



ICTAB S3-2019: Critères de calcul pour dalles composites

Copyright © décembre 2019 Tous droits réservés. Il est interdit de reproduire sous n'importe quelle forme cette publication, en entier ou en partie, sans la permission écrite de l'éditeur.

PRÉFACE

Un des principaux objectifs de l'ICTAB et de ses membres consiste à développer des normes afin de promouvoir la sécurité, la performance et les bonnes pratiques de construction. Le présent bulletin a pour but d'aider les concepteurs de dalles composites en leur fournissant les critères de calcul les plus récents.

La présente publication fournit au lecteur des informations générales qui, au moment de la mise sous presse, sont considérées pertinentes du point de vue technique et conformes aux règles de pratique courante. Cependant, il importe de vérifier si elles conviennent aux applications particulières. L'Institut canadien de la tôle d'acier pour le bâtiment et ses membres déclinent toute responsabilité quant à l'application de ces critères à tout usage d'ordre général ou particulier.

Cette publication remplace l'édition de octobre 2008.

1. GÉNÉRALITÉS

Le présent bulletin fournit les critères de calcul aux états limites pour les dalles composites constituées de béton de construction posé en permanence sur des tabliers composites en acier. Consulter ICTAB 12M *Norme pour les tabliers composites en acier* lorsque le tablier composite agit comme coffrage lors de la construction. Consulter ICTAB S2 *Critères d'essai pour dalles composites* pour des renseignements sur les essais effectués sur les dalles composites. La dalle composite n'atteint sa pleine résistance que lorsque le béton atteint sa résistance à la compression spécifiée.

2. ÉTAT LIMITE DE RÉSISTANCE

La résistance d'une dalle composite est généralement limitée par un des états limites suivants: (a) adhérence en cisaillement; (b) flexion d'une section faiblement armée; (c) flexion d'une section fortement armée; (d) poinçonnement en cisaillement; et (e) charges concentrées.

3. CHARGES ET CRITÈRE DE SÉCURITÉ

Toutes les résistances pondérées calculées dans le présent document doivent être égales ou supérieures à l'effet des charges pondérées calculé conformément au *Code national du bâtiment du Canada*.

4. COEFFICIENTS DE TENUE

Les coefficients de tenue suivants s'appliquent :

Adhérence en cisaillement	$\phi_v = 0,70$
Tablier en acier	$\phi_s = 0,90$
Béton	$\phi_c = 0,65$

5. RÉSISTANCE DE L'ADHÉRENCE EN CISAILLEMENT

La résistance ultime de l'adhérence en cisaillement d'une section de dalle composite doit être calculée à l'aide des paramètres déterminés lors d'essais effectués sur des échantillons de dalle de grandeur réelle. La résistance pondérée de l'adhérence en cisaillement (V_r) d'une dalle composite est déterminée à l'aide de l'expression suivante:

$$V_r = \phi_v V_t \quad (1)$$

Où,

V_r = résistance pondérée de l'adhérence en cisaillement, N/m de largeur de dalle

V_t = résistance de l'adhérence en cisaillement obtenue par essai, N/m de largeur de dalle

L'équation de base utilisée pour déterminer la résistance de l'adhérence en cisaillement obtenue par essai est l'une des suivantes :

$$V_t = bd[k_1 t/\ell' + k_2 /\ell' + k_3 t + k_4] \quad (2)$$

ou

$$V_t = bd[k_5 /\ell' + k_6] \quad (3)$$

Où,

b = unité de largeur de la dalle = 1000 mm

d = épaisseur efficace de la dalle (distance entre la fibre extrême comprimée du béton et le centre de gravité de la section de tablier en acier), mm

ℓ' = portée en cisaillement, mm; (voir Section 6)

t = épaisseur nominale de l'acier de base, mm

$k_1, k_2, k_3,$ et k_4 sont des coefficients d'adhérence en cisaillement obtenus d'une analyse de régression linéaire multiple des résultats d'essais pour trois épaisseurs de tablier ou plus

k_5 et k_6 sont des coefficients d'adhérence en cisaillement obtenus d'une analyse de régression linéaire des résultats d'essais pour une seule épaisseur de tablier

Les procédures d'essai utilisées pour déterminer les coefficients d'adhérence en cisaillement sont décrites dans ICTAB S2 *Critères d'essai pour dalles composites*.

6. DÉTERMINATION DE LA PORTÉE EN CISAILLEMENT

La portée en cisaillement, ℓ' , doit être prise comme suit :

- $L/4$ pour une charge uniforme appliquée sur toute la portée ;
- La distance entre la charge appliquée et le support le plus proche pour deux charges égales et symétriquement espacées ; ou,
- Pour d'autres dispositions de chargement, y compris une combinaison de charges ponctuelles réparties et asymétriques, une évaluation doit être faite en fonction des résultats des tests. Alternativement, la portée en cisaillement peut être calculée en divisant le moment maximal par la plus grande force de cisaillement verticale adjacente aux supports pour la portée considérée.

7. RÉSISTANCE À LA FLEXION

Les dalles composites sujettes à la rupture en flexion sont généralement classées comme étant faiblement armées ou fortement armées selon le rapport de compression et d'épaisseur, (c/d) . On considère faiblement armées les dalles ayant un rapport (c/d) inférieur au rapport équilibré $(c/d)_b$, et fortement armées les dalles ayant un rapport (c/d) supérieur ou égal à $(c/d)_b$. Le rapport réel est le suivant :

$$(c/d) = \frac{\phi_s A_s f_y}{\alpha_1 \phi_c f'_c d b \beta_1} \quad (4)$$

Le rapport qui dénote une condition équilibrée est le suivant :

$$(c/d)_b = \frac{E_s \varepsilon_{cu} (h - d_d)}{(E_s \varepsilon_{cu} + f_y) d} \quad (5)$$

Où,

- A_s = aire du tablier en acier, mm^2/m de largeur de dalle
- b = unité de largeur de la face comprimée de la dalle composite (1000 mm)
- c = distance entre la fibre extrême comprimée et l'axe neutre composite, mm
- d = distance entre la fibre extrême comprimée et le centre de gravité du tablier en acier, mm
- d_d = profondeur hors-tout du profilé de tablier en acier, mm
- f'_c = résistance à la compression spécifiée du béton, MPa
- f_y = limite élastique spécifiée du tablier en acier, MPa
- h = épaisseur nominale hors-tout de la dalle, mm
- $\alpha_1 = 0,85 - 0,0015f'_c \geq 0,67$
- $\beta_1 = 0,97 - 0,0025f'_c \geq 0,67$

7.1 Dalles faiblement armées $(c/d) < (c/d)_b$

Le moment résistant pondéré en flexion positive d'une dalle composite faiblement armée doit être calculé comme suit :

$$M_{ru} = \phi_s A_s f_y (d - a/2) \quad (6)$$

Où,

$$a = \frac{\phi_s A_s f_y}{\alpha_1 \phi_c f'_c b}$$

L'équation (6) n'est valable que pour les dalles composites capables d'atteindre la limite élastique dans toute la section du tablier. Dans certains cas, la compatibilité des déformations ou la ductilité de l'acier ne permet pas la plastification de toute la section de tablier. L'équation (6) ne tient pas compte de l'armature d'acier et du tablier d'acier, et ne tient pas compte du cas où une partie du tablier repose sur le côté comprimé de l'axe neutre de la dalle composite. Dans les cas où l'équation (6) ne s'applique pas, on déterminera le moment résistant pondéré par une analyse de compatibilité des déformations.

7.2 Dalles fortement armées $(c/d) \geq (c/d)_b$

Le moment résistant pondéré en flexion positive d'une dalle composite fortement armée doit être calculé comme suit :

$$M_{ro} = \alpha_1 \phi_c f'_c b \beta_1 c (d - \beta_1 c/2) \quad (7)$$

$$c = d \left\{ \sqrt{\rho m + \left(\frac{\rho m}{2}\right)^2} - \frac{\rho m}{2} \right\}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd}; \quad m = \frac{\phi_s E_s \varepsilon_{cu}}{\alpha_1 \phi_c f'_c \beta_1}$$

$$E_s = 203\,000 \text{ MPa}; \quad \varepsilon_{cu} = 0,0035$$

L'équation (7) n'est valable que pour les dalles composites qui n'ont subi aucune plastification du tablier en acier. S'il y a plastification du tablier en acier, on peut déterminer M_{ro} par une analyse de compatibilité des déformations ou par un essai.

7.3 Dalles continues

Lorsque les dalles sont continues aux appuis, le moment résistant pondéré en flexion négative est déterminé comme dans le cas du béton armé conventionnel et conformément à la norme CSA-A23.3, *Calcul des ouvrages en béton*. On peut négliger la contribution de la partie comprimée du tablier composite en acier.

En flexion positive, il est permis d'utiliser une portée isostatique équivalente pour la détermination de la résistance à la flexion. La portée doit être prise comme :

- 0,8 L pour les portées intérieures, et
- 0,9 L pour les portées extérieures.

8. FLEXION BIDIRECTIONNELLE

Pour les dalles résistant à la flexion bidirectionnelle, on doit calculer la résistance à la flexion dans la direction transversale aux nervures du tablier. On doit tenir compte des deux cas suivants lors du calcul de cette résistance:

- a) En l'absence d'armature transversal supplémentaire, la section résistante ne comprend que le béton situé au-dessus des nervures. On néglige la contribution du tablier en acier.
- b) En présence d'armature transversal supplémentaire dans la zone de tension, on doit utiliser l'équation (6). L'aire d'acier, A_s , correspond à l'armature supplémentaire seulement, et la section résistante ne comprend que le béton situé au-dessus des nervures du tablier, à moins que des essais appuient d'autres hypothèses.

La largeur efficace de la dalle dans la direction transversale doit être déterminée par des essais ou des analyses détaillées.

9. RÉSISTANCE AU POINÇONNEMENT EN CISAILLEMENT

La surface critique servant au calcul du poinçonnement en cisaillement est perpendiculaire au plan de la dalle et située à l'extérieur du périmètre de l'aire d'application de la charge concentrée ou de la réaction, et située à une distance maximale de $0,50h_c$ de ce périmètre. La figure A1 de l'annexe A illustre cette condition de chargement. La résistance pondérée au poinçonnement en cisaillement, V_{pr} , doit être calculée comme suit :

$$Où, \quad V_{pr} = (1+2/\beta_c)0,2\phi_c\lambda\sqrt{f'_c}b_o h_c \quad (8)$$

- b_o = périmètre de la section critique, mm
- h_c = épaisseur du béton au-dessus des nervures du tablier en acier, mm
- β_c = rapport du côté long au côté court de l'aire d'application de la charge concentrée ou de la réaction
- λ = 1,00 pour le béton de densité normale
- = 0,85 pour le béton de densité moyenne
- = 0,75 pour le béton de faible densité

Au lieu d'utiliser l'équation (8), on peut déterminer la résistance au poinçonnement en cisaillement par des essais.

10. CRITÈRES CONCERNANT LES FLÈCHES

10.1 Propriétés de sections pour le calcul des flèches

Les propriétés de sections composites pour déterminer les flèches verticales des dalles composites doivent être calculées à l'aide de la théorie élastique conventionnelle appliquée au béton armé, selon laquelle on transforme les aires d'acier en aires équivalentes de béton. Les hypothèses suivantes permettent d'obtenir les relations nécessaires :

- (i) Les sections planes demeurent planes après la flexion ;
- (ii) Les contraintes sont proportionnelles aux déformations dans le béton et l'acier, en fonction des charges de services ;
- (iii) Toute la section d'acier est utilisée à l'exception des ouvertures ;
- (iv) Le moment d'inertie servant au calcul des flèches, I_g , est égal à la moyenne des sections fissurée, I_c , et non fissurée, I_u , en utilisant l'épaisseur de calcul de la dalle. Les formules pour les propriétés de sections et les moments d'inertie sont données à l'annexe B.

10.2 Flèches limites

On doit considérer à la fois les charges immédiates et les charges à long terme. On doit calculer les flèches maximales selon les hypothèses énoncées à l'article 10.1. Le Tableau 1 indique les flèches maximales admissibles. La flèche totale immédiate et à long terme causée par le fluage doit être calculée en multipliant la flèche immédiate due à la charge permanente par le facteur suivant :

- (2,0) pour une charge appliquée durant 3 mois ;
- (2,2) pour une charge appliquée durant 6 mois ;
- (2,4) pour une charge appliquée durant 1 an ;
- (3,0) pour une charge appliquée durant 5 ans ou plus.

Tableau 1: Flèches maximales admissibles

Type d'élément	Flèche considérée	Flèche limite
Toits plats qui ne sont fixés à aucun élément non structural susceptible d'être endommagé par des flèches importantes, ou qui n'en supportent pas.	Flèche immédiate due à la surcharge spécifiée, L, ou surcharge due à la neige, s	Portée/180 ⁽¹⁾
Planchers qui ne sont pas fixés à aucun élément non structural susceptible d'être endommagé par des flèches importantes, ou qui n'en supportent pas.	Flèche immédiate due à la surcharge spécifiée	Portée/360
Toits ou planchers qui sont fixés à des éléments non structuraux susceptibles d'être endommagés par des flèches trop importantes, ou qui en supportent.	La partie de la flèche totale ⁽³⁾ se produisant après la fixation des éléments non structuraux (somme de la flèche à long terme due à toutes les charges permanentes et de la flèche immédiate due à toute surcharge additionnelle).	Portée/480 ⁽²⁾
		Portée/240 ⁽⁴⁾
Toits ou planchers qui sont fixés à des éléments non structuraux qui risquent peu d'être endommagés par des flèches importantes		

- (1) Les limites ne tiennent pas compte de l'accumulation de l'eau. L'accumulation d'eau doit être vérifiée en effectuant les calculs appropriés tenant compte des flèches supplémentaires dues à l'accumulation de l'eau, et en considérant l'effet à long terme de toutes les charges et la fiabilité du système d'écoulement d'eau.
- (2) On peut dépasser les limites si on prend les mesures adéquates pour protéger les éléments appuyés ou attachés.
- (3) La flèche à long terme est déterminée dans CSA-A23.3 et peut être réduite par la flèche survenant avant la fixation des éléments non structuraux. Cette valeur est

basée sur les données relatives au comportement à long terme des systèmes de dalles composites de même genre.

- (4) La valeur ne doit pas dépasser la tolérance admise pour les éléments non structuraux.

11. SURCHARGES CONCENTRÉES

Selon le *Code national du bâtiment du Canada*, les planchers doivent résister à une surcharge concentrée spécifiée s'appliquant sur une aire de 750 par 750 mm. Dans le cas d'une dalle composite, une partie de la surcharge concentrée se répartit latéralement en raison du tablier en acier qui agit comme armature de la dalle. Le degré exact de répartition dépend de plusieurs facteurs ; toutefois, on peut supposer que la surcharge se répartit jusqu'au centre de gravité du tablier en acier. On obtient une aire de répartition de la surcharge de $(750+2d)$ par $(750+2d)$ mm. La Figure A2 de l'annexe A illustre cette condition de chargement.

Les charges concentrées peuvent être réparties latéralement dans la direction perpendiculaires aux nervures du pontage sur une largeur effective, b_e . La répartition sur la largeur effective doit être uniforme.

Pour la flexion en portée simple :

$$b_e = b_m + 2(1 - x/L)x \leq 2700h_c/h \text{ (mm)}$$

Pour le cisaillement :

$$b_e = b_m + (1 - x/L)x \leq 2700h_c/h \text{ (mm)}$$

$$b_m = b_2 + 2h_c$$

Où,

- b_e = largeur effective de la charge concentrée, perpendiculaire aux nervures du pontage (mm)
- b_2 = largeur d'appui perpendiculaire aux nervures du pontage (mm)
- h = épaisseur nominale hors-tout de la dalle (mm)
- h_c = épaisseur de la couverture de béton au-dessus du pontage en acier (mm)
- x = distance du centre de la charge concentrée au support le plus proche (mm)
- L = portée de la dalle composite mesurée à partir du centre des supports (mm)

NOTE : Le CNB exige également que les planchers soient conçus pour une charge concentrée sur une surface de 120 par 120 mm pour des charges de véhicules ne dépassant pas 9 000 kg de poids brut. Il n'est pas recommandé d'utiliser un pontage composite comme unique renforcement pour des planchers sollicités par des charges concentrées mobiles associées à l'utilisation de chariots élévateurs ou à la présence de trafic lourd.

Les charges provenant des chariots élévateurs comprennent non seulement le déplacement des charges gravitaires, mais comprennent également les charges d'impact et le chargement en plan causé par les départs, arrêts et virages fréquents. La nature répétitive du chargement, y compris l'impact, la fatigue et les effets dans le plan peut nuire à la performance du plancher. L'utilisation du pontage dans de tels cas devrait se limiter au coffrage du béton seulement.

12. CHARGES RÉPÉTÉES OU VIBRATOIRES

La résistance d'une dalle composite soumise à des charges répétées ou à des vibrations doit être démontrée par des essais appropriés.

13. ARMATURE ET CONTRÔLE DU RETRAIT ET DE LA FISSURATION

Les dalles composites doivent être munies d'une armature minimale de retrait et de température conforme au Tableau 2, à moins qu'une armature supplémentaire soit exigée par le degré de résistance au feu.

Lorsqu'elles sont continues aux appuis, les dalles composites doivent avoir une armature de moment négatif comme dans le cas du béton armé conventionnel. Lorsque la dalle n'est pas continue aux appuis, on doit considérer la fissuration du béton et prévoir les mesures de contrôle nécessaires.

et de bonnes méthodes de bétonnage (par exemple faible rapport eau/ciment, faible affaissement et séchage approprié) favorisent la relaxation des contraintes de retrait et de température par la formation de petites fissures locales, prévenant ainsi leur accumulation sur de plus grandes distances. On recommande de placer le treillis environ 25 mm en-dessous de la surface supérieure du béton, particulièrement dans les zones de moments négatifs telles qu'aux appuis où les contraintes de flexion dans la région supérieure du béton s'ajoutent aux contraintes dues au retrait.

- (3) Pour les applications exigeant un meilleur contrôle de la fissuration, le concepteur doit consulter les normes de bétonnage reconnues telles que la norme CSA-A23.3.

Tableau 2: Armature minimale de retrait et de température

Épaisseur de béton $h_c = (h - d_s)$ (mm)	Aire minimale d'armature requis (mm ² /m de largeur de dalle)
$h_c \leq 80$	60
$80 \leq h_c \leq 150$	$(3h_c - 180)$
$150 \leq h_c$	$1,8h_c$

Notes :

- (1) L'armature servant à contrôler les effets du retrait et de la température ne résiste pas à elle seule aux moments fléchissant négatifs. Selon la conception de la charpente, on doit prévoir une armature supplémentaire pour résister aux moments négatifs.
- (2) L'armature minimale recommandée pour le retrait et la température consiste normalement d'un treillis métallique soudé. Un bon emplacement de l'armature

NOTATION

A_s	aire du tablier en acier, mm ² /m de largeur de dalle	β_c	rapport du côté long au côté court de l'aire d'application de la charge concentrée ou de la réaction
b	unité de largeur de la face comprimée de la dalle composite (1000 mm)	λ	1,00 pour le béton de densité normale 0,85 pour le béton de densité moyenne 0,75 pour le béton de faible densité
b_2	largeur d'appui perpendiculaire aux nervures du pontage (mm)	ϕ_c	coefficient de tenue pour le béton = 0,65
b_e	largeur effective de la charge concentrée, perpendiculaire aux nervures du pontage, mm	ϕ_s	coefficient de tenue pour le tablier en acier = 0,90
b_o	périmètre de la section critique, mm	ϕ_v	coefficient de tenue pour l'adhérence en cisaillement = 0,70
c	distance entre la fibre extrême comprimée et l'axe neutre composite, mm		
d	distance entre la fibre extrême comprimée et le centre de gravité du tablier en acier, mm		
d_d	profondeur hors-tout du profilé de tablier en acier, mm		
E_c	module d'élasticité du béton, MPa (voir CSA A23.3)		
E_s	module d'élasticité du tablier en acier, (203 000 MPa)		
f'_c	résistance à la compression spécifiée du béton, MPa		
f_y	limite élastique spécifiée du tablier en acier, MPa		
h	épaisseur hors-tout de la dalle composite, mm		
h_c	épaisseur du béton au-dessus des nervures du tablier en acier, mm		
I_c	moment d'inertie de la section composite basé sur la section fissurée et l'aire équivalente d'acier, mm ⁴ /m de largeur de dalle		
I_d	moment d'inertie utilisé pour le calcul des flèches $= (I_c + I_u)/2$		
I_u	moment d'inertie de la section composite basé sur la section non fissurée et l'aire équivalente d'acier, mm ⁴ /m de largeur de dalle		
k_1, k_2, k_3, k_4	ont des coefficients d'adhérence en cisaillement obtenus d'une analyse de régression linéaire multiple des résultats d'essais pour trois épaisseurs de tablier ou plus		
k_5, k_6	ont des coefficients d'adhérence en cisaillement obtenus d'une analyse de régression linéaire des résultats d'essais pour une seule épaisseur de tablier		
ℓ'	portée en cisaillement de la dalle composite, mm		
L	portée de la dalle composite mesurée à partir du centre des supports, mm		
M_{ro}	moment résistant pondéré d'une dalle composite fortement armée, N.m/m de largeur de dalle		
M_{ru}	moment résistant pondéré d'une dalle composite faiblement armée, N.m/m de largeur de dalle		
t	épaisseur nominale de l'acier de base, mm		
V_r	résistance pondérée de l'adhérence en cisaillement, N/m de largeur de dalle		
V_t	résistance de l'adhérence en cisaillement obtenue par essai, N/m de largeur de dalle		
V_{pr}	résistance pondérée au poinçonnement en cisaillement, N		
x	distance du centre de la charge concentrée au support le plus proche, mm		
α_1	$0,85 - 0,0015 f'_c \geq 0,67$		
β_1	$0,97 - 0,0025 f'_c \geq 0,67$		

ANNEXE A: FIGURES

Figure A1: Section critique de poinçonnement en cisaillement

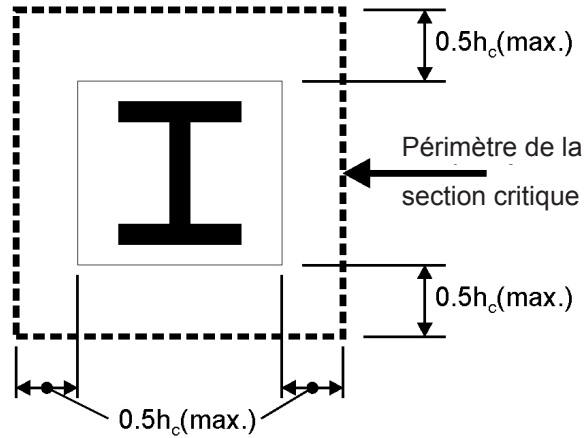


Figure A2: Charge concentrée selon le CNB

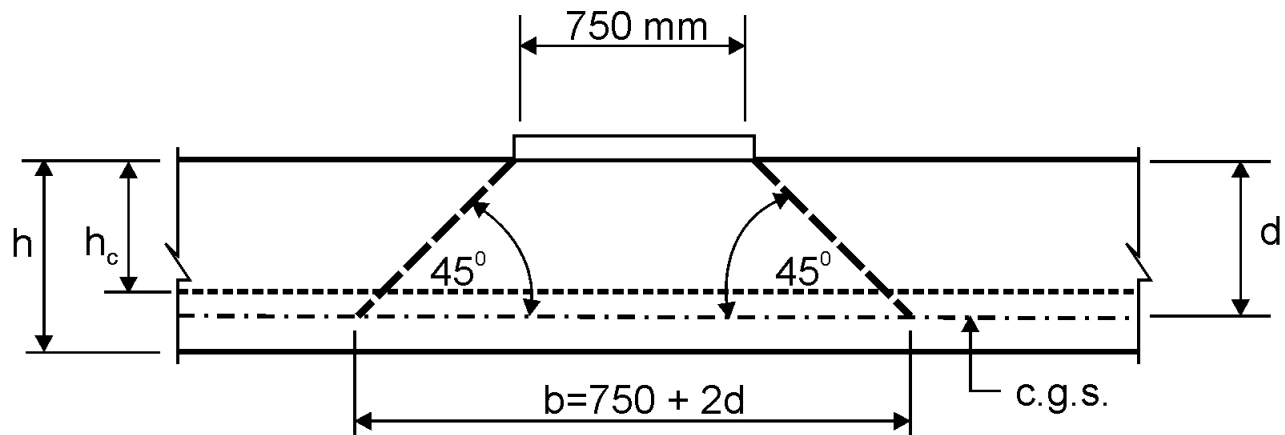
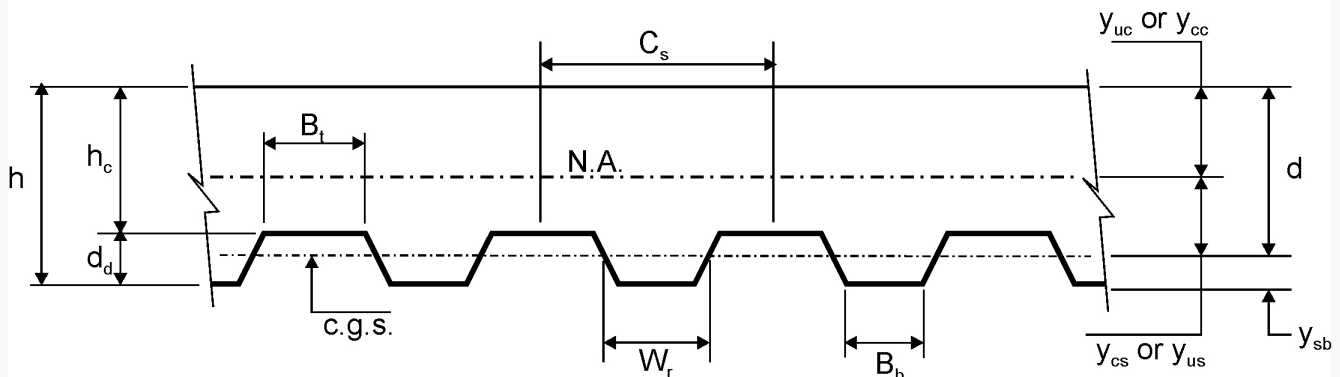


Figure A3: Section composite



ANNEXE B : PROPRIÉTÉS DES SECTIONS DE DALLES COMPOSITES
B.1 Généralités

À l'aide de la théorie élastique conventionnelle et des hypothèses de l'article 8.1, les propriétés de sections utilisées pour le calcul des flèches verticales des dalles composites sont obtenues conformément à la figure A3.

B.2 Moment d'inertie de la section fissurée

Lorsque y_{cc} est égal ou inférieur à l'épaisseur de béton, h_c , au-dessus des nervures du tablier en acier, c'est-à-dire $y_{cc} \leq h_c$,

$$y_{cc} = d\{\sqrt{2\rho n + (\rho n)^2} - \rho n\} \quad (B1)$$

Où,

$$d = h - y_{sb}$$

$$\rho = A_s/bd$$

A_s = aire de la section brute du tablier en acier

n = rapport des modules d'élasticité, E_s/E_c (pour E_c , voir CSA-A23.3)

Si $y_{cc} > h_c$, utiliser $y_{cc} = h_c$.

Le moment d'inertie (acier équivalent) de la section fissurée est :

$$I_c = \frac{b}{3n} (y_{cc})^3 + A_s(y_{cs})^2 + I_s \quad (B2)$$

Où,

$$y_{cs} = d - y_{cc}$$

I_s = moment d'inertie de la section brute du tablier en acier.

B.3 Moment d'inertie de la section non fissurée

L'axe neutre de la section non fissurée est déterminé par l'équation suivante :

$$y_{uc} = \frac{\frac{0,5b(h_c)^2}{n} + A_s d + \frac{W_r b d_d}{nC_s} (h - 0,5d_d)}{\frac{bh_c}{n} + A_s + \frac{W_r b d_d}{nC_s}} \quad (B3)$$

Où,

C_s = espacement des nervures

W_r = largeur moyenne des nervures = $0,5(C_s - B_t + B_b)$

B_t et B_b sont illustrés à la figure A3

Le moment d'inertie (acier équivalent) de la section non fissurée est :

$$I_u = \frac{b(h_c)^3}{12n} + \frac{bh_c}{n} (y_{uc} - 0,5h_c)^2 + \frac{W_r b d_d}{nC_s} \left[\frac{(d_d)^2}{12} + (h - y_{uc} - 0,5d_d)^2 \right] + I_s + A_s(y_{us})^2 \quad (B4)$$

Où,

$$y_{us} = d - y_{uc}$$

B.4 Moment d'inertie de calcul

$$I_d = \frac{I_c + I_u}{2} \quad (B5)$$