valeur du coefficient d'élancement $\bar{\lambda}$ ne doit pas dépasser 2,0.

- 5.3.2.2 L'excentricité d'extrémité e ne doit pas dépasser $0,1 h$, respectivement $0,1 d$. L'armature longitudinale doit être prise en compte, dans les calculs, avec un taux maximal de 6% de l'aire de la section de béton.

- 5.3.2.3 La valeur du rapport de la hauteur à la largeur de la section doit être comprise dans les limites suivantes: $0,2 \leq h/b \leq 5,0$.

- 5.3.2.4 La valeur de calcul de la résistance plastique à l'effort normal d'une section mixte est égale à la somme des valeurs de calcul de la résistance plastique à l'effort normal des sections partielles qui la composent:

$$N_{pl,Rd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_a} + A_c \frac{0,85 f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad (14)$$

A_a , A_c et A_s aires respectives des sections du profilé métallique, du béton et de l'armature
 f_y , f_{ck} et f_{sk} valeurs caractéristiques des résistances des aciers en conformité avec la norme SIA 263 et la norme SIA 262
 γ_a , γ_c et γ_s facteurs de résistance.

- 5.3.2.5 On prendra un facteur de correction égal à 1,0 à la place de 0,85 pour le calcul de la valeur $N_{pl,Rd}$ des profilés creux remplis de béton.

5.3.2.6 La sécurité structurale est vérifiée si l'on a, pour les deux axes principaux:

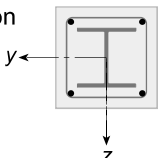
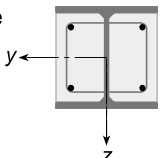
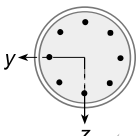
$$N_{Ed} \leq \chi_K N_{pl,Rd} \quad (15)$$

N_{Ed} valeur de calcul de l'effort normal

$N_{pl,Rd}$ valeur de calcul de la résistance plastique à l'effort normal selon le chiffre 5.3.2.4

χ_K coefficient de flambage conformément à la norme SIA 263 avec les courbes de flambage selon tableau 7.

Tableau 7: Courbes de flambage et valeurs de calcul des imperfections équivalentes des poteaux mixtes

Section transversale	Limites d'application	Axe de flambage	Courbe de flambage	Imperfection équivalente
Profilé enrobé de béton 		y - y	b	L/200
		z - z	c	L/150
Profilé à âme enrobée 		y - y	b	L/200
		z - z	c	L/150
Profilé creux circulaire ou rectangulaire, rempli de béton 	$\rho_s \leq 3\%$	Tous	a	L/300
	$3\% < \rho_s \leq 6\%$	Tous	b	L/200

5.3.2.7 Le coefficient d'élancement au flambage $\bar{\lambda}$ pour le plan de flexion considéré est donné par l'expression:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \leq 2,0 \text{ (voir le chiffre 5.3.2.1)} \quad (16)$$

$N_{pl,Rk}$ valeur caractéristique de la résistance plastique à l'effort normal selon le chiffre 5.3.2.4, calculée avec $\gamma_a = \gamma_c = \gamma_s = 1,0$

N_{cr} charge critique de flambage élastique selon le chiffre 5.3.2.10.

5.3.2.8 Pour la détermination du coefficient d'élancement au flambage, la rigidité caractéristique de la section d'un poteau mixte $(EI)_{eff,\lambda}$ peut être calculée avec l'expression:

$$(EI)_{eff,\lambda} = E_a I_a + E_s I_s + 0,6 E_{c,eff} I_c \quad (17)$$

I_a, I_s et I_c selon l'axe considéré, moments d'inertie respectifs du profilé métallique, de l'armature et du béton admis non fissuré. Le facteur 0,6 prend en compte la fissuration du béton

E_a et E_s modules d'élasticité de l'acier de construction et de l'acier d'armature, respectivement selon la norme SIA 263 et le chiffre 3.6.2 de la présente norme

$E_{c,eff}$ module d'élasticité efficace du béton selon l'équation (19).

Il est aussi admis de déterminer la valeur caractéristique de la rigidité de la section d'un poteau mixte selon l'expression:

$$(EI)_{eff,\lambda} = \frac{M}{\chi} \quad (18)$$

χ courbure lorsque la résistance à la flexion est atteinte.

- 5.3.2.9 Afin de tenir compte du comportement à long terme, la valeur E_{cm} du module d'élasticité du béton doit être réduite à la valeur $E_{c,eff}$:

$$E_{c,eff} = E_{cm} \frac{1}{1 + \frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}} \varphi(t, t_0)} \quad (19)$$

$N_{G,Ed}$ part permanente de la valeur de calcul de l'effort normal

$\varphi(t, t_0)$ coefficient de fluage selon la norme SIA 262

E_{cm} module d'élasticité du béton selon la norme SIA 262.

- 5.3.2.10 La charge critique de flambage élastique N_{cr} d'un poteau mixte vaut:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff,\lambda}}{L_K^2} \quad (20)$$

où $(EI)_{eff,\lambda}$ doit être déterminé selon le chiffre 5.3.2.8 et L_K est la longueur de flambage.

5.3.3 Efforts intérieurs de second ordre

- 5.3.3.1 Un calcul des efforts intérieurs selon la théorie du second ordre est en général requis pour les éléments comprimés, avec prise en compte des imperfections, du voilement local et des effets à long terme ainsi que de la fissuration du béton. Une vérification de la résistance et de la stabilité doit en général être effectuée.

- 5.3.3.2 Il est possible de renoncer à un calcul selon la théorie du second ordre pour les poteaux isolés biarticulés tenus latéralement aux extrémités si

$$\frac{N_{Ed}}{N_{cr,eff}} \leq 0,1 \quad (21)$$

avec $N_{cr,eff}$ selon le chiffre 5.3.3.4.

- 5.3.3.3 Les efforts intérieurs pour les systèmes à nœuds déplaçables sont déterminés à l'aide de la valeur de calcul de la rigidité:

$$(EI)_{eff,d} = 0,9 (E_a I_a + E_s I_s + 0,5 E_{c,eff} I_c) \quad (22)$$

- 5.3.3.4 Les effets du second ordre peuvent être déterminés à l'aide de la charge critique $N_{cr,eff}$ donnée par l'équation (23) suivante:

$$N_{cr,eff} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff,d}}{L_K^2} \quad (23)$$

$(EI)_{eff,d}$ valeur de calcul de la rigidité selon l'équation (22)

L_K longueur de flambage.

5.3.4 Compression et flexion uniaxiale

- 5.3.4.1 Par mesure de simplification, il est admis de prendre en compte les effets de second ordre dans un poteau tenu latéralement en augmentant la valeur de calcul du plus grand moment fléchissant de premier ordre avec le facteur d'amplification k suivant et les imperfections équivalentes du tableau 7:

$$k = \frac{\omega}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,eff}}} \geq 1,0 \quad (24)$$

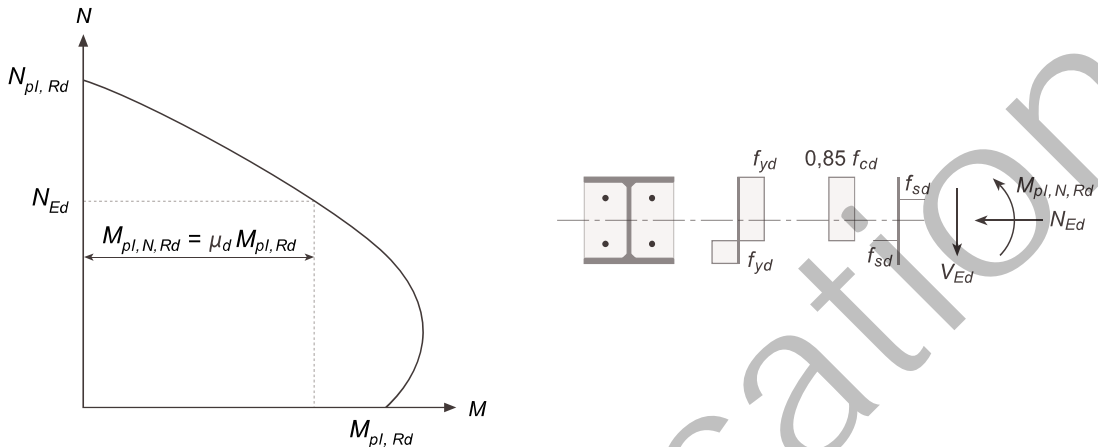
$N_{cr,eff}$ charge critique de flambage élastique dans le plan considéré, selon le chiffre 5.3.3.4 avec L_K égal à la longueur du poteau

ω facteur pour la prise en compte de la répartition des moments de flexion, selon la norme SIA 263.

A défaut de calcul plus précis, il y a lieu de prendre une valeur de ω non inférieure à 1,0 en cas d'action simultanée de moments d'extrémité et de charges transversales.

- 5.3.4.2 La vérification des éléments structuraux mixtes doit être faite pour les deux axes de symétrie de la section, en prenant en compte l'élancement, les moments de flexion et les résistances ultimes des sections. Pour la compression et la flexion uniaxiale, cette vérification doit être effectuée selon les chiffres 5.3.4.3 à 5.3.4.7 dans le plan de flexion et selon le chiffre 5.3.2 dans l'autre plan.
- 5.3.4.3 La résistance ultime de la section sollicitée par une compression et une flexion uniaxiale est déterminée à l'aide de la courbe d'interaction de la figure 7.

Figure 7: Courbe d'interaction entre la compression et la flexion uniaxiale



La courbe d'interaction peut être déterminée en prenant pour hypothèse une répartition plastique des contraintes.

- 5.3.4.4 Pour les profilés creux remplis de béton, il est permis de calculer la résistance plastique de la section en remplaçant la valeur 0,85 du facteur de correction par la valeur 1,0.
- 5.3.4.5 Lorsque la valeur de calcul de l'effort tranchant $V_{a,Ed}$ est supérieure ou égale à $0,5 V_{pl,a,Rd}$, il faut prendre en considération l'interaction entre l'effort tranchant et la flexion par une réduction de la résistance à la flexion dans la courbe d'interaction entre la compression et la flexion (voir norme SIA 263).
- 5.3.4.6 La résistance ultime d'un poteau mixte soumis à la compression et à une flexion uniaxiale doit être vérifiée comme suit :

$$\frac{M_{Ed,II}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed,II}}{\mu_d M_{pl,Rd}} \leq 0,9 \quad (25)$$

$M_{Ed,II}$ valeur de calcul du moment sollicitant le poteau selon la théorie du second ordre, en tenant compte des imperfections équivalentes conformément au chiffre 5.3.1.4

$M_{pl,N,Rd}$ valeur de calcul du moment plastique du poteau sollicité par l'effort N_{Ed} (tiré du diagramme d'interaction)

μ_d selon la figure 7: $\mu_d = M_{pl,N,Rd} / M_{pl,Rd}$. Les valeurs $\mu_d > 1,0$ ne doivent être prises en considération que si M et N sont dépendants l'un de l'autre (par exemple en présence de moments d'excentricité).

Pour les nuances d'acier S 420 et S 460 le facteur vaut 0,8 au lieu de 0,9.

5.3.5 Compression et flexion biaxiale

La vérification d'un poteau mixte de section doublement symétrique soumis à une compression et à une flexion biaxiale peut être effectuée de façon analogue à la méthode de calcul donnée au chiffre 5.3.4 avec interaction linéaire selon les deux axes. Pour les autres sections, les méthodes sont spécifiées dans la norme SN EN 1994-1-1.

5.3.6 Introduction des forces et connexion acier-béton

5.3.6.1 Aux extrémités des poteaux, l'introduction dans le profilé métallique ou dans la partie en béton des forces ou des efforts intérieurs provenant des éléments adjacents doit être vérifiée. Les efforts rasants agissant entre les composants acier et béton doivent être déterminés sur la base d'une répartition plastique des contraintes de cisaillement. La longueur d'introduction de ces efforts rasants ne doit pas être admise supérieure à deux fois la dimension transversale de la section considérée. On peut en général négliger les espaces entre l'acier et le béton dus au retrait du béton.

Si les contraintes limites du chiffre 5.3.6.3 sont dépassées dans la zone d'introduction des forces, il faut prévoir des connecteurs. Pour les poteaux qui sont munis de plaques frontales en contact avec le béton, il n'est pas nécessaire de vérifier l'introduction des forces.

5.3.6.2 Au cas où les poteaux mixtes sont sollicités par des efforts tranchants importants dus par exemple à des forces transversales concentrées ou à des moments d'extrémité, les contraintes de cisaillement entre profilé métallique et éléments en béton doivent être vérifiées à l'aide d'un calcul élastique en admettant le béton non fissuré et en tenant compte du comportement à long terme du béton.

Si les contraintes limites du chiffre 5.3.6.3 sont dépassées, des connecteurs doivent être mis en place.

5.3.6.3 Les contraintes de cisaillement dues à l'effet mixte ne doivent pas dépasser les valeurs limites suivantes :

- pour les profilés entièrement enrobés de béton $0,3 \text{ N/mm}^2$
- pour les profilés creux rectangulaires remplis de béton $0,4 \text{ N/mm}^2$
- pour les profilés creux circulaires remplis de béton $0,55 \text{ N/mm}^2$
- pour les ailes des profilés à âme enrobée $0,2 \text{ N/mm}^2$ (jusqu'à une largeur d'aile de 200 mm)
- pour les âmes des profilés à âme enrobée $0,0 \text{ N/mm}^2$.

5.3.6.4 Il convient également de montrer, par des essais selon le chapitre 9, qu'il est possible de compter sur une interaction complète jusqu'à la ruine de l'élément de construction.

5.4 Dalles mixtes

5.4.1 Généralités

5.4.1.1 Une dalle mixte est constituée d'une tôle profilée, solidarisée avec le béton de couverture. Les dalles mixtes ne portent que dans la direction des nervures de la tôle.

5.4.1.2 Les prescriptions suivantes sont applicables aux dalles mixtes de bâtiments où les sollicitations sont à prédominance statique, ainsi qu'aux dalles mixtes de bâtiments industriels soumises à des sollicitations dynamiques. Pour les ossatures porteuses dont les charges utiles sont largement répétitives ou appliquées brusquement, un soin tout particulier doit être apporté aux dispositions constructives afin de s'assurer que l'effet mixte ne se dégrade pas.

5.4.1.3 Durant la phase de construction, la tôle profilée est utilisée comme coffrage porteur. Au stade définitif, la tôle profilée se lie structuralement au béton durci et agit comme tout ou partie de l'armature de traction de la dalle mixte.

5.4.1.4 Les actions, qui doivent être reprises par la tôle profilée avant le durcissement du béton, doivent être déterminées selon la norme SIA 261/1.

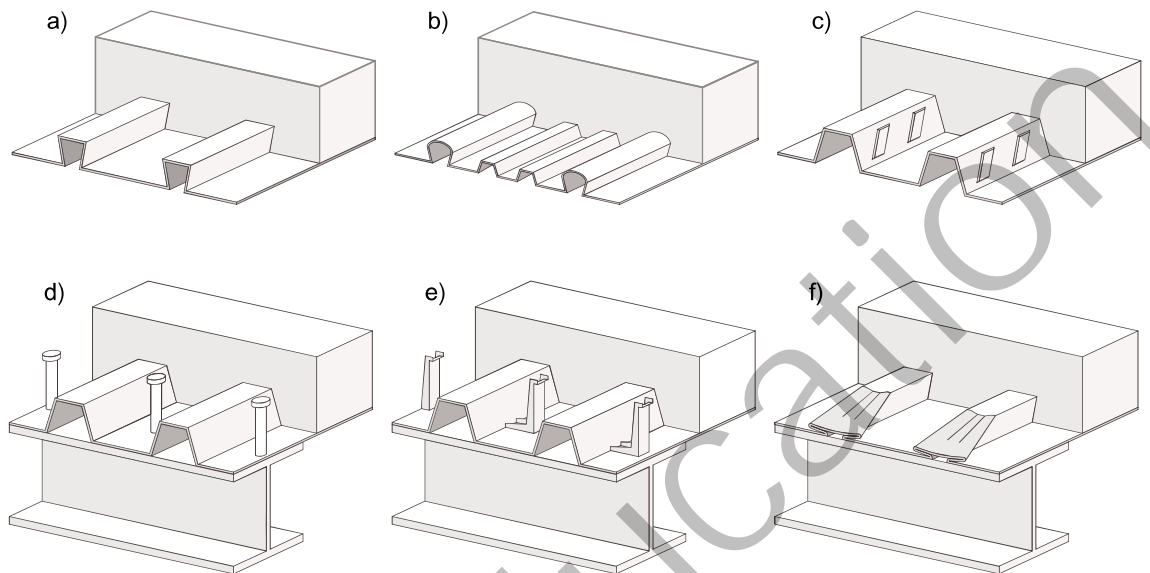
On tiendra compte des différentes phases de mise en place du béton, de l'effet de l'étalement de la tôle profilée, de la surépaisseur de béton due à la flèche de la tôle profilée et de charges d'entreposage temporaire de matériaux.

5.4.1.5 L'introduction des forces au droit des étais de la tôle profilée durant la phase de construction doit être vérifiée.

5.4.1.6 Dans les zones de moment négatif des dalles continues, on peut tenir compte, pour la résistance en section, de l'armature passive mise en place dans le béton au-dessus des nervures en plus du treillis destiné à répartir la fissuration de retrait. Dans les zones de moment positif, on peut tenir compte pour la résistance en section de la dalle mixte d'une armature supplémentaire disposée dans les nervures de la tôle, y compris toute armature prévue pour la résistance au feu.

- 5.4.1.7 L'effet mixte entre la tôle profilée et le béton peut être assuré par un ou plusieurs des moyens de connexion suivant (voir la figure 8) :
- frottement dû au profil à nervures rentrantes (a, b)
 - adhérence mécanique par bossages (c)
 - ancrages d'extrémité au moyen de connecteurs fixés sur la poutre support (d, e) ou par déformation des nervures rentrantes (f).

Figure 8: Effet mixte entre la tôle profilée et le béton



5.4.2 Calcul des efforts intérieurs

- 5.4.2.1 Pour déterminer les efforts intérieurs, on peut utiliser les méthodes suivantes:
- analyse élastique linéaire, avec ou sans redistribution des moments de flexion
 - analyse globale plastique, à condition qu'il soit démontré que les sections où une rotule plastique est requise possèdent une capacité de rotation suffisante
 - analyse élastique-plastique, tenant compte du comportement non linéaire des matériaux.
- 5.4.2.2 Il est possible de redistribuer les moments de flexion résultant d'une analyse élastique des dalles continues en réduisant les moments de flexion sur appuis intermédiaires de 30% au maximum et en augmentant en conséquence les moments de flexion positifs dans les travées adjacentes.
- 5.4.2.3 Il est permis de calculer une dalle continue comme une série de travées isostatiques. Il convient alors de prévoir sur les appuis intermédiaires une armature minimale propre à limiter l'ouverture des fissures, conformément au chiffre 5.4.4.6.
- 5.4.2.4 Il est possible d'utiliser une analyse globale plastique sans vérification directe de la capacité de rotation si l'on emploie une armature en acier de classe de ductilité B ou C selon la norme SIA 262 et si la portée est inférieure à 3,0 m.

5.4.3 Résistances ultimes

- 5.4.3.1 Les sections transversales critiques pour la vérification de la sécurité structurale sont:
- les sections de moment fléchissant maximal
 - les sections sur appui (moment négatif, réaction d'appui et effort tranchant)
 - les sections soumises à des charges concentrées importantes (poinçonnement)
 - l'interface tôle profilée-béton.

5.4.3.2 Pour le calcul de la résistance ultime à la flexion, on respectera les prescriptions du chiffre 5.1.2.1.

On ne tiendra pas compte de la contribution de la tôle profilée pour le calcul de la résistance ultime à la flexion sous moment négatif.

5.4.3.3 La valeur de calcul de la résistance au cisaillement vertical d'une dalle mixte est donnée par:

$$V_{Rd} = k_d \tau_{cd} d_p \frac{b_0}{b_s} \quad (26)$$

τ_{cd} valeur de calcul de la contrainte limite de cisaillement du béton selon la norme SIA 262

b_0 largeur des nervures en béton (figure 18)

b_s entraxe des nervures de la tôle (figure 18)

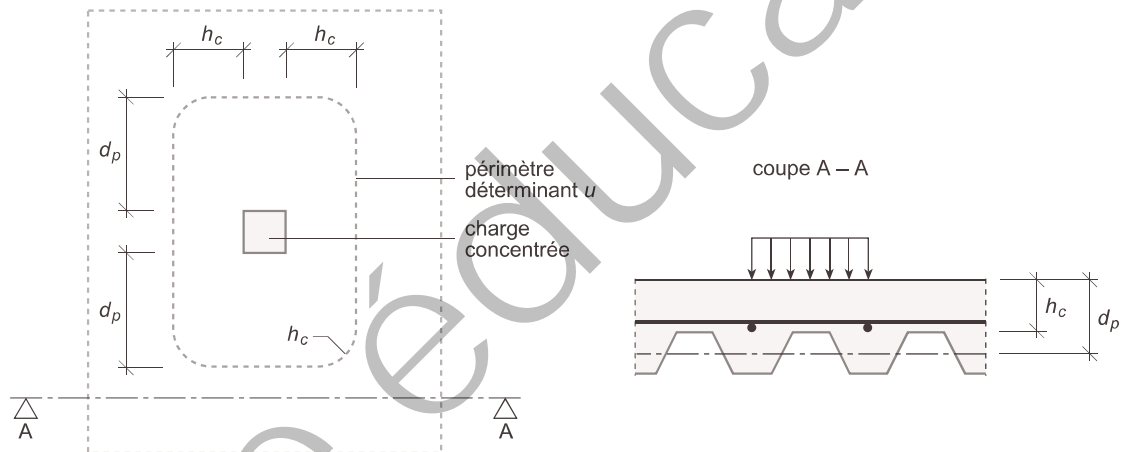
d_p hauteur statique de la section mixte.

Le facteur de réduction k_d pour les dalles mixtes avec hauteur statique $d_p \leq 150$ mm vaut 0,8. Pour les dalles avec hauteur statique $d_p > 150$ mm, il faut appliquer les prescriptions de la norme SIA 262.

5.4.3.4 La valeur de calcul de la résistance au poinçonnement d'une section mixte au droit d'une charge concentrée est égale à celle d'une section de béton de hauteur égale à l'épaisseur h_c de béton situé au-dessus des nervures de la tôle profilée et de périmètre déterminant u défini à la figure 9.

$$V_{Rd} = k_d \tau_{cd} h_c u \quad (27)$$

Figure 9: Périmètre déterminant pour le calcul de la résistance au poinçonnement



5.4.3.5 La résistance au cisaillement longitudinal entre la tôle et le béton d'une dalle mixte doit être vérifiée à l'aide de la méthode empirique $m-k$ ou de la méthode de la connexion partielle conformément à la norme SN EN 1994-1-1. La méthode de la connexion partielle ne peut être utilisée que pour des dalles mixtes présentant un comportement ductile.

Si la méthode $m-k$ est utilisée, il doit être montré que la valeur de calcul de l'effort tranchant V_{Ed} pour une largeur de dalle b ne dépasse pas la résistance ultime au cisaillement longitudinal $V_{L,Rd}$ déterminée au moyen de la relation suivante:

$$V_{L,Rd} = b d_p \frac{m \frac{A_p}{b L_s} + k}{\gamma_v} \quad (28)$$

b largeur de la dalle, en mm

d_p hauteur statique de la section mixte, en mm

L_s longueur de cisaillement, en mm

A_p aire de la section de la tôle profilée, en mm²

m, k coefficients empiriques déterminés expérimentalement, en N/mm²

γ_v facteur de résistance relatif à la connexion ($\gamma_v = 1,25$).

Il convient de prendre comme longueur de cisaillement L_s les valeurs suivantes :

- $L/4$ pour une charge uniforme appliquée sur la totalité de la longueur L de la travée
- la distance entre la charge appliquée et l'appui le plus proche pour deux charges égales disposées symétriquement

Pour les autres dispositions de charges, y compris une combinaison de charges réparties et de charges concentrées asymétriques, il convient de procéder à une évaluation basée sur des résultats d'essais ou des calculs approchés.

Pour les dalles mixtes continues, la résistance au cisaillement longitudinal peut être déterminée sur la base d'une poutre simple équivalente de portée valant :

- $0,8 L$ pour une travée intermédiaire,
- $0,9 L$ pour une travée de rive.

- 5.4.3.6 La résistance au cisaillement longitudinal peut être augmentée en utilisant des ancrages d'extrémité selon la figure 8 (c) à (f).

La valeur de calcul de la résistance au cisaillement longitudinal de dalles mixtes pourvues d'ancrages d'extrémité peut être déterminée à l'aide la méthode de la connexion partielle selon la la norme SN EN 1994-1-1.

5.4.4 Aptitude au service

- 5.4.4.1 Pour déterminer les flèches, il faut en principe appliquer le chiffre 5.1.3.

- 5.4.4.2 Les flèches peuvent être calculées en prenant le moment d'inertie de flexion égal à la moyenne des valeurs des sections fissurées et non fissurées. Pour un béton normal, on pourra utiliser une valeur moyenne du coefficient d'équivalence, entre les effets à long et à court terme.

Lors de la vérification de la flèche d'une dalle mixte, il n'est pas nécessaire d'inclure la flèche de la tôle profilée due à son poids propre et au poids du béton frais.

- 5.4.4.3 Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche d'une dalle mixte lorsque le rapport entre la portée de la dalle mixte et sa hauteur statique ne dépasse pas la limite $L/d_p = 26$.

- 5.4.4.4 Durant la phase de construction, la flèche w de la tôle profilée due à son poids propre et au poids du béton frais ne dépassera pas $L/180$, L étant la portée de la dalle. Si la flèche w est supérieure à $1/10$ de l'épaisseur totale de la dalle, on devra tenir compte du surplus de poids du béton. Pour ce faire, l'épaisseur nominale de béton à utiliser lors du dimensionnement de la tôle sera augmentée de $0,7 w$.

- 5.4.4.5 Afin de limiter l'ouverture des fissures dans la zone des moments négatifs des dalles mixtes continues, des mesures conformes à la norme SIA 262 doivent être prises.

- 5.4.4.6 Si les dalles mixtes continues sont dimensionnées comme une série de travées isostatiques, on devra, pour limiter l'ouverture des fissures au droit des appuis intermédiaires, placer une armature minimale d'aire égale à 0,2% (dalles non étayées) et 0,4% (dalles étayées) de l'aire de la section de béton située au-dessus des nervures.

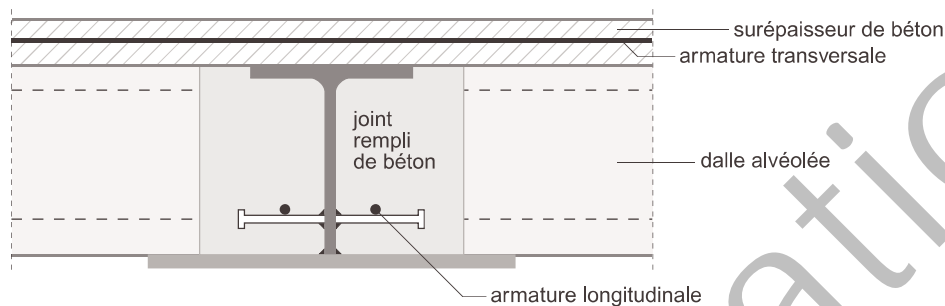
- 5.4.4.7 Afin de limiter les oscillations des dalles mixtes, on respectera les prescriptions de la norme SIA 263.

5.5 Planchers à poutres intégrées

5.5.1 Généralités

Un plancher à poutres intégrées est composé d'une dalle en éléments préfabriqués en béton ou d'une dalle mixte, supportée par des poutres en acier (figure 10). L'effet mixte est créé par le remplissage avec du béton de l'espace situé entre la poutre et la dalle. Une surépaisseur de béton avec armature peut compléter la section.

Figure 10: Plancher avec poutres intégrées et armature longitudinale pour la protection contre l'incendie.



5.5.2 Poutres

5.5.2.1 Les poutres intégrées du plancher peuvent être calculées comme des poutres à âme enrobée de béton selon le chapitre 5.2. La largeur participante de la dalle b_{eff} est égale à :

- l'entraxe des éléments en béton préfabriqués pour les planchers sans surépaisseur de béton
- la largeur b_{eff} selon la norme SIA 262 pour les planchers avec surépaisseur de béton et armature transversale suffisante.

Pour les planchers à poutres intégrées avec surépaisseur de béton, l'adhérence du béton situé au-dessus des goujons à tête ou de l'armature transversale doit être assurée. Si on veut tenir compte de l'adhérence entre la surépaisseur de béton et les dalles alvéolées, il faut effectuer les vérifications selon la norme SIA 262.

5.5.2.2 L'interaction entre le moment de flexion transversal de l'âme inférieure et le moment de flexion longitudinal doit être vérifiée lorsque le moment M_{Ed} dû à la flexion transversale, avant solidarisation, est supérieur à $0,8 M_{pl,Rd}$ de l'âme inférieure.

5.5.2.3 La torsion due au chargement non symétrique doit être considérée, en particulier au stade de construction et pour les poutres de bord, lors du dimensionnement de la poutre et de ses attaches.

5.5.2.4 L'armature longitudinale située dans le joint bétonné longitudinal peut être prise en considération lors du dimensionnement pour la situation de projet incendie.

5.5.3 Planchers à dalles alvéolées en béton

5.5.3.1 L'influence de l'effet mixte et de la déformation de la poutre sur la résistance au cisaillement des dalles alvéolées doit être prise en considération.

Si l'effort tranchant sollicitant les dalles alvéolées est faible ($V_{Ed,q} < 0,35 V_{Rd}$), on peut négliger l'influence sur les dalles alvéolées de l'effet mixte et de la déformation de la poutre. $V_{Ed,q}$ est la valeur de calcul de l'effort tranchant au droit des appuis de la dalle alvéolée dû aux charges utiles et aux charges permanentes, sans tenir compte du poids propre de la dalle alvéolée.

5.5.3.2 Si la résistance au feu est requise, on tiendra compte des contraintes autoéquilibrées dues au gradient de température dans la dalle alvéolée. En règle générale, si $V_{Ed,fi} \geq 0,2 V_{Rd}$, on mettra en œuvre une armature supplémentaire dans la zone des appuis afin d'éliminer un risque de rupture de l'ancrage des fils adhérents.

5.5.4 Planchers à dalles mixtes

- 5.5.4.1 Les tôles profilées à grande hauteur de nervures h_p des planchers à dalles mixtes doivent être dimensionnées selon le chiffre 5.4.
- 5.5.4.2 La portée des tôles profilées peut être prise égale à l'écartement de leurs appuis, en phase de construction comme au stade définitif. Par simplification, on peut aussi admettre comme portée la distance entre les axes des poutres intégrées moins 75 mm.
- 5.5.4.3 Une armature supplémentaire peut être disposée dans les nervures des tôles profilées. Elle doit être correctement ancrée au droit des poutres.

5.6 Renforcement de la tête des poteaux dans les dalles plates en béton

- 5.6.1 Pour les dalles plates comportant un renforcement en acier de construction de la tête des poteaux, la vérification du poinçonnement à l'intérieur et à l'extérieur de la zone renforcée doit être effectuée selon la norme SIA 262.
- 5.6.2 Une surveillance de la qualité de l'exécution des assemblages soudés est nécessaire. Toutes les soudures seront de classe de qualité B sauf celles des profilés de rive qui peuvent être de classe de qualité C selon la norme SIA 263.

6 CONNEXION ET ASSEMBLAGES

6.1 Connexion

6.1.1 Généralités

- 6.1.1.1 Des connecteurs et des armatures transversales doivent être disposés tout au long des poutres mixtes afin que les efforts rasants puissent être transmis de façon sûre entre la dalle en béton et la poutre en acier, en négligeant l'effet de l'adhérence naturelle entre les deux composants.
- 6.1.1.2 La méthode de calcul de la connexion (élastique/plastique) à adopter doit être la même que la méthode utilisée pour la détermination des efforts intérieurs. Le calcul de l'effort rasant s'effectue en tenant compte de la variation de l'effort normal dans la dalle en béton ou dans le profilé en acier entre deux sections critiques (voir le chiffre 5.1.1.7).
- 6.1.1.3 Une redistribution plastique des efforts rasants ne peut être admise que si les connecteurs sont souples. Les goujons à tête sont considérés comme souples si leur longueur h_D est égale ou supérieure à 4 fois le diamètre d de leur tige ($h_D \geq 4d$). Les connecteurs cloués en forme d'équerre sont admis comme étant des connecteurs souples. Si l'on utilise d'autres types de connecteurs, on vérifiera leur déformabilité $\delta_{uk} \geq 6$ mm par le calcul ou par des essais effectués selon la norme SN EN 1994-1-1.
- 6.1.1.4 Si des connecteurs de type différent sont utilisés dans le même interface acier-béton, il faut tenir compte de leur comportement force-glissement différent. La présente norme est limitée aux indications relatives aux goujons à tête. La résistance au cisaillement des autres types de connecteurs doit être déterminée par des essais.
- 6.1.1.5 La connexion doit être dimensionnée de façon à garantir une sécurité structurale suffisante vis-à-vis du soulèvement de la dalle en béton.
- 6.1.1.6 Dans la zone des moments positifs et en cas de calcul plastique de la résistance des sections, les poutres mixtes peuvent être réalisées aussi bien avec une connexion totale que partielle. En cas de connexion partielle, seuls des connecteurs souples sont admis et leur nombre doit être déterminé selon la théorie de la connexion partielle. Pour un profilé en acier de section doublement symétrique, le degré de connexion est limité aux valeurs suivantes :

$$\frac{N}{N_f} \geq 1 - \frac{355 \text{ N/mm}^2}{f_y} (0,75 - 0,03 L_e) \geq 0,4 \quad \text{pour } L_e \leq 25 \text{ m}$$

$$\frac{N}{N_f} \geq 1 \quad \text{pour } L_e > 25 \text{ m}$$
(29)

N_f nombre de connecteurs nécessaires pour une connexion totale
 N nombre de connecteurs nécessaires pour une connexion partielle
 L_e distance entre les points de moment nul en m.

6.1.2 Résistance au cisaillement des goujons à tête

- 6.1.2.1 La valeur de calcul de la résistance au cisaillement P_{Rd} d'un goujon à tête de longueur $h_D \geq 4d$ est égale à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$P_{Rd} = \frac{0,29 d^2}{\gamma_V} \sqrt{f_{ck} E_{cm}} \quad \text{écrasement du béton} \quad (30)$$

$$P_{Rd} = \frac{0,8 f_u}{\gamma_V} \frac{\pi d^2}{4} \quad \text{rupture du goujon} \quad (31)$$

d diamètre de la tige du goujon à tête ($16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$)
 f_{ck} valeur caractéristique de la résistance à la compression sur cylindre du béton
 E_{cm} module d'élasticité du béton

f_u résistance à la traction de l'acier des goujons, au maximum 500 N/mm² dans les calculs
 γ_v facteur de résistance relatif à la connexion ($\gamma_v = 1,25$).

Pour les ponts, avec détermination de la résistance ultime des sections selon un calcul élastique, pour les vérifications d'état-limite type 2 la valeur donnée par l'équation (30) doit être réduite à 75%.

La valeur de la résistance ultime est valable pour un sens donné de la sollicitation. Si l'on inverse ce sens, la valeur de la résistance ultime peut être différente.

6.1.2.2 Lorsque des goujons à tête sont soumis à un effort de traction direct en plus du cisaillement, on pourra négliger l'effet de l'effort de traction s'il est inférieur à $0,1 P_{Rd}$. S'il est supérieur à $0,1 P_{Rd}$, la résistance au cisaillement des goujons à tête devra être déterminée par des essais.

6.1.2.3 Dans la zone de moments positifs, les connecteurs souples peuvent être répartis de façon uniforme entre deux sections critiques. Ceci est valable à condition que la poutre en acier présente une section doublement symétrique, que la détermination de la résistance des sections transversales soit faite selon la méthode de calcul plastique et que le signe de l'effort tranchant ne change pas dans la zone considérée.

6.1.3 Compléments pour les poutres mixtes comportant une dalle mixte

6.1.3.1 Si les nervures de la tôle profilée de la dalle mixte sont parallèles à la poutre métallique (figure 11), la résistance au cisaillement P_{Rd} des goujons à tête sera déterminée selon le chiffre 6.1.2.1. Si la rupture a lieu par écrasement du béton selon l'équation (30), la résistance au cisaillement P_{Rd} définie au chiffre 6.1.2.1 avec $f_u \leq 450$ N/mm² devra être multipliée par le facteur de réduction α_L :

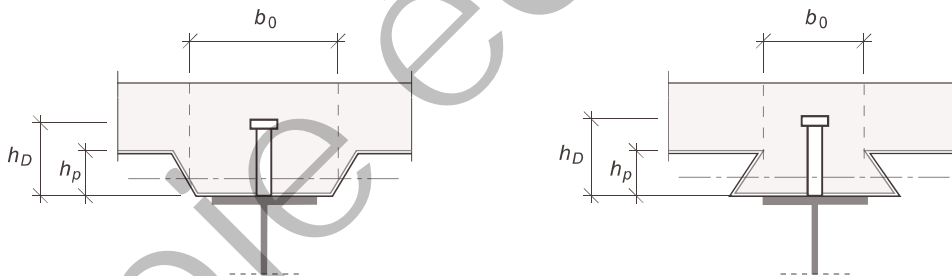
$$\alpha_L = 0,60 \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_D}{h_p} - 1 \right) \leq 1,0 \quad (32)$$

b_0 largeur moyenne des nervures en béton (largeur minimale en cas de nervures rentrantes de la tôle)

h_D longueur totale des goujons ($h_D \leq h_p + 75$ mm)

h_p hauteur des nervures de la tôle.

Figure 11: Poutre avec nervures de la tôle parallèles à son axe longitudinal



6.1.3.2 Si les nervures de la tôle profilée sont perpendiculaires à l'axe longitudinal de la poutre métallique (figure 12), la résistance au cisaillement P_{Rd} définie au chiffre 6.1.2.1 avec $f_u \leq 450$ N/mm² devra être minorée à l'aide du facteur de réduction α_t :

$$\alpha_t = \frac{0,70}{\sqrt{N_r}} \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_D}{h_p} - 1 \right) \quad (33)$$

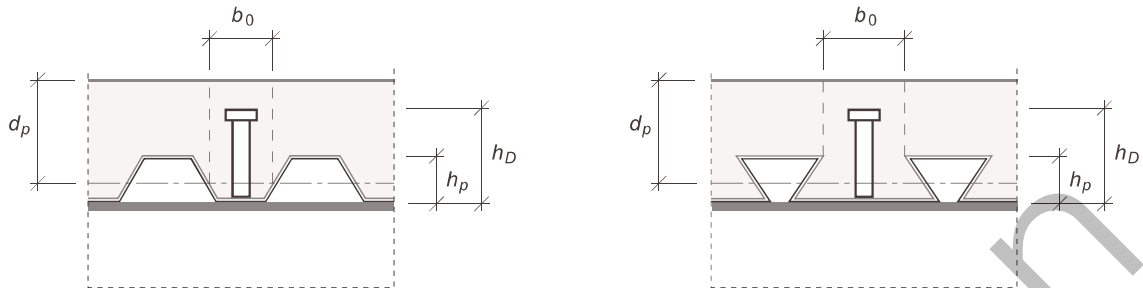
N_r nombre de goujons côte à côte par nervure.

6.1.3.3 Les conditions suivantes doivent être satisfaites:

- dans le calcul de α_t , on introduit $N_r \leq 2$
- la hauteur h_p maximale des nervures est égale à 85 mm
- la largeur b_0 des nervures en béton (figure 12) est au moins égale à la hauteur des nervures h_p
- si les goujons à tête sont soudés sur le profilé métallique au travers de la tôle profilée, leur diamètre est au maximum 20 mm; pour $N_r = 1$, $\alpha_t \leq 0,85$, pour $N_r = 2$, $\alpha_t \leq 0,7$
- si les goujons à tête sont soudés sur le profilé métallique alors que la tôle profilée a été préalablement découpée, leur diamètre est au maximum de 22 mm; pour $N_r = 1$, $\alpha_t \leq 0,75$, pour $N_r = 2$, $\alpha_t \leq 0,6$.

- 6.1.3.4 Dans tous les autres cas, la valeur de calcul de la résistance au cisaillement des goujons à tête sera déterminée par des essais.

Figure 12: Poutre avec nervures de la tôle perpendiculaires à son axe longitudinal

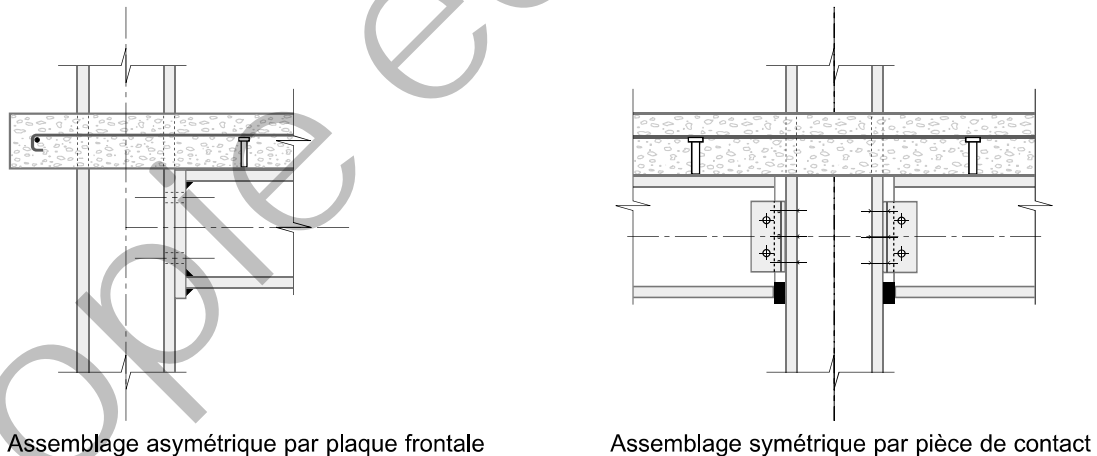


6.2 Assemblages mixtes poutre-poteau

6.2.1 Efforts intérieurs et dimensionnement

- 6.2.1.1 Les prescriptions suivantes sont applicables en complément à celles de la norme SIA 263 et se rapportent aux assemblages mixtes poutre-poteau sollicités par des moments négatifs dus à des charges essentiellement statiques. D'autres indications peuvent être trouvées dans la norme SN EN 1994-1-1.
- 6.2.1.2 Les assemblages mixtes poutre-poteau peuvent être classés selon leur rigidité en rotation (assemblage articulé, assemblage semi-rigide, assemblage rigide) ou selon leur résistance à la flexion (assemblage articulé, assemblage à résistance partielle, assemblage à résistance complète).

Figure 13: Assemblages mixtes poutre-poteau typiques



Assemblage asymétrique par plaque frontale

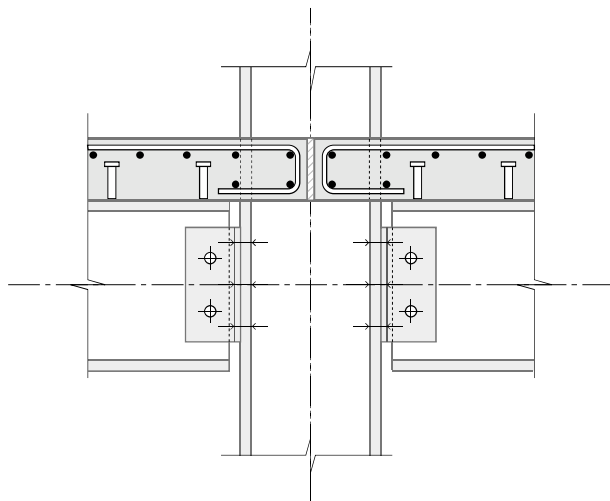
Assemblage symétrique par pièce de contact

- 6.2.1.3 Les hypothèses faites lors du dimensionnement d'un élément structural doivent être conformes à celles faites lors du calcul des efforts intérieurs tenant compte de la déformabilité des assemblages.

6.2.2 Rigidité en rotation

- 6.2.2.1 Un assemblage de type articulé doit être conçu et dimensionné afin qu'il ne puisse pas créer un moment susceptible d'exercer une influence défavorable sur le poteau. Pour ce faire, la dalle sera interrompue au droit du poteau et l'aile inférieure en poutre n'aura pas de contact avec l'aile du poteau (figure 14).

Figure 14: Exemple d'assemblage « articulé »



6.2.2.2 Un assemblage rigide doit être conçu et dimensionné pour que sa déformation n'ait pas d'influence significative sur la répartition des efforts intérieurs dans la structure, ni sur la déformation d'ensemble de celle-ci.

6.2.2.3 Un assemblage semi-rigide est un assemblage qui ne satisfait pas aux critères fixés pour les assemblages de type articulé ou rigide. Des indications quant à la déformabilité non linéaire des assemblages semi-rigides sont données dans la norme SN EN 1994-1-1.

6.2.3 Résistance à la flexion

6.2.3.1 La résistance ultime à la flexion d'un assemblage mixte à résistance complète ou partielle est donnée par la combinaison de la résistance de l'assemblage métallique et de l'apport de résistance de la dalle en béton armé continue au droit du poteau.

6.2.3.2 La résistance ultime à la flexion d'un assemblage mixte à résistance complète ne sera pas inférieure à celle de la poutre mixte assemblée.

6.2.3.3 La résistance ultime à la flexion d'un assemblage mixte à résistance partielle est inférieure à celle de la poutre mixte assemblée.

6.2.3.4 La résistance au cisaillement d'un assemblage mixte est égale à la résistance au cisaillement des éléments d'attache métalliques seuls qui lient la poutre au poteau.

6.2.4 Capacité de rotation

6.2.4.1 La capacité de rotation d'un assemblage de type articulé doit être suffisante pour permettre la formation de toutes les rotules plastiques exigées dans la structure sollicitée par les valeurs de calcul des actions.

6.2.4.2 Il n'est pas nécessaire de contrôler la capacité de rotation d'un assemblage à résistance complète si la résistance ultime de l'assemblage est supérieure à au moins 1,2 fois la résistance plastique à la flexion de la poutre mixte. Dans le cas contraire, l'assemblage à résistance complète doit posséder une capacité de rotation suffisante.

6.2.4.3 La capacité de rotation d'un assemblage à résistance partielle au droit duquel se forme une rotule plastique doit être suffisamment grande pour permettre la formation de toutes les rotules plastiques exigées dans la structure sollicitée par les valeurs de calcul des actions.

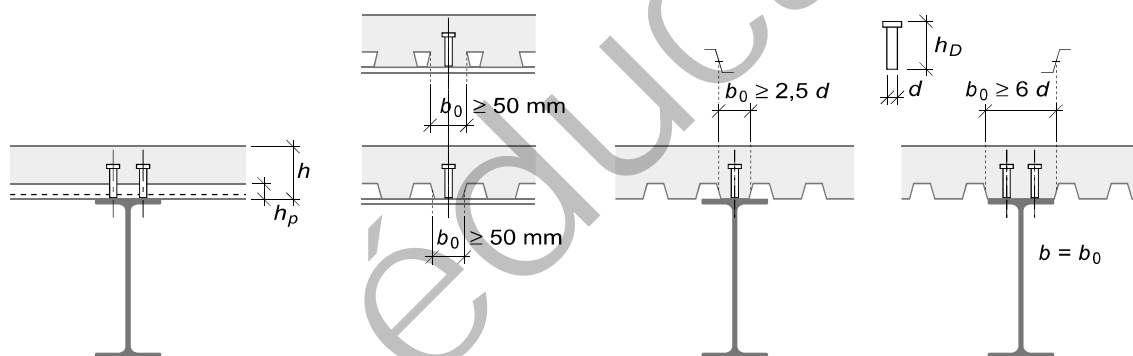
Il est en général admis qu'un pourcentage d'armature $\rho_s = A_s / b_{eff} h_c = 1,0\%$ d'acier de classe de ductilité C selon la norme SIA 262 assure une capacité de rotation suffisante de l'assemblage. La stabilité des éléments en acier doit être vérifiée selon la norme SIA 263.

7 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

7.1 Connexion des poutres mixtes

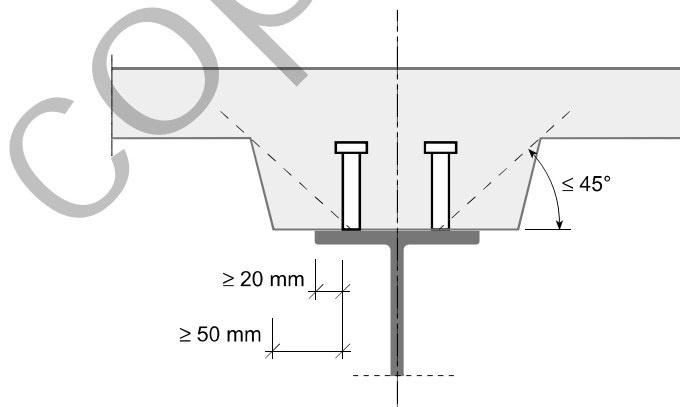
- 7.1.1 La présente norme est limitée aux indications relatives aux goujons à tête.
- 7.1.2 L'écartement des goujons à tête dans le sens de l'effort doit être supérieur à $5d$. L'écartement des goujons à tête perpendiculairement au sens de l'effort doit être supérieur à $4d$.
- 7.1.3 L'écartement maximal des goujons à tête dans le sens longitudinal ne doit être supérieur ni à 6 fois l'épaisseur de la dalle en béton, ni à 800 mm.
- 7.1.4 La valeur du rapport entre l'épaisseur du matériau sur lequel le goujon à tête est fixé et le diamètre de ce dernier doit satisfaire à la condition $t/d \geq 0,5$.
- 7.1.5 Les goujons à tête peuvent être soudés à travers la tôle profilée à condition que des essais de ce mode opératoire aient démontré que l'on puisse obtenir une qualité de soudure constante. Dans les autres cas, on pratiquera des découpes dans la tôle profilée correspondant à la disposition des goujons à tête.
- 7.1.6 Les indications suivantes sont applicables aux tôles profilées ayant une hauteur de nervures $h_p \leq 80$ mm et aux goujons à tête de diamètre $d \leq 19$ mm, dont la disposition est donnée à la figure 15.

Figure 15: Poutres mixtes comportant une dalle mixte



- 7.1.7 La distance entre le nu extérieur de la tige du goujon à tête et le bord de l'aile du profilé métallique ne sera pas inférieure à 20 mm.
- 7.1.8 La figure 16 définit les dimensions minimales d'une poutre mixte avec dalle à goussets.

Figure 16: Dimensions minimales



- 7.1.9 L'arête inférieure de la tête du goujon doit se trouver au minimum à 30 mm au-dessus de l'armature inférieure de la dalle mixte.

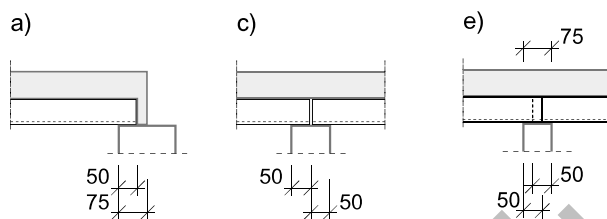
- 7.1.10 Si aucun enrobage d'armature n'est exigé, l'arête supérieure de la tête du goujon peut être à fleur de la face supérieure de la dalle en béton.
- 7.1.11 Les goujons doivent avoir une tête dont le diamètre vaut au minimum $1,5 d$ et la hauteur au minimum $0,4 d$, d étant le diamètre de la tige.

7.2 Dalles mixtes

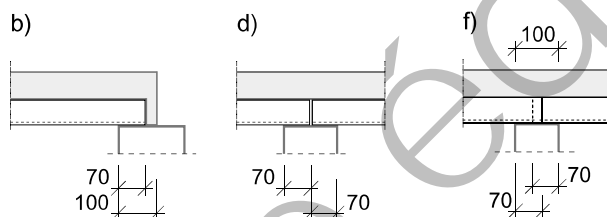
- 7.2.1 L'épaisseur nominale des tôles profilées devrait être d'au moins 0,75 mm, ceci afin d'éviter des dégâts dus aux personnes marchant sur la tôle pendant le montage.
- 7.2.2 La longueur minimale d'appui de la tôle profilée sur l'acier ou sur le béton doit être de 50 mm (figures 17a, 17c) ou de 75 mm au total pour des tôles profilées avec recouvrement longitudinal ou posées en continu sur les appuis intermédiaires (figure 17e). Pour des tôles profilées posées sur des appuis constitués d'autres matériaux, les longueurs minimales sont de 70 mm (figures 17b, 17d) et de 100 mm (figure 17f).

Figure 17: Longueurs d'appui minimales

Appui sur acier et béton



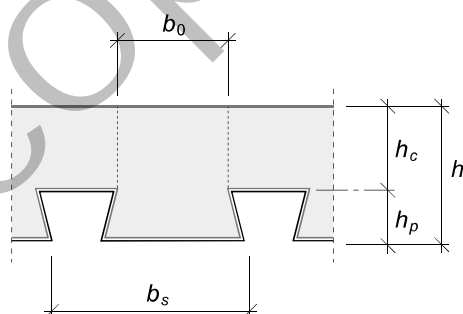
Appui sur d'autres matériaux, par exemple de la maçonnerie



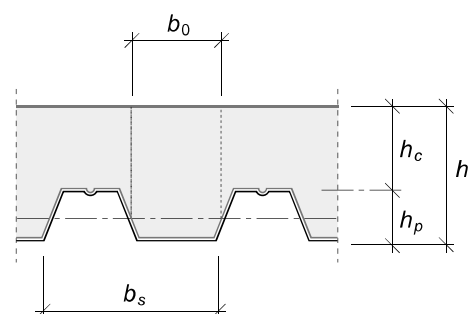
- 7.2.3 L'épaisseur h d'une dalle mixte ne doit pas être inférieure à 90 mm (figure 18).

Figure 18: Epaisseurs de dalles mixtes et dimensions de la tôle profilée

Tôle profilée à nervures rentrantes



Tôle profilée à nervures ouvertes



- 7.2.4 L'épaisseur de béton se trouvant au-dessus des nervures de la tôle profilée ne doit pas être inférieure à 50 mm.

- 7.2.5 La taille nominale des granulats ne doit pas dépasser la plus petite des valeurs suivantes :
- 40% de l'épaisseur de béton se trouvant au-dessus des nervures de la tôle profilée
 - $\frac{1}{3}$ de la largeur moyenne des nervures (de la largeur minimale pour les tôles à nervures rentrantes)
 - 32 mm.
- 7.2.6 Une armature de retrait d'au minimum $80 \text{ mm}^2/\text{m}$ doit être mise en place dans les deux directions de la dalle en béton.

7.3 Poteaux mixtes

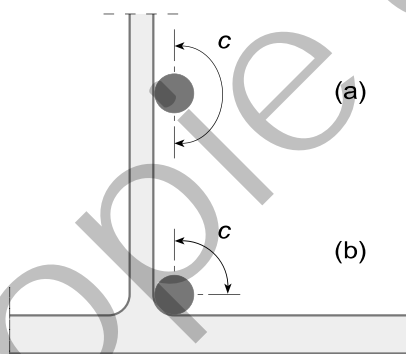
7.3.1 Enrobage de béton

- 7.3.1.1 Pour les profilés en acier totalement enrobés, il faut prévoir une épaisseur d'enrobage de béton minimale de façon à :
- assurer la transmission des efforts rasants entre les composants acier et béton
 - protéger le profilé en acier contre les effets de la corrosion
 - éviter l'éclatement du béton
 - garantir une résistance au feu appropriée.
- 7.3.1.2 L'épaisseur d'enrobage de béton sur l'aile d'un profilé en double té totalement enrobé doit être d'au moins 40 mm ou d'au moins $\frac{1}{6}$ de la largeur b de l'aile du profilé.
- 7.3.1.3 L'enrobage de béton de l'armature est régi par les prescriptions de la norme SIA 262.

7.3.2 Armature longitudinale

- 7.3.2.1 Dans les cas limites, l'armature longitudinale peut être posée à même le profilé en acier. Les caractéristiques d'adhérence acier-béton sont alors déterminées en tenant compte du périmètre utile c d'une barre d'armature comme indiqué à la figure 19.

Figure 19: Périmètre utile d'une barre d'armature



- 7.3.2.2 Une armature longitudinale n'est normalement pas exigée pour les profilés creux remplis de béton, sauf si elle est nécessaire pour la résistance au feu.

7.3.3 Etriers

Pour les profilés creux remplis de béton, aucun étrier n'est nécessaire pour autant que le profilé creux les remplace et que la position selon les plans de l'armature longitudinale soit assurée par d'autres moyens.

8 EXÉCUTION

8.1 Généralités

8.1.1 Eléments en béton et éléments en acier

Les exigences concernant la fabrication et le montage des éléments en acier selon la norme SIA 263 et des éléments en béton selon la norme SIA 262 doivent être respectées.

8.1.2 Connexion à l'aide de goudjons

8.1.2.1 En règle générale, les goudjons sont soudés sur des pièces métalliques par arc électrique avec amorçage par recul du goudjon; les soudures en cordons d'angle exécutées manuellement ou semi-automatiquement peuvent aussi être utilisées. La tige du goudjon doit être nue dans la zone de soudage, c'est-à-dire sans peinture ni revêtement de zinc.

8.1.2.2 Une puissance électrique suffisante et des sections de câbles correspondantes doivent être disponibles pour le soudage; on prêter attention aux fluctuations du réseau électrique d'alimentation.

8.1.2.3 Les exigences pour l'aptitude du matériau de base au soudage des goudjons à tête à basse température sont les mêmes que pour le soudage à l'arc électrique.

8.1.2.4 Dans la zone de soudage, la surface de la pièce ne doit pas présenter de traces d'humidité, d'eau, d'huile, de graisse, de poussière ou de rouille. L'épaisseur maximale d'une éventuelle couche de fond ne doit pas dépasser 30 µm.

8.1.2.5 Avant le soudage de goudjons à tête sur des poutres recouvertes d'une tôle profilée, il est conseillé de découper un morceau de tôle à l'endroit de la soudure (par exemple par poinçonnage ou fraisage). Si les goudjons servent d'ancrage d'extrémité de dalles mixtes, le soudage doit être fait au travers la tôle profilée, sans découpage, afin de garantir la liaison entre les éléments.

8.1.2.6 Des contrôles de soudures d'essai, conformément au chiffre 8.4.1, doivent être faits sur la construction avant de commencer les travaux de soudage.

8.1.2.7 De préférence, aucune protection contre la corrosion ne sera appliquée sur les goudjons à tête des structures mixtes acier-béton.

8.1.2.8 Les goudjons à tête dont le bourrelet de soudure n'est pas complètement formé peuvent être réparés avec un cordon d'angle de remplacement. On utilisera pour cela des électrodes enrobées pauvres en hydrogène (électrodes basiques par exemple) ou un matériau d'apport équivalent.

8.1.3 Fixation des tôles profilées

8.1.3.1 Durant la phase de construction, les tôles profilées doivent être fixées:

- pour les assurer durant le montage
- pour garantir la liaison entre les plaques de tôle adjacentes et avec les appuis
- pour pouvoir transmettre, si nécessaire, des efforts horizontaux et des efforts de cisaillement.

8.1.3.2 L'écartement des attaches au droit des appuis ne dépassera pas 500 mm. Les joints longitudinaux des tôles profilées doivent être réalisés de telle manière qu'aucune flèche différentielle n'apparaisse.

Les fixations des tôles profilées doivent être dimensionnées selon la norme SIA 263.

8.2 Spécifications d'exécution

Pour les éléments structuraux en acier, les prescriptions de la norme SIA 263 doivent être respectées.

8.3 Qualification de l'entrepreneur

La fabrication des éléments structuraux mixtes exige que l'on mandate des entreprises qualifiées. Les prescriptions de la norme SIA 263 s'appliquent aux entreprises de construction métallique.

8.4 Contrôles

8.4.1 Contrôle des goujons à tête soudés

- 8.4.1.1 Le contrôle des goujons à tête soudés se fait visuellement, au moyen d'un contrôle acoustique ou au moyen d'un contrôle par pliage.
- 8.4.1.2 Lors du contrôle visuel, la forme et la couleur du bourrelet de la soudure doivent être examinées. Une bonne soudure a un bourrelet bleuâtre brillant présent sur tout le périmètre de la tige du goujon à tête. Etendue du contrôle: 100% des goujons à tête soudés.
- 8.4.1.3 Lors du contrôle acoustique, on frappe le goujon à tête à l'aide d'un marteau (1 à 3 kg). Si le son produit est clair, la soudure ne doit normalement pas présenter de défaut inadmissible. Etendue du contrôle: 100% des goujons à tête soudés, sauf indications contraires.
- 8.4.1.4 Lors du contrôle par pliage, le goujon à tête est fléchi ou frappé jusqu'à obtenir une déformation d'environ 20° de son axe par rapport à sa position initiale. Ainsi on sollicite sa soudure en traction et on peut faire apparaître la zone de la soudure éventuellement défectueuse. Les goujons à tête ainsi contrôlés, s'ils ne présentent pas de fissure dans leur soudure, sont laissés dans cette position, non redressés. Etendue du contrôle: Au moins 3% des goujons ainsi que tous les goujons avec bourrelet de soudure incomplet et ceux qui ne satisfont pas au contrôle acoustique.

8.4.2 Contrôle des tôles profilées

La livraison doit être contrôlée en fonction de la commande sur les points suivants:

- hauteur des nervures
- profondeur des bossages
- limite d'élasticité minimale
- propriétés et épaisseur du revêtement
- longueur des tôles.

9 DIMENSIONNEMENT SUR LA BASE D'ESSAIS

9.1 Généralités

- 9.1.1 Lorsque le dimensionnement est basé sur des essais, les propriétés des matériaux ainsi que les dimensions des éprouvettes ne doivent pas dépasser leurs valeurs caractéristiques spécifiées. Lorsque cela n'est pas possible, la valeur de calcul de la résistance ultime, déduite de l'essai d'une structure porteuse ou d'un élément de construction, doit être ajustée pour tenir compte des variations éventuelles des propriétés caractéristiques des matériaux et des dimensions.
- 9.1.2 Lorsque des propriétés structurales, devant être déterminées par des essais, sont influencées par la fissuration du béton, l'interprétation doit tenir compte de la dispersion importante de la résistance du béton à la traction ainsi que de l'influence sur la fissuration du retrait et des éventuelles différences de température.
- 9.1.3 En cas d'actions de longue durée, les effets de fluage du béton et de glissement progressif à l'interface béton-acier doivent être évalués.

9.2 Essais sur connecteurs

- 9.2.1 Si l'on utilise des connecteurs pour lesquels le chapitre 6 n'est pas applicable, on devra utiliser un dimensionnement basé sur des essais. Ces essais doivent être exécutés de manière à ce qu'ils fournissent tous les renseignements sur les propriétés de la connexion nécessaires au dimensionnement. Ces essais doivent en particulier fournir la valeur de la charge de rupture, le mode de ruine et la courbe charge-glissement.
- 9.2.2 Les paramètres des essais sont en particulier la géométrie de l'éprouvette et les propriétés mécaniques du béton, de la connexion et de l'armature.
- 9.2.3 Pour des sollicitations essentiellement statiques, la résistance ultime sera déterminée par des essais de cisaillement. La norme SN EN 1994-1-1 contient tous les renseignements concernant les procédures d'essai, la préparation des éprouvettes, la réalisation des essais et l'interprétation des résultats.

9.3 Essais de dalles mixtes

- 9.3.1 Les essais de dalles mixtes ont pour but d'obtenir la résistance au cisaillement longitudinal en vue d'appliquer la méthode empirique $m-k$ ou une méthode d'analyse en connexion partielle. Comme alternative, il est possible de réaliser des essais de cisaillement sur des éprouvettes tôle profilée-béton, dont le but est de déterminer une contrainte limite de cisaillement entre la tôle et le béton en vue d'appliquer une méthode d'analyse numérique non linéaire.
- 9.3.2 Les essais doivent être réalisés selon les exigences de la norme SN EN 1994-1-1.
- 9.3.3 Les variables à étudier comprennent le type, l'épaisseur, la nuance d'acier et le revêtement de la tôle profilée, la densité et la qualité du béton ainsi que la longueur de cisaillement.
Les ancrages d'extrémité et l'influence d'une armature inférieure sont des variables supplémentaires à étudier.

Copie éducation

Sigles des organisations représentées dans la commission SIA 264

EPFL	École Polytechnique Fédérale de Lausanne
ETH Zürich	Eidgenössische Technische Hochschule Zürich
HES	Hautes écoles spécialisées
OFT	Office fédéral des transports
SZS	Centre suisse de la construction métallique
TUM	Université technique de Munich

Commission SIA 264

Président	Thomas P. Lang, ing. dipl. EPF/SIA, Berne	OFT
Membres	Dr Roland Bärtschi, ing. dipl. EPF/SIA, Ehrendingen Dr Walter Borgogno, ing. dipl. EPF/SIA, St-Gall Michel Crisinel, ing. dipl. EPF/SIA, Lausanne Prof. Dr Mario Fontana, ing. dipl. EPF/SIA, Zurich Prof. Dr Albin Kenel, ing. dipl. EPF/SIA, Rapperswil Prof. Dr Markus Knobloch, dipl. Ing. TU/SIA, Muttenz Prof. Dr Jean-Paul Lebet, ing. dipl. EPF/SIA, Lausanne Prof. Dr Martin Mensinger, dipl. Ing. TU/SIA, Munich Dieter Stucki, ing. dipl. EPF/SIA, Aigle Stéphane Utz, ing. dipl. EPF, Aigle	Bureau d'études Bureau d'études SZS ETH Zürich HES HES EPFL TUM, entreprise Bureau d'études Entreprise
Procès-verbal	Jürg Fischer, ing. dipl. HES/SIA, Zurich	SIA

Adoption et validité

La Commission centrale des normes de la SIA a adopté la présente norme SIA 264 le 19 novembre 2013.

Elle est valable à partir du 1^{er} janvier 2014.

Elle remplace la norme SIA 264 *Construction mixte acier-béton*, édition 2003.

Copyright © 2014 by SIA Zurich

Tous les droits de reproduction, même partielle, de copie intégrale ou partielle (photocopie, microcopie, CD-ROM, etc.), d'enregistrement sur ordinateur et de traduction sont réservés.