

SCIENGINEER



Staalbetonontwerp

Constructies van composiet staalbeton

Contacten	4
Inleiding	5
Versie	5
Licentie	6
Analysemodel Staalbeton	7
Analysemodel Staalbeton - theoretische achtergrond	7
Algemene uitgangspunten	7
Staalbetondek	7
Staalbetonligger	13
Bouwfases voor staalbetonanalyse	17
Analysemodel Staalbeton in SCIA Engineer	18
Uitgangspunten	18
Projectinstellingen	19
Definitie van het dek	20
Definitie van de liggers	25
Bouwfases voor het Analysemodel Staalbeton	27
Staalbetoninstellingen	28
Over resultaten...	29
Voorbeeld	29
Automatische berekening van de effectieve breedte van plaatribben	29
Theoretische achtergrond	30
Automatische berekening van de effectieve breedte in Scia Engineer	31
Weergave-instellingen	37
Staalbetoncontroles	39
Staalbetoninstellingen	39
Staalbetonliggegegevens	41
Bibliotheek met schuifconnectoren	44
Staalbetoncontroles	45
Algemeen gebruik van de staalbetoncontroles	46
Staalbetoncontroles EN 1994	48
Algemene invoer	48
ULS construction stage	49

ULS construction stage - Fire resistance	50
ULS final stage	54
ULS final stage - Fire resistance	58
SLS final stage	66
Staalbetoncontroles AISC 360-10	67
Referenties	68

Contacten

SCIA nv Industrieweg 1007 3540 Herk-de-Stad Belgium	SCIA Nederland B.V. Wassenaarweg 40 6843 NW ARNHEM Netherlands
Nemetschek do Brasil Rua Dr. Luiz Migliano, 1986 - sala 702 , CEP SP 05711-001 São Paulo Brazil	Nemetschek Scia North America 7150 Riverwood Drive 21046 Columbia, MD United States
SCIA France sarl Centre d'Affaires, 29 Grand' Rue 59100 Roubaix France	Nemetschek Scia Swiss Branch Office Dürenbergstrasse 24 3212 Gurmels Switzerland
SCIA CZ s.r.o. Brno Slavičková 827/1a 638 00 Brno Czech Republic	SCIA CZ s.r.o. Prague Evropská 2591/33d 160 00 Praha 6 Czech Republic
SCIA SK, s.r.o. Murgašova 1298/16 010 01 Žilina Slovakia	
Scia Datenservice Dresdnerstrasse 68/2/6/9 1200 WIEN Austria	Scia Software GmbH Technologie Zentrum Dortmund, Emil-Figge-Str. 76-80 44227 Dortmund Germany

De informatie in dit document is onderhevig aan verandering zonder aankondiging. Zonder de uitdrukkelijk geschreven toestemming van de uitgever mag niets, geheel noch gedeeltelijk, van dit document gekopieerd of overgedragen worden, ongeacht de manier waarop of de middelen waarmee, zowel elektronisch als mechanisch, dit gebeurt. SCIA Software is niet verantwoordelijk voor directe of indirecte schade wegens onvolkomenheden in de documentatie en/of de software.

© Copyright 2016 SCIA nv. All rights reserved.

Document gemaakt: 27 / 05 / 2016

SCIA Engineer 16.0

Inleiding

In dit document wordt het Analysemodel Staalbeton (CAM) beschreven, dat wordt gebruikt in SCIA Engineer. Het CAM wordt in Scia Engineer gebruikt voor het analyseren en ontwerpen van staalbetonliggers die bestaan uit:

- een dikwandig staalprofiel;
- een dek van gewapend beton;
- schuifconnectoren tussen stalen ligger en dek;
- en geprofileerd staalplaat dat tijdens de bouwfasen tevens dient als bekisting voor de betonspecie.

Het CAM is een methode voor generieke modellering en numerieke analyse, die ontwikkeld is om het gedrag van staalbetonconstructies nauwkeurig te kunnen analyseren. Aangezien het CAM is gebaseerd op standaardtools voor 3D-modellering van SCIA Engineer, zijn er geen beperkingen ten aanzien van de geometrie van de constructie. Momenteel kan elke constructie die staalbetonvloeren bevat (zoals gebouwen, bruggen en industriële constructies) met deze methode worden geanalyseerd. De resultaten van het CAM bevatten doorbuigingen en interne krachten die kunnen worden gebruikt bij het ontwerpen van staalbetonliggers op basis van ontwerpnormcontroles.

Een staalbetondek met liggers wordt gemodelleerd als een plaat met excentrische ribben. De plaat vertegenwoordigt het staalbetondek, dat zelf een staalbetonconstructie-element is dat gemaakt is van een geprofileerde staalplaat met een top-laag van gewapend beton. De stalen liggers worden vertegenwoordigd door excentrische 1D-staven (plaatribben) die met de plaat verbonden zijn. Dit biedt verschillende voordelen ten opzichte van meer traditionele methoden waarin de ondersteunende constructie wordt gemodelleerd als een raster van liggers:

- er zijn geen belastingspanelen nodig om belastingen over de liggers te verdelen; tevens zijn er geen vereenvoudigde aannames ten aanzien van die belastingsverdeling nodig
- complexe geometrieën van de staalbetondekken kunnen zonder vereenvoudigde aannames in aanmerking worden genomen
- doordat het dek als een constructie-element wordt gemodelleerd, wordt de vlakstijfheid van het dek automatisch berekend en in aanmerking genomen; daardoor zijn er bij een horizontale belasting van de constructie geen extra vereenvoudigende aannames nodig

Het CAM neemt op een eenvoudige en heldere manier de drie belangrijkste bouwfasen in aanmerking die belangrijk zijn bij het ontwerp van staalbetonconstructies:

- de bouwfase, waarin alleen de stalen liggers en platen de betonspecie dragen en eventuele toegepaste belastingen opnemen; het eigen gewicht van pas gestort beton wordt berekend en direct in aanmerking genomen als deel van het eigen gewicht van de constructie
- de eindfase van langetermijnacties, waarin het staalbetoneffect in aanmerking wordt genomen; het effect van kruip wordt in aanmerking genomen door de stijfheid van de betononderdelen te verminderen
- de eindfase van kortetermijnacties, waarin het staalbetoneffect in aanmerking wordt genomen met de nominale stijfheid van beton

Optioneel kan het effect van kruip worden uitgeschakeld. Er is tevens een instelling beschikbaar waarmee alle staalbetononderdelen tijdens de bouwfase kunnen worden beschouwd als gestempeld.

Versie

De huidige versie van deze handleiding is van toepassing op SCIA Engineer 15. In deze release ligt de focus op de analyse van staalbetondekken met liggers.

Licentie

Voor de functionaliteit die in deze handleiding wordt beschreven, is één van de volgende licenties vereist:

- esacbd.01.01 - Ontwerp van staalbetonliggers - EN1994
- esacbd.01.05 - Ontwerp van staalbetonliggers - AISC 360-10

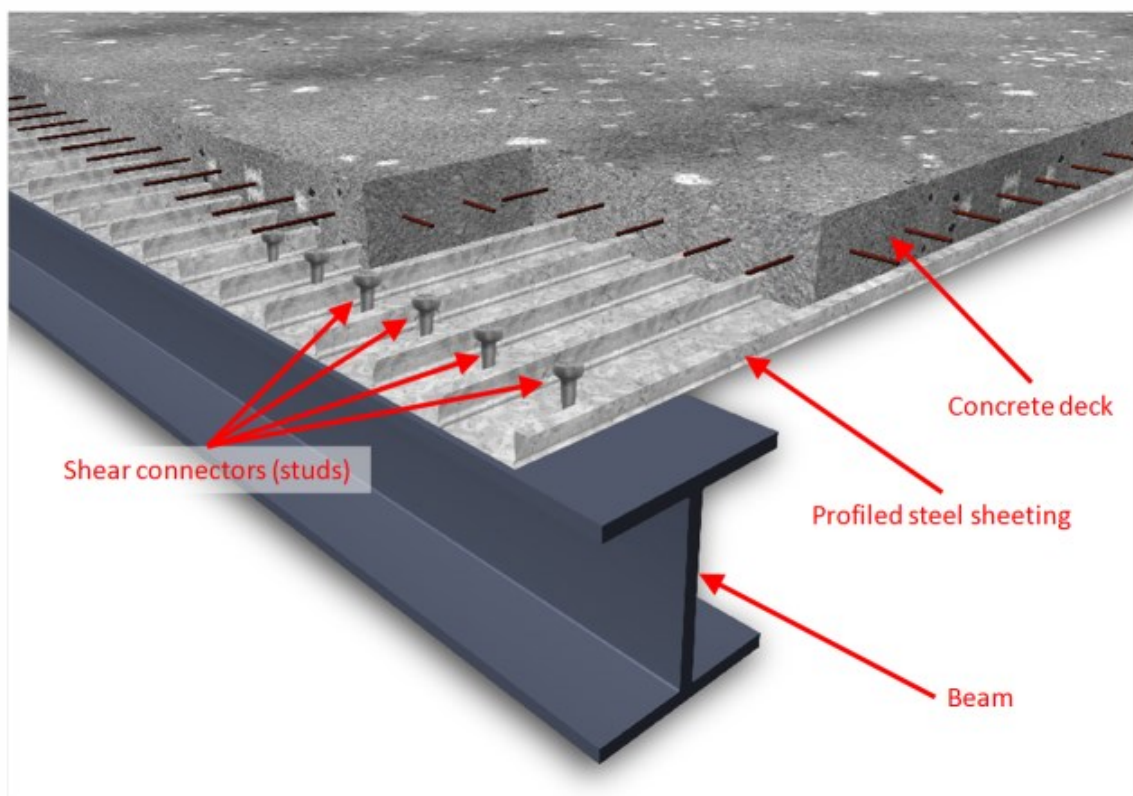
Analysemodel Staalbeton

Analysemodel Staalbeton - theoretische achtergrond

In dit hoofdstuk wordt de theoretische achtergrond beschreven die wordt gebruikt in het Analysemodel Staalbeton (CAM) van SCIA Engineer. Sommige aspecten van dit model worden algemeen toegepast, terwijl andere alleen gericht zijn op de methoden die worden geïmplementeerd in SCIA Engineer. Alle uitgangspunten die hier worden besproken, zijn normafhankelijk.

Algemene uitgangspunten

In tegenstelling tot meer traditionele methoden, is het CAM gebaseerd op een standaard 3D-modellering van de constructie. Een staalbetondek met liggers wordt gemodelleerd als een plaat met excentrische ribben. De plaat vertegenwoordigt het staalbetondek, dat zelf een staalbetonconstructie-element is dat gemaakt is van een geprofileerde staalplaat met een betonnen toplaag. De stalen liggers worden vertegenwoordigd door excentrische 1D-staven (plaatribben) die met de plaat verbonden zijn.



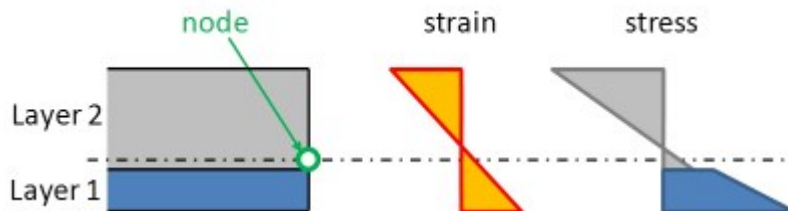
Staalbetondek

Binnen de context van het CAM is het 'dek' de plaat die de belastingen draagt en naar de liggers overdraagt. In dit hoofdstuk wordt het analyseprincipe van alleen die plaat beschreven. Het gedrag van staalbetonliggers wordt in een ander hoofdstuk besproken.

Dekken kunnen vervaardigd zijn van staalbeton of metaal. Een staalbetondek bestaat uit twee lagen: een geprofileerde staalplaat en een toplaag van (al dan niet gewapend) beton. Een metalen dek bestaat uit slechts één laag (de geprofileerde staalplaat) en wordt meestal gebruikt voor lichtgewicht daken.

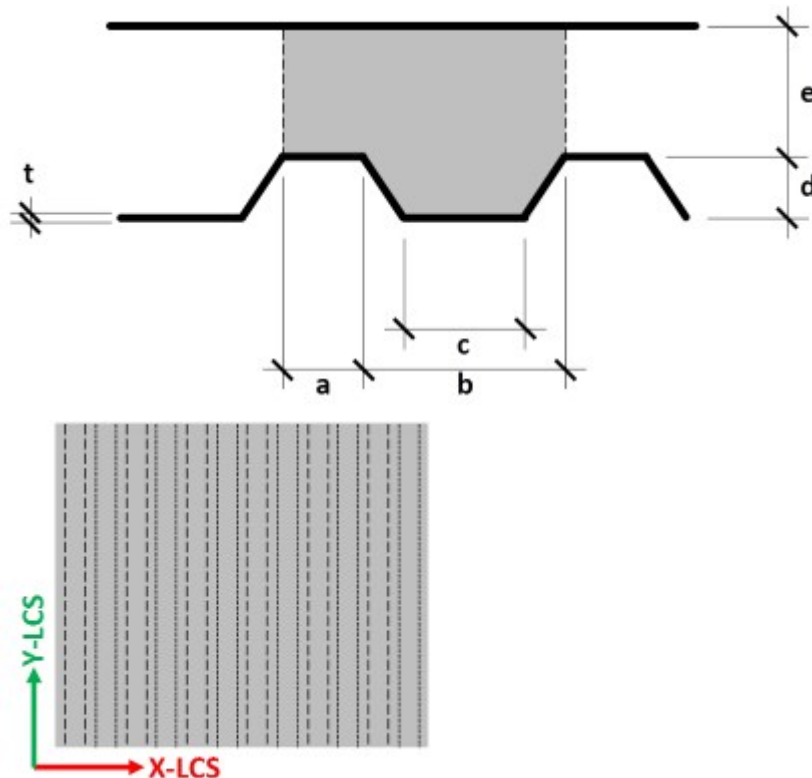
Een staalbetondek wordt gemodelleerd als een plaat met meerdere lagen. Elke laag heeft orthotropische eigenschappen en van elke laag wordt de excentriciteit in aanmerking genomen.

De interactie tussen de lagen wordt beschouwd als een perfecte hechting, dus zonder verschuiving tussen de lagen (beton en staalplaat). De rekken worden vastgesteld op basis van de verplaatsingen en rotaties bij de knopen van het eindige-elementennet.



De aanname van een perfecte hechting is zeer zeker redelijk voor het gedrag van het staalbetondek in langsrichting (de richting parallel met de profilering). In de richting loodrecht op de profilering lijkt deze aanname minder logisch, aangezien de eigenschappen van de geprofileerde plaat eerst onafhankelijk worden bepaald. Als de plaat onder druk staat, wordt het 'accordeongedrag' van de plaat in het staalbetondek door het beton gestabiliseerd. De stijfheid van de plaat in die richting is echter zeer gering en heeft nauwelijks invloed op het gedrag van het staalbetondek. Daarom is die benadering toch acceptabel.

Geprofileerde staalplaat



E_s , G_s , ν_s = modulus van Young, afschuifmodulus en de coëfficiënt van Poisson voor staal

a, b, c, d, t definieert de geometrie van de geprofileerde plaat; e is de dikte van de betonnen toplaag en wordt in deze context niet gebruikt.

De onderstaande formules geven de componenten van de equivalente orthotropische eigenschappen van een generieke geprofileerde staalplaat, zoals weergegeven in bovenstaande afbeelding. Formules overgenomen uit Samanta & Mukopadhyay [1, 2].

Buigende componenten

$$D'_s = \begin{bmatrix} D'_{s,11} & D'_{s,12} & 0 \\ & D'_{s,22} & 0 \\ sym & & D'_{s,33} \end{bmatrix}$$

$$D'_{s,11} = \frac{E_s \cdot t^3}{12 \cdot k} \quad D'_{s,22} = \frac{E_s \cdot I}{B} \quad D'_{s,12} = \nu_s \cdot \sqrt{D'_{s,11} \cdot D'_{s,22}} \quad D'_{s,33} = k \cdot \frac{E_s \cdot t^3}{6 \cdot (1 + \nu_s)}$$

$$G'_s = \begin{bmatrix} D'_{s,44} & 0 \\ 0 & D'_{s,55} \end{bmatrix}$$

$$D'_{s,44} = \frac{G_s \cdot t}{1.2} \quad D'_{s,55} = \frac{G_s}{B} \cdot t \cdot \max \left[2 \cdot d; \frac{L}{1.2} \right]$$

Membraancomponenten

$$d'_s = \begin{bmatrix} d'_{s,11} & d'_{s,12} & 0 \\ & d'_{s,22} & 0 \\ sym & & d'_{s,33} \end{bmatrix}$$

$$d'_{s,11} = \begin{cases} \text{if } d > 0 : E_s \cdot t \cdot \min \left[\frac{\left(\frac{t}{d}\right)^2}{3 \frac{1-k \cdot D/l}{1-D/l} + 2 \cdot k}; 1 \right] \\ \text{if } d = 0 : E_s \cdot t \end{cases} \quad d'_{s,22} = E_s \cdot t \cdot k \quad d'_{s,12} = 0$$

$$d'_{s,33} = \frac{E_s \cdot t}{2 \cdot k \cdot (1 + \nu_s)}$$

Gemiddelde dikte (voor berekening van het eigen gewicht)

$$H_s = k \cdot t$$

Positie van het zwaartepunt van de ondervezel (aangenomen voor beide richtingen)

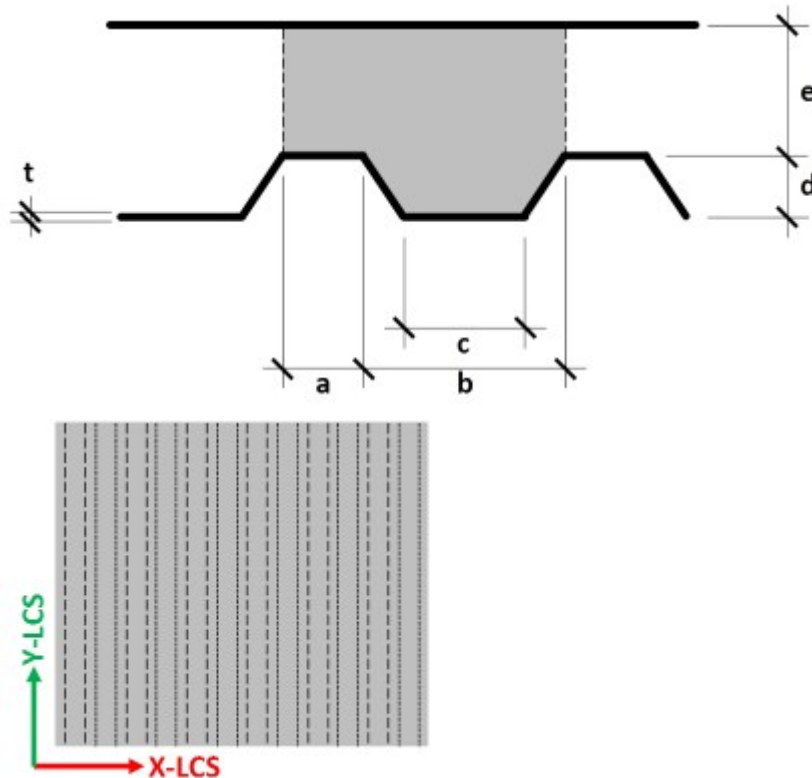
$$z_{G,s} = d \cdot \frac{a + l}{L}$$

Hulpvariabelen

$$B = a + b \quad D = \frac{b - c}{2} \quad l = \sqrt{D^2 + d^2}$$

$$L = a + c + 2 \cdot l \quad k = \frac{L}{B} \quad I = t \cdot \left[a \cdot (d - z_{G,s})^2 + c \cdot z_{G,s}^2 + l \cdot \left(\left(\frac{d}{2} - z_{G,s} \right)^2 + \frac{d^2}{6} \right) \right]$$

Betondek



E_c, G_c, ν_c = modulus van Young, afschuifmodulus en de coëfficiënt van Poisson voor beton

a, b, c, d, e definieert de geometrie van het betondek.

De onderstaande formules geven de componenten van de equivalente orthotropische eigenschappen van de betonnen top-laag die is gestort op een generieke geprofileerde staalplaat, zoals weergegeven in bovenstaande afbeelding. Formules overgenomen uit Samanta & Mukopadhyay [1, 2].

Buigende componenten

$$D'_c = \begin{bmatrix} D'_{c,11} & D'_{c,12} & 0 \\ & D'_{c,22} & 0 \\ sym & & D'_{c,33} \end{bmatrix}$$

$$D'_{c,11} = \frac{E_c \cdot B \cdot e^3}{12 \cdot (B - C + (\frac{e}{h})^3 \cdot C)} \quad D'_{c,22} = \frac{E_c \cdot I}{B \cdot (1 - \nu_c^2)} \quad D'_{c,12} = \nu_c \cdot \sqrt{D'_{c,11} \cdot D'_{c,22}} \quad D'_{c,33} = \frac{E_c \cdot H_c^3}{24 \cdot (1 + \nu_c)}$$

$$G'_c = \begin{bmatrix} D'_{c,44} & 0 \\ 0 & D'_{c,55} \end{bmatrix}$$

$$D'_{c,44} = \frac{G_c \cdot H_c}{1.2} \quad D'_{c,55} = \frac{G_c \cdot e}{1.2}$$

Membraancomponenten

$$d'_c = \begin{bmatrix} d'_{c,11} & d'_{c,12} & 0 \\ & d'_{c,22} & 0 \\ sym & & d'_{c,33} \end{bmatrix}$$

$$d'_{c,11} = d'_{c,22} = \frac{E_c \cdot H_c}{1 - \nu_c^2} \quad d'_{c,12} = \nu_c \cdot d'_{c,11} \quad d'_{c,33} = G_c \cdot H_c$$

Gemiddelde dikte (voor berekening van het eigen gewicht)

$$H_c = \frac{e \cdot (B - C) + h \cdot C}{B}$$

Positie van het zwaartepunt van de ondervezel (aangenomen voor beide richtingen)

$$z_{G,c} = \frac{z_{G1} \cdot A_1 + z_{G2} \cdot A_2}{A_1 + A_2}$$

Hulpvariabelen

$$h = d + e$$

$$A_1 = B \cdot e$$

$$A_2 = C \cdot d$$

$$B = a + b$$

$$z_{G1} = d + \frac{e}{2}$$

$$z_{G2} = \frac{d}{3} \cdot \frac{2 \cdot b + c}{b + c}$$

$$C = \frac{b + c}{2}$$

$$I_1 = \frac{B \cdot e^3}{12}$$

$$I_2 = \frac{d^3}{36} \cdot \frac{b^2 + c^2 + 4 \cdot b \cdot c}{b + c}$$

$$I = I_1 + I_2 + A_1 \cdot (z_{G1} - z_{G,c})^2 + A_2 \cdot (z_{G2} - z_{G,c})^2$$

Orthotropie met meerdere lagen

De orthotropiesubmatrices worden verkregen op basis van de formules in de voorgaande paragrafen. Voor elke laag zijn er:

$$\mathbf{D}'_i = \begin{bmatrix} D'_{i,11} & D'_{i,12} & 0 \\ & D'_{i,22} & 0 \\ sym & & D'_{i,33} \end{bmatrix} \quad \mathbf{G}'_i = \begin{bmatrix} D'_{i,44} & 0 \\ 0 & D'_{i,55} \end{bmatrix} \quad \mathbf{d}'_i = \begin{bmatrix} d'_{i,11} & d'_{i,12} & 0 \\ & d'_{i,22} & 0 \\ sym & & d'_{i,33} \end{bmatrix}$$

waarbij i de laagindex is; in het geval van een staalbetondek s (staal) of c (beton).

Voordat de lagen worden gecombineerd, moet een juiste rotatie van de matrices worden toegepast als de richting van de staalplaten niet overeenkomt met het standaardcoördinatensysteem. De rotatiematrices zijn

$$\mathbf{R}_3 = \begin{bmatrix} c^2 & s^2 & cs \\ s^2 & c^2 & -cs \\ -2cs & 2cs & c^2 - s^2 \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{R}_2 = \begin{bmatrix} c & s \\ -s & c \end{bmatrix}$$

waarbij het volgende geldt:

$$c = \cos \beta \quad s = \sin \beta$$

β is de hoek tussen de hoofdorthotropierichting Y' (profilering van de staalplaat) en de standaard (niet geroteerde) lokale Y -as van het 2D-element. In SCIA Engineer wordt dit verkregen op basis van de LCS-rotatiehoek in de eigenschappen van het 2D-element.

De geroteerde orthotropiesubmatrices voor elke laag zijn

$$\mathbf{D}_i = \mathbf{R}_3^T \cdot \mathbf{D}'_i \cdot \mathbf{R}_3 \quad \mathbf{G}_i = \mathbf{R}_2^T \cdot \mathbf{G}'_i \cdot \mathbf{R}_2 \quad \mathbf{d}_i = \mathbf{R}_3^T \cdot \mathbf{d}'_i \cdot \mathbf{R}_3$$

Tot slot moeten de lagen worden gecombineerd en moeten de excentriciteitstermen aan de matrix worden toegevoegd. De uiteindelijke orthotropiematrix heeft de volgende vorm:

$$\mathbf{D} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & & D_{16} & D_{17} & D_{18} \\ & D_{22} & D_{23} & & sym & D_{27} & D_{28} \\ & & D_{33} & & sym & sym & D_{38} \\ & & & D_{44} & D_{45} & & \\ & & & & D_{55} & & \\ & & & & & D_{66} & D_{67} & D_{68} \\ & sym & & & & & D_{77} & D_{78} \\ & & & & & & & D_{88} \end{bmatrix}$$

Onderdelen plaatgedrag

$$D_{jk} = \sum_{i=1}^n D_{i,jk} + z_i^2 \cdot d_{i,jk} \quad j, k = 1..3$$

$$D_{jk} = \sum_{i=1}^n D_{i,jk} \quad j, k = 4..5$$

Onderdelen membraangedrag

$$D_{66} = \sum_{i=1}^n d_{i,11} \quad D_{67} = \sum_{i=1}^n d_{i,12} \quad D_{68} = \sum_{i=1}^n d_{i,13}$$

$$D_{77} = \sum_{i=1}^n d_{i,22} \quad D_{78} = \sum_{i=1}^n d_{i,23}$$

$$D_{88} = \sum_{i=1}^n d_{i,33}$$

Laagexcentriciteiten

$$D_{16} = \sum_{i=1}^n z_i \cdot d_{i,11} \quad D_{17} = \sum_{i=1}^n z_i \cdot d_{i,12} \quad D_{18} = \sum_{i=1}^n z_i \cdot d_{i,13}$$

$$D_{27} = \sum_{i=1}^n z_i \cdot d_{i,22} \quad D_{28} = \sum_{i=1}^n z_i \cdot d_{i,23}$$

$$D_{38} = \sum_{i=1}^n z_i \cdot d_{i,33}$$

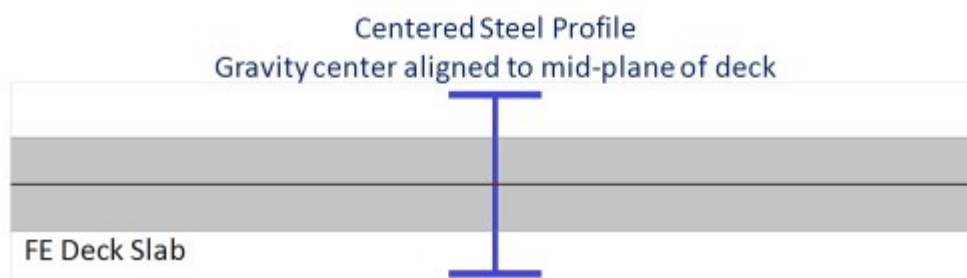
waarbij z_i de positie is van het zwaartepunt van de i -e laag (geprofileerde plaat of beton).

Staalbetonligger

In de context van staalbetonconstructies zijn er voor plaatribben momenteel drie typen gedrag mogelijk in SCIA Engineer:

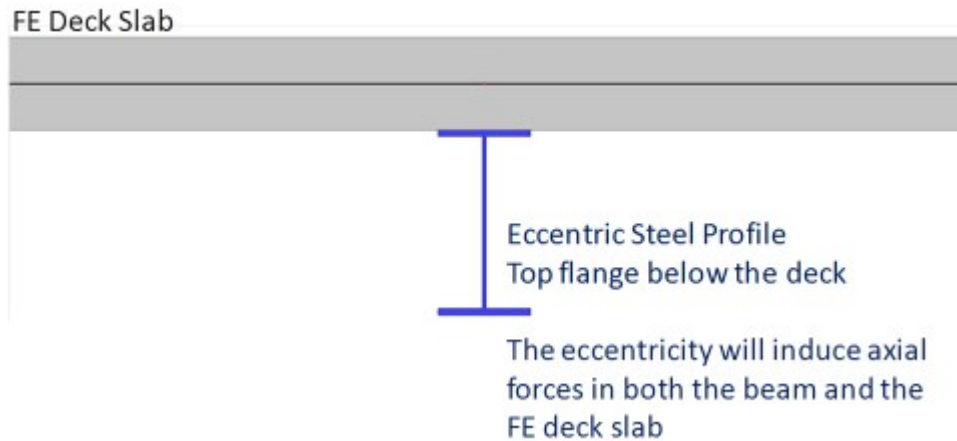
zonder staalbetonwerking

dit is bedoeld voor liggers die zonder schuifconnectoren met het dek verbonden zijn (waardoor het dek dus slechts op de ligger ligt). In die configuratie is er in feite geen staalbetonwerking. Dit wordt gemodelleerd door een plaatrib zonder excentriciteit



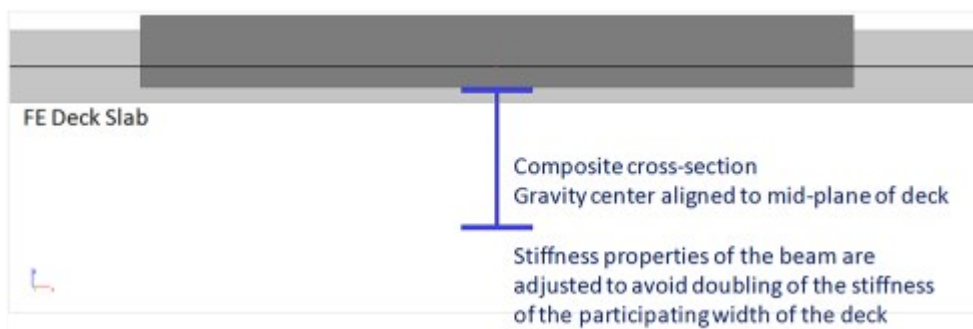
met geavanceerde staalbetonwerking

in dit geval wordt er een perfecte afschuifverbinding verondersteld tussen de ligger en het dek. De plaatrib wordt gemodelleerd met de werkelijke excentriciteit. In deze configuratie treedt er in de ligger een normaalkracht op en treden er in het dek membraankrachten op. De verspreiding van de membraankrachten in het dek wordt automatisch berekend door de EE-modellering van het dek. De interne krachten voor de staalbetoncontroles worden verkregen door de verkregen spanningen in de stalen ligger en het dek te integreren (in de participerende breedte van het dek).



met standaardstaalbetonwerking

in dit geval wordt er standaard een perfecte afschuifverbinding verondersteld tussen de ligger en het dek. De plaatrib wordt gemodelleerd door een ligger zonder excentriciteit. Om de staalbetonwerking in aanmerking te kunnen nemen, wordt de stijfheid van de ligger aangepast zodat het effect van de excentriciteit en van de participerende breedte in aanmerking wordt genomen. Hieronder worden de aanpassingen van de doorsnede-eigenschappen gedetailleerd weergegeven. Net als voor het zogenoemde 'geavanceerde model' (zie boven), worden de interne krachten voor de staalbetoncontroles verkregen door de berekende spanningen in de stalen ligger en het dek te integreren. Aangezien er echter geen excentriciteit is tussen de plaatrib en de plaat, treden er vanwege de staalbetonwerking in het model geen normaal- of membraankrachten op.



Aangepaste eigenschappen van liggers 'met standaardstaalbetonwerking'

In dit geval worden de geometrische eigenschappen van de doorsnede van de ligger aangepast, zodat de effecten van de excentriciteit en van de participerende breedte van het dek in aanmerking worden genomen.

Er hoeven slechts enkele eigenschappen te worden aangepast; de meeste blijven ongewijzigd omdat deze niet door de excentriciteit of de participerende breedte van het dek worden beïnvloed. De werkelijke participatie van het dek zelf wordt al door de EE-modellering van het dek in aanmerking genomen en hoeft dus niet ook nog in de eigenschappen van de ligger in aanmerking te worden genomen.

A	oppervlakte – vanaf de stalen ligger
A_y	afschuifoppervlakte y – vanaf de stalen ligger
A_z	afschuifoppervlakte z – vanaf de stalen ligger

I_x torsie-inertie – **aangepast**, zie onder

I_y buigingsinertie y-y – **aangepast**, zie onder

I_z buigingsinertie z-z – vanaf de stalen ligger

Voor de **aangepaste** eigenschappen worden de volgende formules gebruikt:

$$b_d = b_{d, \text{left}} + b_{d, \text{right}}$$

$$A_{eq,c} = \frac{d''_{c,11}}{E_b} \cdot b_d \quad A_{eq,s} = \frac{d''_{s,11}}{E_b} \cdot b_d \quad A_{y,eq,c} = \frac{d''_{c,33}}{G_b} \cdot b_d \quad A_{y,eq,s} = \frac{d''_{s,33}}{G_b} \cdot b_d$$

$$z_G = \frac{z_b \cdot A_b + z_{G,c} \cdot A_{eq,c} + z_{G,s} \cdot A_{eq,s}}{A_b + A_{eq,c} + A_{eq,s}}$$

$$I_{x,adj} = I_{x,b} + A_{y,b} \cdot (z_b - z_G)^2 + A_{y,eq,c} \cdot (z_{G,c} - z_G)^2 + A_{y,eq,s} \cdot (z_{G,s} - z_G)^2$$

$$I_{y,adj} = I_{y,b} + A_b \cdot (z_b - z_G)^2 + A_{eq,c} \cdot (z_{G,c} - z_G)^2 + A_{eq,s} \cdot (z_{G,s} - z_G)^2$$

waarbij de volgende variabelen worden verkregen op basis van de eigenschappen van de doorsnede van de stalen ligger:

$I_{x,b}$ torsie-inertie van de stalen ligger

$A_{y,b}$ afschuifoppervlakte van de stalen ligger in y-richting

$I_{y,b}$ buigingsinertie y-y van de stalen ligger

A_b oppervlakte van de stalen ligger

E_b elasticiteitsmodulus van de stalen ligger

G_b afschuifmodulus van de stalen ligger

b_d totale effectieve breedte van de staalbetonligger

De equivalente oppervlaktewaarden $A_{eq,c}$, $A_{eq,s}$, $A_{y,eq,c}$ en $A_{y,eq,s}$ worden verkregen op basis van de orthotropische eigenschappen van het dek:

$d''_{c,11}$	axiale membraanstijfheidscomponent van de orthotropiematrix van het betonnen deel van het dek in de richting van de balkas; gebruik in het geval van een metalen dek $d''_{c,11} = 0$
$d''_{c,33}$	afschuivingsmembraanstijfheidscomponent van de orthotropiematrix van het betonnen deel van het dek in de richting van de balkas; gebruik in het geval van een metalen dek $d''_{c,33} = 0$
$d''_{s,11}$	axiale membraanstijfheidscomponent van de orthotropiematrix van de geprofileerde staalplaat in de richting van de balkas
$d''_{s,33}$	afschuivingsmembraanstijfheidscomponent van de orthotropiematrix van de geprofileerde staalplaat in de richting van de balkas

De componenten van de invoermatrices d'_i zijn te vinden in de voorgaande hoofdstukken voor beton (d'_c) en voor de geprofileerde staalplaat (d'_s).

De berekening van de orthotropiecomponenten wordt verkregen door rotatie van de orthotropiematrix van de dekkonderdelen:

$$d''_i = \begin{bmatrix} d''_{i,11} & d''_{i,12} & d''_{i,13} \\ d''_{i,12} & d''_{i,22} & d''_{i,23} \\ sym & d''_{i,23} & d''_{i,33} \end{bmatrix} = R_3^T \cdot d'_i \cdot R_3 = R_3^T \cdot \begin{bmatrix} d'_{i,11} & d'_{i,12} & 0 \\ d'_{i,12} & d'_{i,22} & 0 \\ sym & 0 & d'_{i,33} \end{bmatrix} \cdot R_3$$

$$R_3 = \begin{bmatrix} c^2 & s^2 & cs \\ s^2 & c^2 & -cs \\ -2cs & 2cs & c^2 - s^2 \end{bmatrix}$$

$$c = \cos \theta$$

$$s = \sin \theta$$

waarbij θ de hoek is tussen de LCS y-as van het dek en van de ligger. Dit is dezelfde rotatiematrix R_3 die werd gebruikt in de paragraaf over orthotropie met meerdere lagen, echter met een andere hoek.

Voor de vereiste componenten in de huidige context leidt dit tot:

$$d''_{i,11} = c^4 \cdot d'_{i,11} + 2 \cdot c^2 \cdot s^2 \cdot d'_{i,12} + s^4 \cdot d'_{i,22} + 4 \cdot c^2 \cdot s^2 \cdot d'_{i,33}$$

$$d''_{i,33} = c^2 \cdot s^2 \cdot d'_{i,11} - 2 \cdot c^2 \cdot s^2 \cdot d'_{i,12} + c^2 \cdot s^2 \cdot d'_{i,22} + (c^2 - s^2)^2 \cdot d'_{i,33}$$

In geval van een gedeeltelijke staalbetonverbinding moet de buigstijfheid van de plaat op dezelfde wijze worden berekend (zie de volgende paragraaf):

$$D''_{i,11} = c^4 \cdot D'_{i,11} + 2 \cdot c^2 \cdot s^2 \cdot D'_{i,12} + s^4 \cdot D'_{i,22} + 4 \cdot c^2 \cdot s^2 \cdot D'_{i,33}$$

1) In theorie moet voor de berekening van de torsie-inertie ($I_{x,adj}$) de coördinaat van het afschuifmiddelpunt worden gebruikt in plaats van de coördinaat van het zwaartepunt (z_G). In dit geval echter is deze onnauwkeurigheid waarschijnlijk verwaarloosbaar.

2) In theorie moet ook A_z worden aangepast, aangezien de verdeling van afschuifspanningen in de staalbetondoorsnede anders is dan in afzonderlijke onderdelen. Aangezien de afschuifverbinding tussen staal en beton echter alleen lokaal door stiftdeuvels wordt gewaarborgd, ligt de praktijk ergens tussen deze twee grensgevallen en is vereenvoudiging acceptabel.

Staalbetonwerking met gedeeltelijke verbinding

In de voorgaande paragraaf zijn er waarden gedefinieerd voor een situatie met een volledige staalbetonverbinding. Het is echter gebruikelijk (en vaak ook goedkoper) om een gedeeltelijke staalbetonverbinding te gebruiken. Een gedeeltelijke staalbetonverbinding wordt in aanmerking genomen op basis van de volgende vereenvoudigde methode, waarbij een verminderde buigstijfheid voor de staalbetonligger wordt gebruikt. De volgende aanpassingen moeten worden doorgevoerd:

$$I_{sq,c} = \frac{D''_{c,11}}{E_b} \cdot b_d \quad I_{sq,s} = \frac{D''_{s,11}}{E_b} \cdot b_d$$

$$I_{y,adj,k} = \max \left\{ I_{y,b} - I_{sq,c} - I_{sq,s} + \sqrt{K} \cdot (I_{y,adj} - I_{y,b} + I_{sq,c} + I_{sq,s}) \right. \\ \left. I_{y,b} \right\}$$

$I_{y,adj,k}$ aangepaste inertie van de staalbetonligger, te gebruiken in geval van een gedeeltelijke staalbetonverbinding in plaats van $I_{y,adj}$

Definitie van $I_{y,b}$, $I_{y,adj}$, E_b , b_d , $D''_{c,11}$ en $D''_{s,11}$: zie vorige paragraaf.

K is een waarde tussen 0 en 1 die de mate van staalbetonverbinding definieert: 0 = geen verbinding, 1 = volledige verbinding.

Bouwfasen voor staalbetonanalyse

In de analyse van staalbetonconstructies moeten de bouwfasen met name vanwege de volgende twee redenen in aanmerking worden genomen:

- de geprofileerde staalplaat wordt gebruikt als bekisting voor de betonnen toplaag en moet dus zelf het gewicht van het beton dragen
- staal en beton gedragen zich wezenlijk verschillend: stijfheid, kruip

In het algemeen worden bouwfasen op een vereenvoudigde wijze in aanmerking genomen, door elk belastingsgeval te berekenen in de fase corresponderend met de bijbehorende aannames. Vervolgens kunnen de resultaten (zoals verplaatsingen en interne krachten) worden gecombineerd tot combinaties van belastingsgevallen.

Bouwfase

in deze fase is alleen het staal van de staalbetondekken geactiveerd. Beton heeft geen stijfheid en dus wordt het eigen gewicht van het beton door de staalconstructie (geprofileerde staalplaat en stalen liggers) opgenomen. Standaard wordt alleen het belastingsgeval van het eigen gewicht aan deze fase toegekend.

Eindfase, lange termijn

in deze fase zijn de staalbetondekken geactiveerd. De betonstijfheid wordt verminderd, om het effect van kruip onder langetermijnbelastingen in aanmerking te kunnen nemen. Standaard worden alle permanente belastingsgevallen (behalve eigen gewicht) aan deze fase toegekend.

Eindfase, korte termijn

in deze fase zijn de staalbetondekken geactiveerd. De nominale betonstijfheid wordt gebruikt, voor toepassing onder kortetermijnbelasting. Standaard worden alle variabele belastingsgevallen aan deze fase toegekend.

In het standaardmodel voor de analyse van staalbeton zijn er **drie bouwfases voor de volledige constructie gedefinieerd**. Er bestaan geen fasen voor het storten van beton of voor het gefaseerd bouwen van de staalconstructie. Volgens de planning zal dit echter vanaf een latere versie wel worden ondersteund.

Kruip

Kruip wordt in aanmerking genomen door in de eindfase, lange termijn, een verminderde waarde van de elasticiteitsmodulus voor beton te gebruiken. De kruipcoëfficiënt wordt voor de gehele constructie gedefinieerd in de staalbetoninstellingen en wordt toegepast op alle staalbetondekken.

Tijdens de berekening van de orthotropiematrices worden in elke fase voor beton aangepaste waarden voor E_c en G_c gebruikt:

$$E_c = k_E \cdot E_{c0}$$

$$G_c = k_E \cdot G_{c0}$$

waarbij E_{c0} (G_{c0}) de E-modulus (G-modulus) is van beton uit de materiaalbibliotheek.

$$k_E = \begin{cases} 0 & \text{for construction stage} \\ 1/(1 + \varphi) & \text{for final stage, long term} \\ 1 & \text{for final stage, short term} \end{cases}$$

waarbij φ de kruipfactor is die is gedefinieerd in de staalbetoninstellingen.

Optioneel kan kruip worden uitgeschakeld. In dat geval worden belastingsgevallen uit de langetermijnfase tijdens de analyse naar de kortetermijnfase verplaatst.

Steun

Standaard wordt aangenomen dat het gewicht van beton uitsluitend door de staalconstructie wordt opgenomen. Optioneel kan worden aangenomen dat de staalconstructie tijdens het storten van het beton volledig gestempeld is. Nadat het beton is uitgehard, wordt deze ondersteuning vervolgens verwijderd.

Dit kan in aanmerking worden genomen door alle belastingsgevallen uit de bouwphase te verplaatsen naar de eindfase (lange of korte termijn, afhankelijk van de kruipinstellingen).

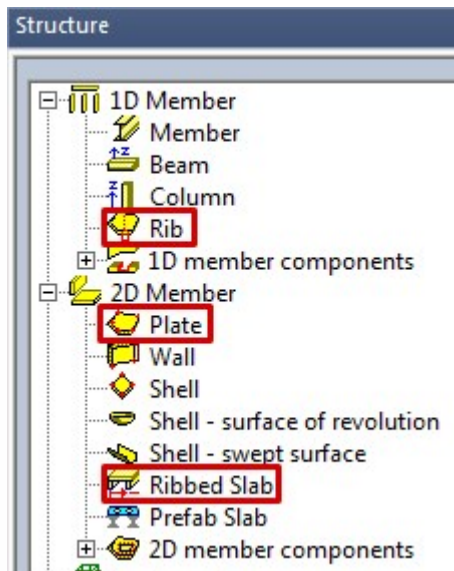
Analysemodel Staalbeton in SCIA Engineer

Uitgangspunten

Het Analysemodel Staalbeton (CAM) is zo eenvoudig mogelijk gehouden. Het model maakt gebruik van de standaardmodelleringsfunctie van SCIA Engineer

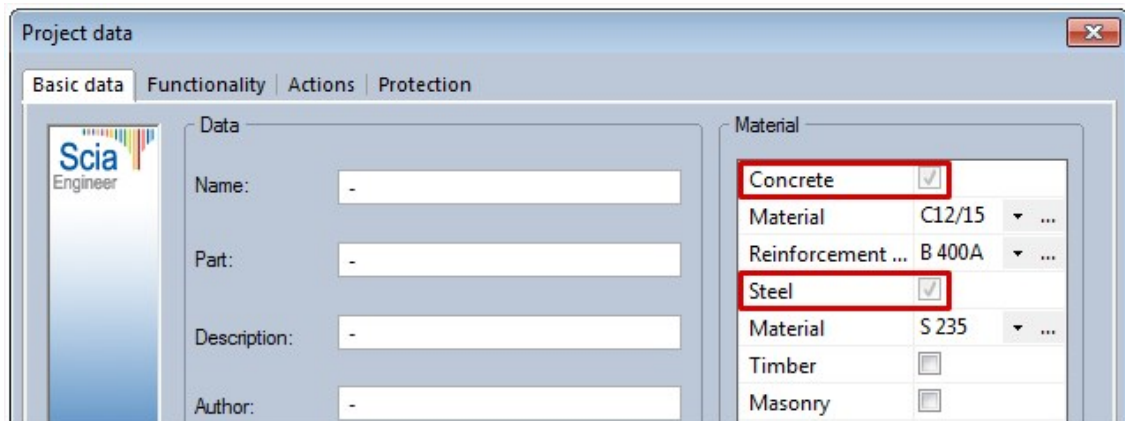
Een staalbetondek met stalen liggers wordt gemodelleerd met behulp van een standaardplaat met plaatribben. Er hoeft in de plaat en in de liggereigenschappen slechts een beperkt aantal eigenschappen te worden geconfigureerd om deze constructie-onderdelen zich als composiet staalbeton te laten gedragen.

Met behulp van de standaardmenu-items in Scia Engineer kan het staalbetonsysteem worden gedefinieerd als een plaat waaraan later ribben worden toegevoegd, of waaraan direct ribben worden toegevoegd door het gebruik van een geribde plaat.



Projectinstellingen

In de projectinstellingen kan het CAM eenvoudig worden geactiveerd door de beton- en staalmateriaalbibliotheken in te schakelen.



De CAM-functie is normonafhankelijk en kan dus in combinatie met elke ontwerpnorm worden gebruikt. De bijbehorende staalbetoncontroles zijn echter normafhankelijk en momenteel beschikbaar voor de normen EN1994 en AISC 360-10.



Opmerking: de functie *staalbeton* op het tabblad Functionaliteit is gerelateerd aan een andere (verouderde) staalbetonfunctie, die niet compatibel is met het CAM. **Als deze functie wordt ingeschakeld, wordt het CAM uitgeschakeld.**



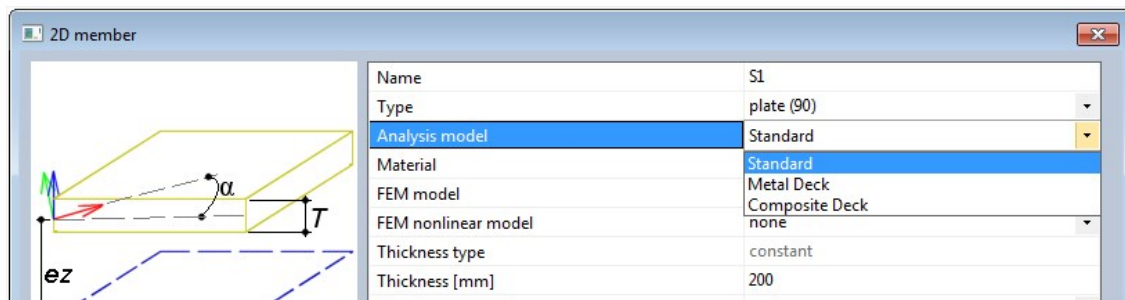
De staalbetoncontroles die aan deze functie gekoppeld zijn, zullen volgens de planning uiteindelijk volledig worden vervangen door het CAM en de daaraan gerelateerde staalbetoncontroles.

Definitie van het dek

Een dek (staalbetondek of metalen dek) is in feite een plaat in SCIA Engineer. Het kan worden ingevoerd als een 2D-element dat ribben accepteert. Hiertoe behoren platen en rechte wanden.

Als de gebruiker een staalbetondek wil definiëren, definieert hij normaal gesproken een standaardplaat (of een geribde plaat als hij de ribben tijdens dezelfde modelleringshandeling wil toewijzen).

Een staalbetondek kan worden gemaakt op basis van een standaardplaat, via de eigenschap *Analysemodel*. Deze eigenschap bepaalt of het 2D-element een standaardplaat, staalbetondek of metalen dek is.



Een staalbetondek bestaat uit een geprofileerde staalplaat met een betonnen toplaag.

Een metalen dek bevat alleen de geprofileerde staalplaat (meestal gebruikt voor lichtgewicht daken).

Een standaardplaat kan worden gebruikt in een staalbeton-analysemodel, samen met elementen van een staalbetondek of metalen dek, maar heeft niet de eigenschappen van de staalbetonanalyse.

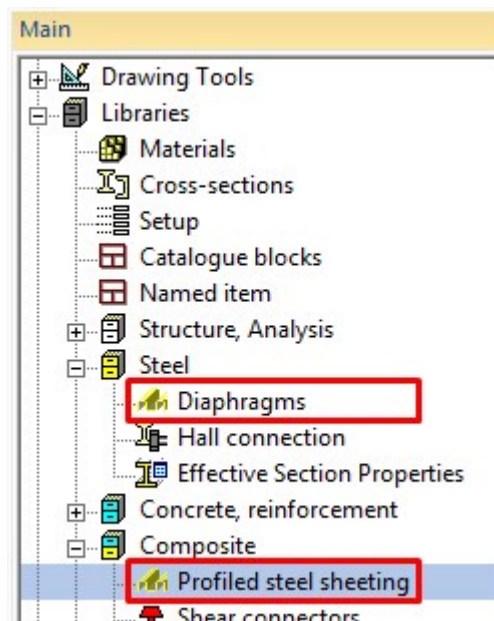
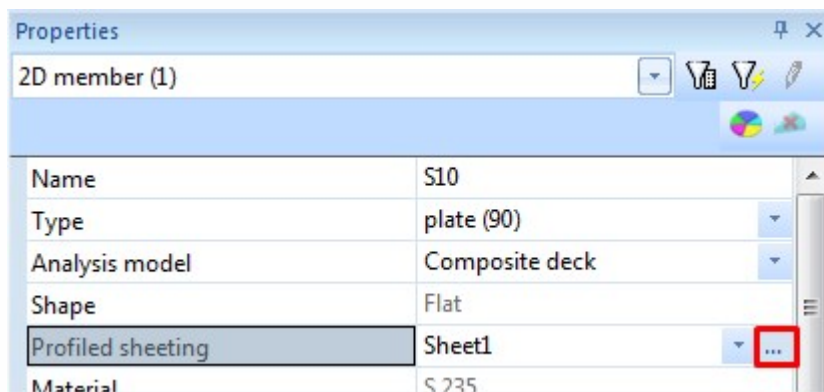
Een staalbeton- of metalen dek heeft de volgende specifieke eigenschappen:

Name	S10
Type	plate (90)
Analysis model	Composite deck
Shape	Flat
Profiled sheeting	Sheet1
Material	S 235
Concrete deck material	C12/15
FEM model	Composite orthotropic
FEM nonlinear model	none
Thickness type	constant
Thickness [mm]	120
Member system-plane at	Centre
Eccentricity z [mm]	0
LCS type	Standard
Swap orientation	☐ no
LCS angle [deg]	44.00
Layer	Layer1

Analysemodel	- standaard: standaardplaat, met normale eigenschappen; een element met deze instelling wordt niet door het CAM beïnvloed - metalen dek: alleen een geprofileerde staalplaat (1 laag) - staalbetondek: element met twee lagen, geprofileerde staalplaat + betonnen toplaag
Geprofileerde plaat	selectie van een geprofileerde staalplaat uit de bibliotheek (zie onder)
Materiaal	materiaal van de geselecteerde geprofileerde staalplaat; deze eigenschap is alleen-lezen en de waarde ervan wordt overgenomen uit de bibliotheek met geprofileerde staalplaten
Betondekmateriaal	materiaal van de betonnen toplaag (alleen voor staalbetondek)
EEM-model	alleen-lezen; staalbeton orthotropisch ("Analysemodel Staalbeton - theoretische achtergrond" op pagina 7)
Type dikte	alleen-lezen; constant; dit kan niet worden bewerkt voor staalbeton- of metalen dekken
Dikte	voor metaaldek: alleen-lezen; hoogte van de geselecteerde geprofileerde plaat voor staalbeton: bewerkbaar; totale hoogte van het staalbetondek; mag niet kleiner zijn dan de hoogte van de geselecteerde geprofileerde plaat
LCS-type	alleen-lezen; standaard; alleen standaard-LCS-type toegestaan voor staalbeton- of metalen dekken
LCS-hoek	zelfde betekenis als normaal, maar definieert daarnaast ook de oriëntatie van de profilering van de staalplaat; de profilering van de plaat is altijd gericht langs de LCS y-as

Bibliotheek met geprofileerde platen

De bibliotheek met geprofileerde platen kan worden geopend vanuit de eigenschappen van een staalbeton- of metalen dek, of rechtstreeks in de substructuur van de staalbetonbibliotheeken. Dit is dezelfde bibliotheek die wordt gebruikt voor beplatingsbeperkingen in staalnormcontroles voor kipstabilisatie.

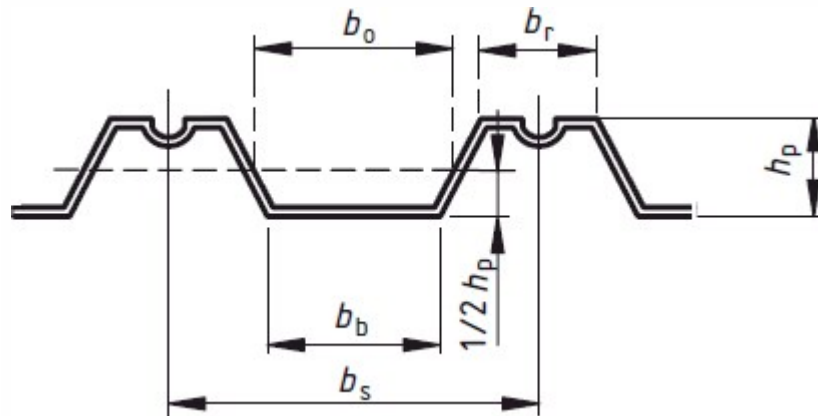


De eigenschappen van de geprofileerde staalplaten zijn onderverdeeld in vier groepen.

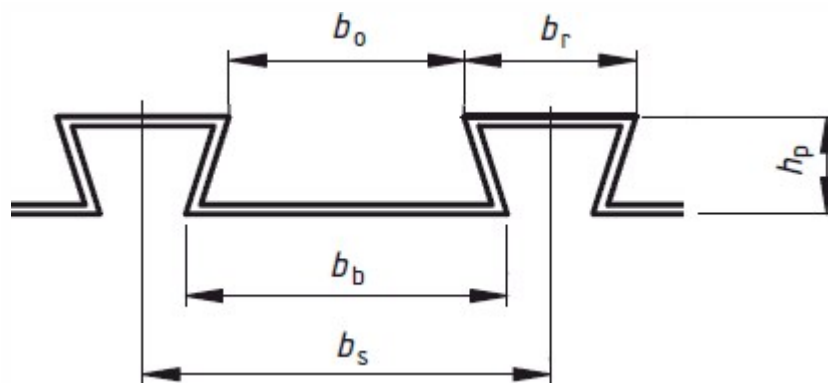
- enkele algemene eigenschappen (zoals de naam)
- **Fabrikanteigenschappen**: deze worden alleen gebruikt als er in de staalnormcontroles bepalingsbeperkingen van toepassing zijn; deze worden hier niet beschreven
- **Geometrie**: hiermee worden de belangrijkste dimensies van de geprofileerde plaat gedefinieerd
- **Orthotropische eigenschappen**: hiermee worden de mechanische eigenschappen van de plaat voor het CAM gedefinieerd

Profiled sheeting	
Name	Sheet1
Catalogue	custom
Profile shape	open trough
Manufacturer properties	
I - moment [m ⁴ /m]	0.00
K1+ [m/kN]	0.227
K2+ [m ² /kN]	6.820
K1- [m/kN]	0.227
K2- [m ² /kN]	3.260
Geometry	
bs [mm]	220
br [mm]	150
bb [mm]	39
b0 [mm]	55
hp [mm]	19
Thickness [mm]	0.63
Nominal thickness [mm]	0
Weight [kN/m ²]	0.00
Orthotropic properties	
Material	S 235
Automatic calculation	☒
D11 [MNm]	8.0463e-03
D22 [MNm]	4.0442e-06
D12 [MNm]	5.4117e-05
D33 [MNm]	7.2841e-06
D44 [MN/m]	4.5881e+01
D55 [MN/m]	4.2404e+01
d11 [MN/m]	1.4315e+02
d22 [MN/m]	3.0679e-02
d12 [MN/m]	0.0000e+00
d33 [MN/m]	4.7028e+01

Naam	de naam van het item in de bibliotheek met geprofileerde platen
Catalogus	door de gebruiker gedefinieerd veld; kan worden gebruikt om lijsten met geprofileerde platen te definiëren en de beschikbare geprofileerde platen in de bibliotheek te filteren; dit kan bijvoorbeeld de naam van de fabrikant zijn, of een type plaat
Profielvorm	type profielvorm; dit wordt automatisch bepaald op basis van de geometrie van het profiel; dit kan open door zijn



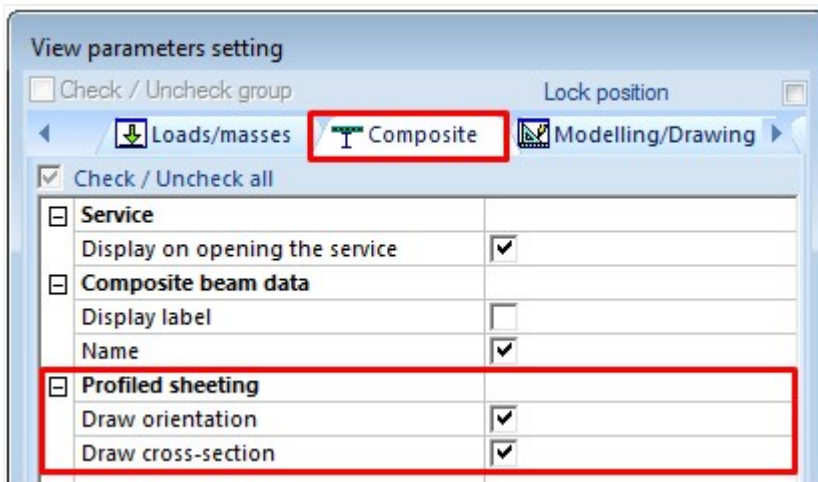
of inspringend door



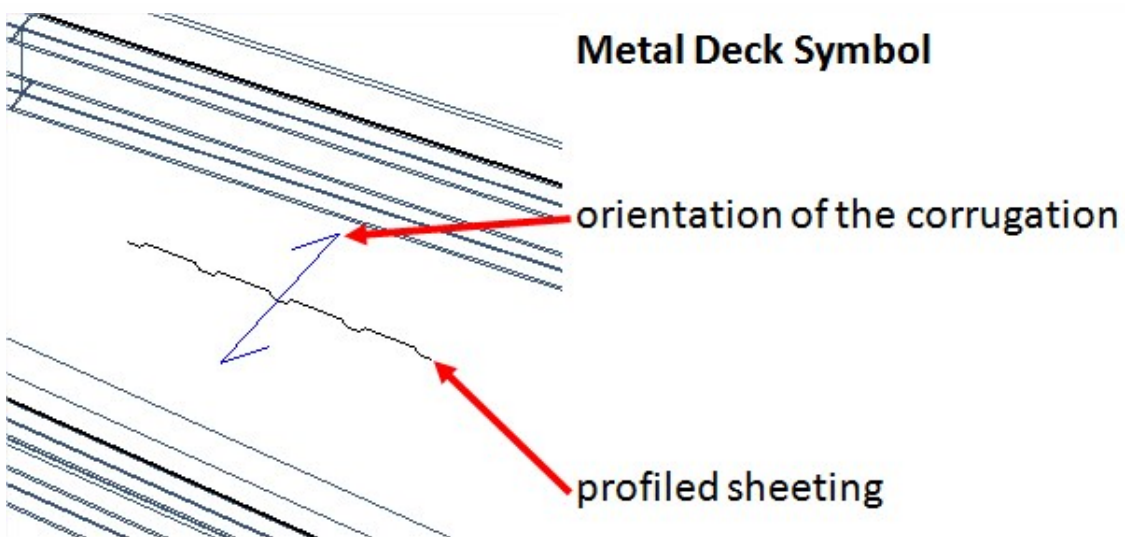
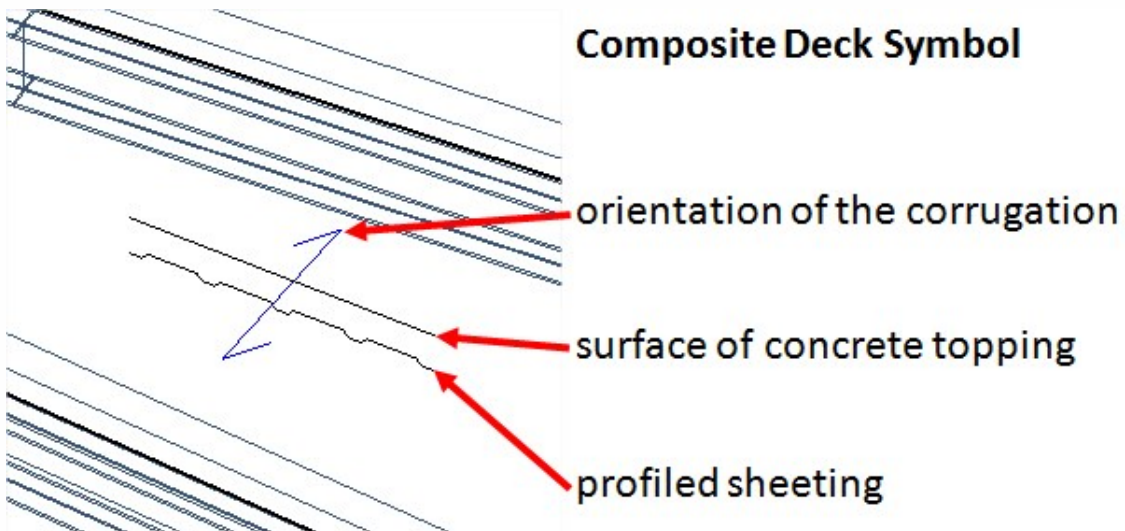
b_s, b_r, b_b, b_0, h_p	dimensies van de geprofileerde plaat, zoals weergegeven in bovenstaande afbeeldingen; b_0 is alleen-lezen en wordt berekend op basis van de andere dimensies
Dikte	dikte van de plaat
Nominale dikte	nominale dikte; niet gebruikt voor het CAM
Gewicht	oppervlaktegewicht van de plaat; niet gebruikt voor het CAM; het eigen gewicht van de plaat wordt berekend op basis van de geometrie
Materiaal	staalmateriaal van de plaat
Automatische berekening	als deze eigenschap is ingeschakeld, worden de orthotropische eigenschappen van de geprofileerde plaat berekend op basis van de geometrie ("Analysemodel Staalbeton - theoretische achtergrond" op pagina 7); als deze eigenschap is uitgeschakeld, kunnen de componenten van de orthotropiematrix handmatig worden gedefinieerd
D11 ... d33	componenten van de orthotropiematrix van de geprofileerde plaat

Weergave-instellingen

Voor dekken van staalbeton en metaal is het mogelijk om de vorm en de richting van de geprofileerde plaat direct op het model weer te geven. De bijbehorende weergave-instellingen bevinden zich op het tabblad Staalbeton van de algemene weergave-instellingen:

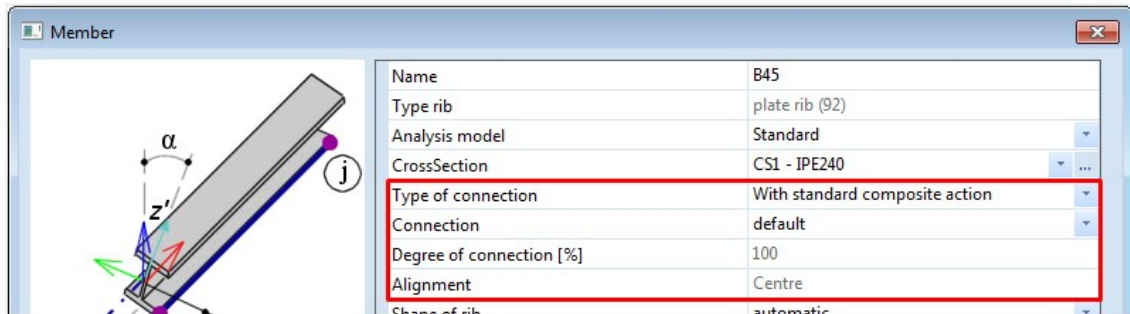


Deze instellingen bieden de mogelijkheid om de vorm van de geprofileerde plaat en de dikte van de betonnen toplaag weer te geven op de modelsymbolen die de belangrijkste ondersteunende richting (de richting van de geprofileerde plaat) tonen.



Definitie van de liggers

Staalbetonliggers moeten worden gedefinieerd als standaardplaatribben. Ze kunnen ook worden gemaakt met behulp van een geribde plaat (2D-element) die de definitie van de ribben bevat. Vervolgens wordt de ligger door enkele eigenschappen gedefinieerd als staalbeton.



deze eigenschap is alleen zichtbaar als het CAM is ingeschakeld. Er zijn vier waarden mogelijk:

- **met standaardstaalbetonwerking**: hiermee wordt een staalbetondoorsnede op de plaatrib toegepast zonder excentriciteit op de 1D-staaf; dit heeft als voordeel dat er geen parasitaire normaalkrachten in het model worden gecreëerd; voor meer informatie "Analysemodel Staalbeton - theoretische achtergrond" op pagina 7
- **met geavanceerde staalbetonwerking**: hiermee wordt een standaard excentrische plaatrib gebruikt zonder aanpassing van de doorsnede; het staalbetoneffect wordt direct in aanmerking genomen via de werkelijke excentriciteit van de 1D-staaf in het model van eindige elementen; dit genereert echter normaalkrachten in de ligger en het dek
- **zonder staalbetonwerking**: hiermee wordt aangenomen dat er geen afschuifverbinding in langsrchting tussen de ligger en het dek aanwezig is; dit wordt in aanmerking genomen door middel van een plaatrib zonder excentriciteit, waarbij de geselecteerde liggerdoorsnede zonder aanpassing wordt gebruikt
- **door de gebruiker gedefinieerde excentriciteit**: komt overeen met een standaardplaatrib; hiermee is het niet mogelijk om staalbetonfuncties voor die ligger te gebruiken

Type verbinding

deze eigenschap is alleen zichtbaar voor een verbindingstype met standaardstaalbetonwerking; hiermee kan de graad van afschuifverbinding tussen de ligger en het dek worden gedefinieerd. De volgende waarden zijn mogelijk:

Verbinding

- **standaard**: de werkelijke verbinding wordt gedefinieerd in de staalbetoninstellingen
- **volledig**: hiermee wordt uitgegaan van een perfecte afschuifverbinding tussen de ligger en het dek
- **partieel**: hiermee wordt uitgegaan van een gedeeltelijke verbinding tussen de ligger en het dek

Graad van afschuifverbinding

deze eigenschap is alleen zichtbaar voor een verbindingstype met standaardstaalbetonwerking; hiermee wordt de werkelijke graad van afschuifverbinding tussen de ligger en het dek gedefinieerd.

Alleen in het geval van een gedeeltelijke verbinding; de graad van afschuifverbinding kan hier worden gedefinieerd. Anders is deze eigenschap alleen-lezen. De standaardwaarde voor de graad van afschuifverbinding wordt gedefinieerd in de staalbetoninstellingen.

Uitlijning

Voor alle verbindingen van het type staalbeton geldt dat de uitlijning alleen-lezen is en dat deze automatisch wordt gedefinieerd op basis van het geselecteerde type verbinding. De uitlijning is *gecentreerd* voor *standaard* en *zonder staalbetonwerking*; de uitlijning is *onder* voor *geavanceerde staalbetonwerking*.

Voor *door de gebruiker gedefinieerde excentriciteit* wordt de uitlijning door de gebruiker gedefinieerd.

Effectieve breedte

De effectieve breedte is een standaard eigenschap van elke plaatrib. Deze eigenschap wordt in een normaal analysemodel voor verschillende doeleinden gebruikt:

- *interne krachten*: de effectieve breedte wordt gebruikt om tijdens de uitvoer van interne krachten spanningen uit de plaat in de rib te integreren (in de resultatservice *interne 1D-krachten*, wanneer de optie *rib/integratiestrook* wordt geselecteerd)
- *controle*: de effectieve breedte definieert de breedte van het plaatonderdeel dat in de controles in aanmerking wordt genomen om de weerstand van de doorsnede te berekenen (normafhankelijk)

Belangrijk hierbij is dat geen van de bovenstaande waarden van invloed is op de stijfheid van het systeem. Wanneer de effectieve breedte wordt aangepast, is dit niet van invloed op de eigenschappen van de doorsneden in het analysemodel.

Bij gebruik van het CAM wordt de effectieve breedte echter op een derde manier gebruikt:

- *interne krachten*: de effectieve breedte wordt in aanmerking genomen bij de berekening van de stijfheid van de staalbetondorsnede van een ligger die wordt gedefinieerd *met een standaardstaalbetonwerking*; zie voor meer informatie "Analysemodel Staalbeton - theoretische achtergrond" op pagina 7
- in het geval van een balk *zonder staalbetonwerking* zijn alle eigenschappen van de effectieve breedte ingesteld op nul



Belangrijk: in tegenstelling tot alle andere gevallen is de effectieve breedte in een ligger *met standaardstaalbetonwerking* van invloed op de stijfheid van de ligger

Automatische berekening van de effectieve breedte

De effectieve breedte kan handmatig worden gedefinieerd of automatisch worden berekend.

Wanneer de eigenschap *ribvorm* wordt ingesteld op *T-symmetrisch*, *plaat links*, *plaat rechts* of *asymmetrisch*, moeten de effectieve waarden handmatig worden gedefinieerd.

Wanneer *ribvorm* wordt ingesteld op *automatisch*, wordt de effectieve breedte automatisch berekend op basis van de geometrie van de constructie. Zie de gedetailleerde informatie in "Automatische berekening van de effectieve breedte van plaatribben" op pagina 29.



Staalbetoncontroles worden momenteel alleen ondersteund wanneer automatische berekening van de effectieve breedte van de liggers wordt gebruikt. Alleen in dat geval wordt alle informatie over de overspanningslengte naar de controles verzonden. Is dat niet het geval, dan wordt de handmatig ingevoerde effectieve breedte gebruikt en is er in de controles geen informatie beschikbaar over overspanningslengte en randvoorwaarden.

De algemene instellingen voor berekening van de effectieve breedte vallen onder de solverinstellingen, aangezien ze van invloed zijn op het analysemodel. Ze behoren niet tot de staalbetoninstellingen, aangezien ze niet direct gerelateerd zijn aan het CAM en ook voor plaatribben kunnen worden gebruikt (niet alleen voor staalbetonliggers).

SCIA Engineer hier worden de berekende waarden voor effectieve breedte opgeslagen voor de *interne krachten* en de *controle* van de effectieve breedte. Bij het vaststellen van de weerstand van de doorsneden kunnen deze opgeslagen waarden echter al dan niet in de controles worden gebruikt. Raadpleeg de gedetailleerde omschrijving van de betreffende controles voor meer informatie over dit onderwerp.

Bouwfasen voor het Analysemodel Staalbeton

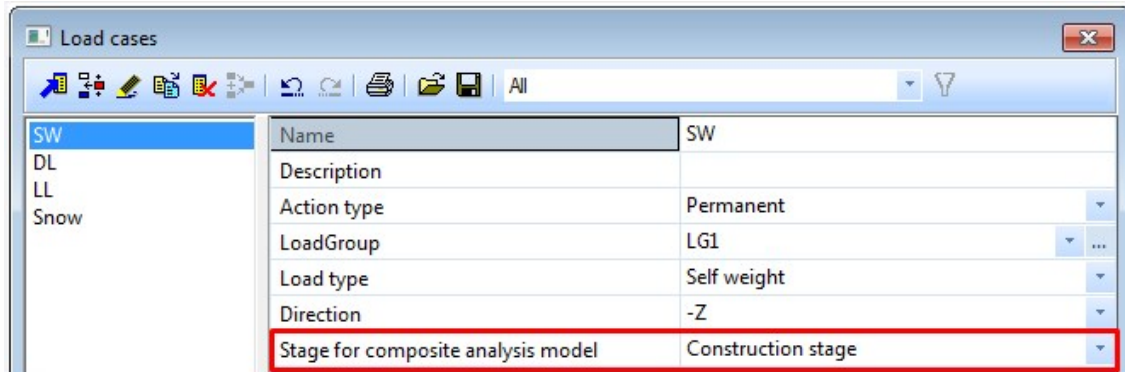
De bouwfasen van een staalbetonconstructie worden voor de gehele constructie in één keer in aanmerking genomen. Het CAM bevat drie fasen:

- bouwfase: alleen de staalconstructie neemt de belastingen op; het beton is zacht, het eigen gewicht ervan is van invloed op de constructie, maar het heeft geen stijfheid
- eindfase, lange termijn: de staalbetonconstructie neemt de toegepaste langetermijnbelastingen op; het effect van kruip wordt in aanmerking genomen via een verminderde zichtbare stijfheid van het beton
- eindfase, korte termijn: de staalbetonconstructie neemt de toegepaste kortetermijnbelastingen op; er is geen kruiseffect en de volledige stijfheid van het beton wordt gebruikt

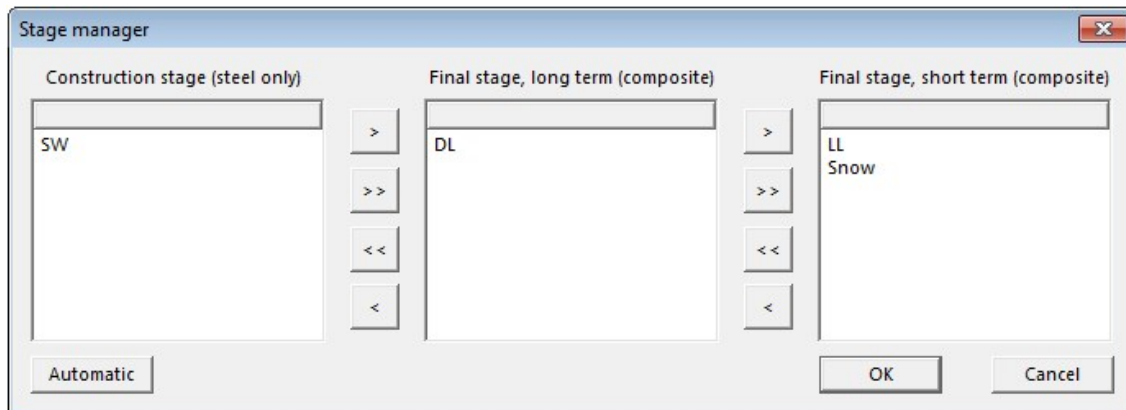
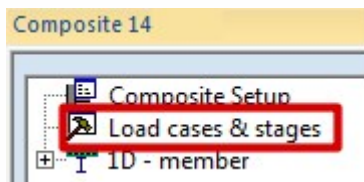
Om deze fasen in aanmerking te kunnen nemen, wordt alleen de stijfheid van beton in de loop van de verschillende fasen aangepast. Elk belastingsgeval wordt aan een van deze drie fasen toegewezen. Standaard geldt bij het maken van de belastingsgevallen het volgende:

- het eigen gewicht van het belastingsgeval wordt toegewezen aan de bouwfase
- permanente belastingsgevallen worden toegewezen aan de eindfase, lange termijn
- variabele belastingsgevallen worden toegewezen aan de eindfase, korte termijn

De toewijzing van belastingsgevallen aan fasen kan worden bekeken en bewerkt in de eigenschappen van het belastingsgeval:



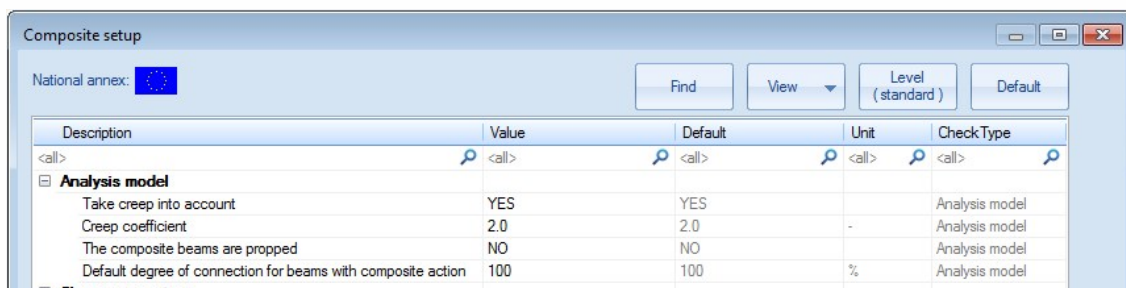
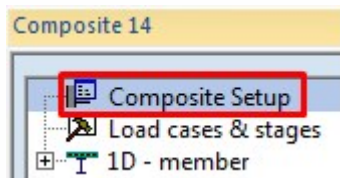
Er is ook een overzicht van de toewijzing van belastingsgevallen beschikbaar, via de manager *Belastingsgevallen & fases* in de staalbetonservice:



Belastingsgevallen kunnen van de ene fase naar een andere fase worden verplaatst. Met de knop *Automatisch* worden alle toewijzingen teruggezet op de standaardinstellingen, zoals hierboven beschreven.

Staalbetoninstellingen

De staalbetoninstellingen zijn toegankelijk via de boomstructuur van de staalbetonservice. Deze instellingen bevatten verschillende instellingen die gerelateerd zijn aan het CAM en de staalbetoncontroles. Hier worden alleen de instellingen die gerelateerd zijn aan het CAM besproken. Deze instellingen zijn namelijk allemaal van invloed op het analysemodel. Instellingen die gerelateerd zijn aan controles worden later behandeld, samen met staalbetoncontroles ("Staalbetoncontroles" op pagina 39).



Kruip in aanmerking nemen

hiermee wordt gedefinieerd of krimp al dan niet in het CAM in aanmerking moet worden genomen; wanneer deze instelling wordt uitgeschakeld, wordt *eindfase, lange termijn* niet gebruikt en worden eventuele belastingsgevallen die aan die fase zijn toegewezen, verplaatst naar *eindfase, korte termijn*

Kruipcoëfficiënt

waarde van de kruipcoëfficiënt voor de berekening van het effect van krimp in *eindfase, lange ter-*

	<i>mijn</i>
De staal-betonliggers zijn gestempeld	hiermee wordt gedefinieerd of de staalbetonliggers tijdens het storten als gestempeld moeten worden beschouwd; wanneer deze instelling is ingeschakeld, wordt <i>bouwfase</i> niet gebruikt en worden eventuele belastingsgevallen die aan die fase zijn toegewezen, naar <i>eindfase</i> , <i>lange termijn</i> of <i>eindfase, korte termijn</i> verplaatst (afhankelijk van de instelling voor <i>kruip</i>)
Standaardgraad van afschuifverbinding voor liggers met staalbetonwerking	standaardwaarde voor de graad van afschuifverbinding voor liggers <i>met standaardstaalbetonwerking</i> ; deze waarde wordt gebruikt voor staalbetonliggers waarvan de instelling voor <i>verbinding</i> is ingesteld op <i>standaard</i>

Over resultaten...

Wanneer het CAM wordt gebruikt, zijn de meeste standaardresultaten (zoals verplaatsingen, interne krachten en steunpuntreacties) beschikbaar in een volledig gestandaardiseerd formulier.

Bij de uitvoer van spanningen als standaardresultaten, gelden er echter enkele beperkingen.

- spanningen in 1D-staven kunnen alleen worden weergegeven in het excentrische deel (staalprofiel) van staalbetonliggers *met geavanceerde staalbetonwerking* en *zonder staalbetonwerking*; de uitvoer van spanningen in liggers *met standaardstaalbetonwerking* wordt momenteel niet ondersteund
- spanningen in 2D-elementen (staalbetondekken en metalen dekken) worden niet ondersteund, vanwege hun orthotropische gedrag dat een speciale verwerking vereist die niet compatibel is met de standaarduitvoer van 2D-spanning

Spanningen kunnen echter gedetailleerd worden behandeld in **staalbetoncontroles**.

Voorbeeld

Eenvoudig staalbetongebouw gemodelleerd voor de IBC staalbetoncontrole: CAM_demo_IBC.esa

Automatische berekening van de effectieve breedte van plaatribben

De effectieve breedte is een standardeigenschap van plaatribben in Scia Engineer. In een normaal analysemodel wordt deze eigenschap voor verschillende doeleinden gebruikt. Er zijn twee groepen waarden die de effectieve breedte van een plaatrib definiëren:

- *interne krachten*: de effectieve breedte wordt gebruikt om tijdens de uitvoer van interne krachten spanningen uit de plaat in de rib te integreren (in de resultaatsservice *interne 1D-krachten*, wanneer de optie *rib/integratiestrook* wordt geselecteerd)
- *controle*: de effectieve breedte definieert de breedte van het plaatonderdeel dat in de controles in aanmerking wordt genomen om de weerstand van de doorsnede te berekenen (normaafhankelijk)

Belangrijk hierbij is dat geen van de bovenstaande waarden van invloed is op de stijfheid van het systeem. Wanneer de effectieve breedte wordt aangepast, is dit niet van invloed op de eigenschappen van de doorsneden in het analysemodel.

Bij gebruik van het Analysemodel Staalbeton wordt de effectieve breedte echter op een derde manier gebruikt:

- *interne krachten*: de effectieve breedte wordt in aanmerking genomen bij de berekening van de stijfheid van de staalbetondoorsnede van een ligger die wordt gedefinieerd *met een standaardstaalbetonwerking*; zie voor meer informatie "Analysemodel Staalbeton - theoretische achtergrond" op pagina 7
- in het geval van een balk *zonder staalbetonwerking* zijn alle eigenschappen van de effectieve breedte ingesteld op nul



Belangrijk: in tegenstelling tot alle andere gevallen is de effectieve breedte in een plaatrib met standaardstaalbetonwerking van invloed op de stijfheid van de balk

De effectieve breedte van een plaatrib kan handmatig of automatisch worden gedefinieerd. De beschikbare eigenschappen worden behandeld in 'Rib in de plaat'. In dit document richten we ons op de automatische berekening van de effectieve breedte.

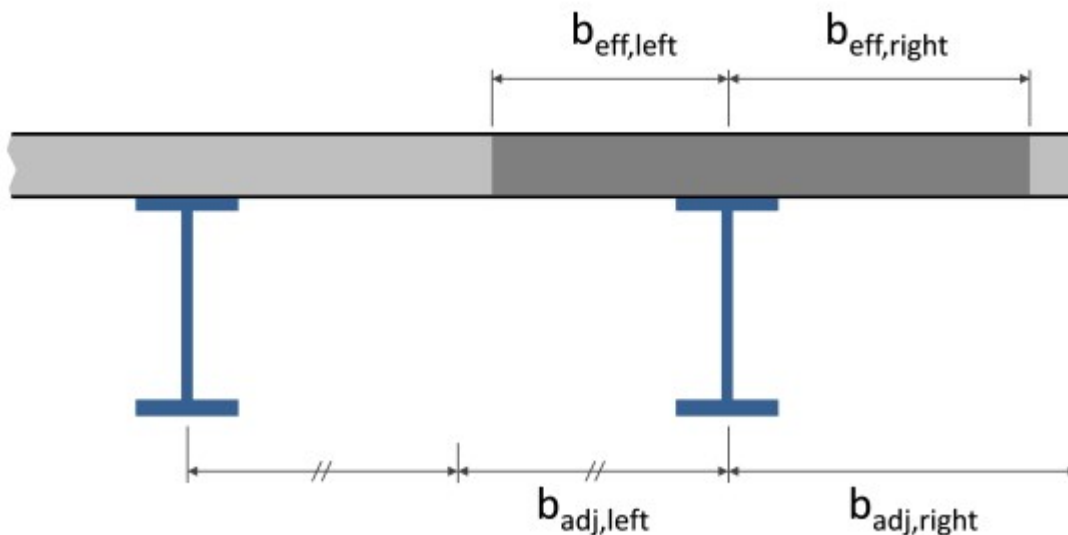
Theoretische achtergrond

De effectieve breedte van de plaatribben kan handmatig door de gebruiker worden gedefinieerd, of automatisch worden berekend door SCIA Engineer.

Bij een automatische berekening wordt de effectieve breedte vastgesteld op basis van de volgende geometrische regels:

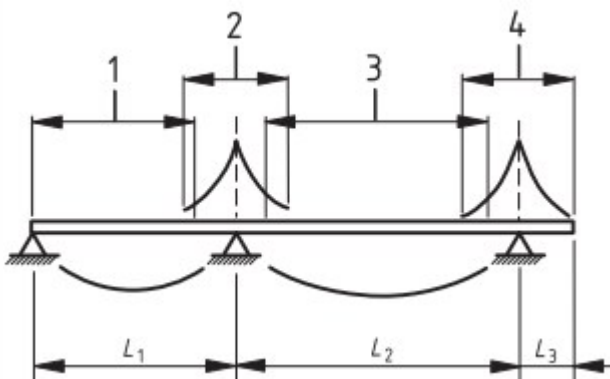
$$b_{eff,left} = \frac{L_e}{a} \leq b_{adj,left}$$

$$b_{eff,right} = \frac{L_e}{a} \leq b_{adj,right}$$



$b_{eff,left}$, $b_{eff,right}$ zijn de effectieve breedte aan de linker- en rechterkant van de rib

L_e is de equivalente overspanningslengte van de betreffende ligger in Scia Engineer; dit is afhankelijk van de randvoorwaarden aan elk uiteinde van de overspanning.



- enkelvoudig opgelegde balk: $L_e = L$
- eindoverspanning: $L_e = 0,85 \cdot L_1$
- inwendige overspanning: $L_e = 0,7 \cdot L_2$
- uitkraging: $L_e = 2 \cdot L_3$



Scia Engineer gebruikt de algemene methode (uit EN1994) waarin L_e wordt gedefinieerd als een verhouding van L . Alleen voor de norm AISC (IBC) wordt in alle gevallen de eenvoudigere regel $L_e=L$ gebruikt.

a is een configureerbare constante; deze wordt standaard genomen als $= 8,0$, wat overeenkomt met de specificaties in de normen EN1994 en ASCE (IBC) voor de effectieve breedte in het analysemodel.

$b_{adj, left}$, $b_{adj, right}$ zijn de maximumwaarden voor effectieve breedte aan de linker- en rechterkant als gevolg van aangrenzende entiteiten. De effectieve breedte aan één zijde mag niet groter zijn dan:

- De afstand tot een rand van de plaat
- De helft van de afstand tot de aangrenzende ligger

Alleen entiteiten die aan de volgende voorwaarden voldoen, worden in aanmerking genomen. Dit zijn plaatribben, buitenste randen of openingsranden die:

- parallel of vrijwel parallel zijn aan de betreffende ligger; er kan een tolerantiehoek worden geconfigureerd (standaard = 10°);
- gekoppeld zijn aan of deel uitmaken van een plaat die zich
 - op hetzelfde vlak bevindt als de plaat die de betreffende ligger bevat
 - door ten minste één rand verbonden zijn met de plaat die de betreffende ligger bevat (één verbindingspunt is niet voldoende)

De afstand tot de aangrenzende entiteit wordt halverwege de lengte van elk element berekend. De effectieve breedte wordt berekend als een uniforme waarde per element. Deze aanname komt overeen met de genoemde ontwerpnormen.



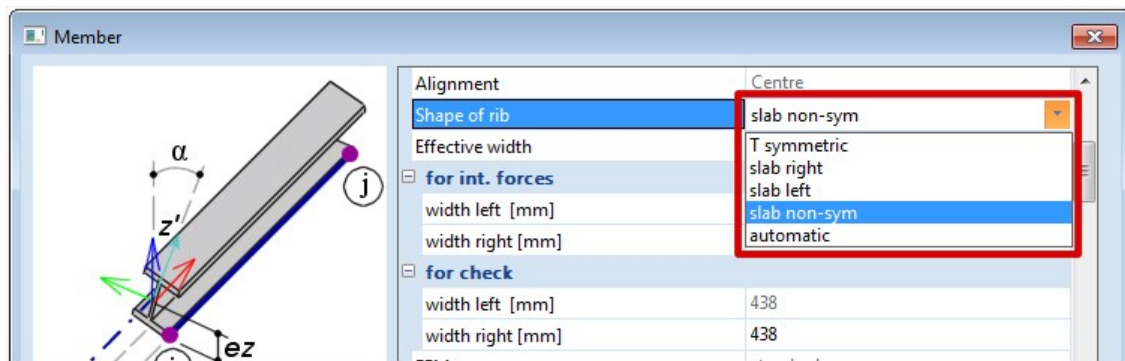
Voor de automatische berekening van de effectieve breedte mag een 1D-staaf niet meer dan één overspanning beslaan. Als dit wel het geval is, mislukt de berekening van de effectieve breedte en wordt de rib teruggezet op handmatige invoer. Daarom moeten doorgaande liggers worden gemodelleerd als meerdere 1D-elementen die star met elkaar zijn verbonden.

Bij vrijwel parallelle liggers is het echter mogelijk om de variabele tussenafstand van de liggers in aanmerking te nemen, door elke overspanning in meerdere elementen op te splitsen.

De huidige implementatie ondersteunt alleen de hier beschreven methode. Voor speciale, niet-ondersteunde praktijksituaties wordt aangeraden de effectieve breedte handmatig in te voeren.

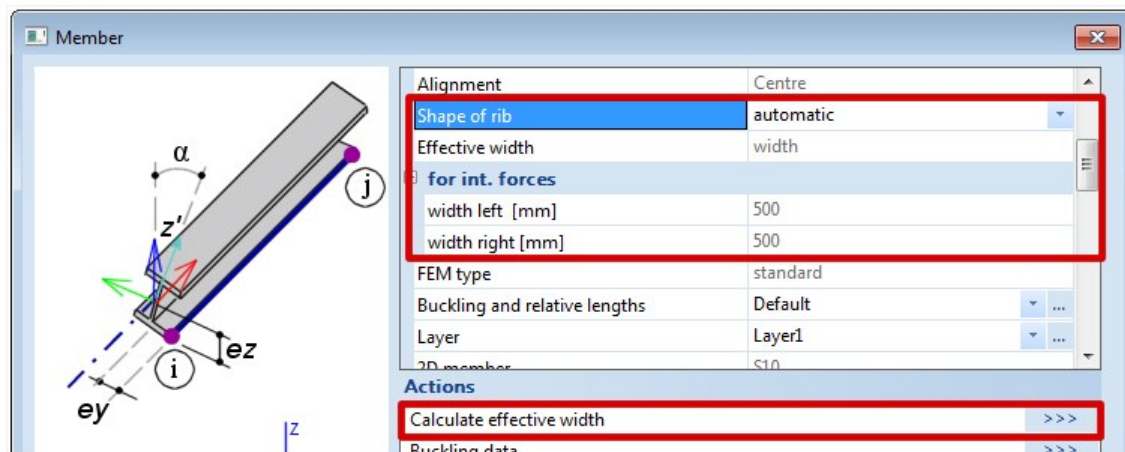
Automatische berekening van de effectieve breedte in Scia Engineer

De effectieve breedte kan handmatig worden gedefinieerd of automatisch worden berekend (zie 'Rib in de plaat').



Wanneer de eigenschap *ribvorm* wordt ingesteld op *T-symmetrisch*, *plaat links*, *plaat rechts* of *asymmetrisch*, moeten de effectieve waarden handmatig worden gedefinieerd.

Wanneer *ribvorm* wordt ingesteld op *automatisch*, wordt de effectieve breedte automatisch berekend op basis van de geometrie van de constructie. Wanneer de analyse wordt uitgevoerd, wordt de berekening van de effectieve breedte voor de volledige constructie uitgevoerd. Dit kan ook worden geactiveerd door op de actieknop *Effectieve breedte berekenen* onder aan het eigenschappenblad van de betreffende ligger te klikken.



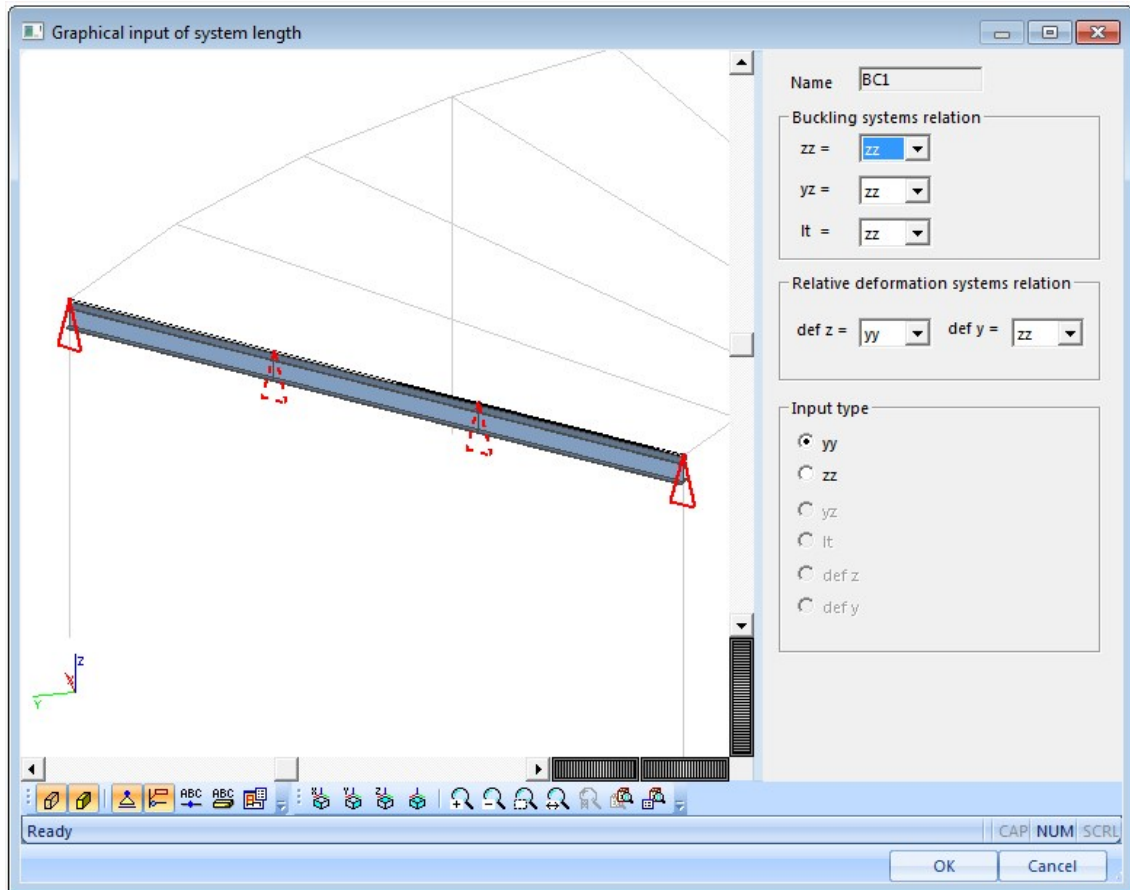
De waarde van de effectieve breedte wordt beïnvloed door de volgende aspecten:

- de overspanningslengte van de ligger
- de randvoorwaarden van de ligger in langsrichting (verbinding met een andere ligger, steunpunten)
- aangrenzende entiteiten in dwarsrichting (liggers, plaatrand, openingen)
- instellingen voor effectieve breedte in de solverinstellingen

Randvoorwaarden en overspanningslengte

De overspanningslengte hoeft niet altijd overeen te komen met de lengte van de betreffende 1D-staaf. Een overspanning kan uit meerdere liggers bestaan.

Een overspanning wordt gedefinieerd op basis van de informatie in de instellingen voor *Knik- en relatieve lengte* voor elke ligger, in loodrechte richting op het vlak van de plaat waaraan de betreffende ligger is bevestigd.

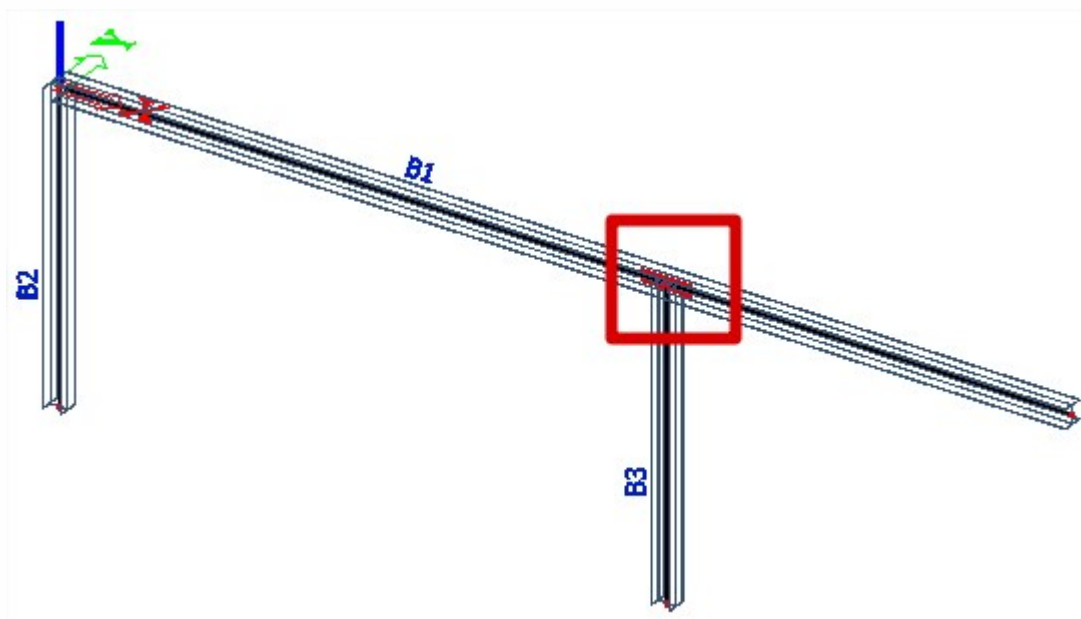
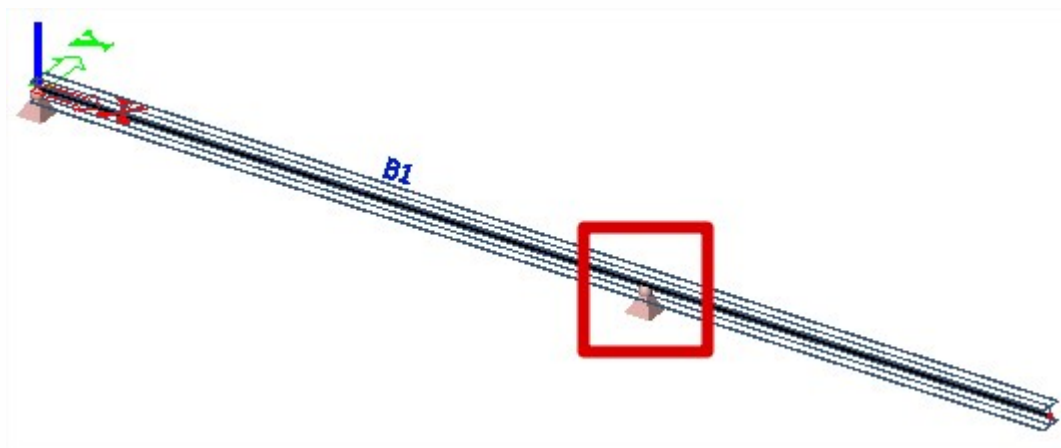


In het bovenstaande voorbeeld bestaat de overspanning uit drie liggers. De overspanning wordt enkelvoudig ondersteund. Twee mogelijke randvoorwaarden op 1/3 en 2/3 van de overspanning zijn uitgeschakeld, omdat er op die punten geen ondersteuning of ondersteunende kolom aanwezig is.

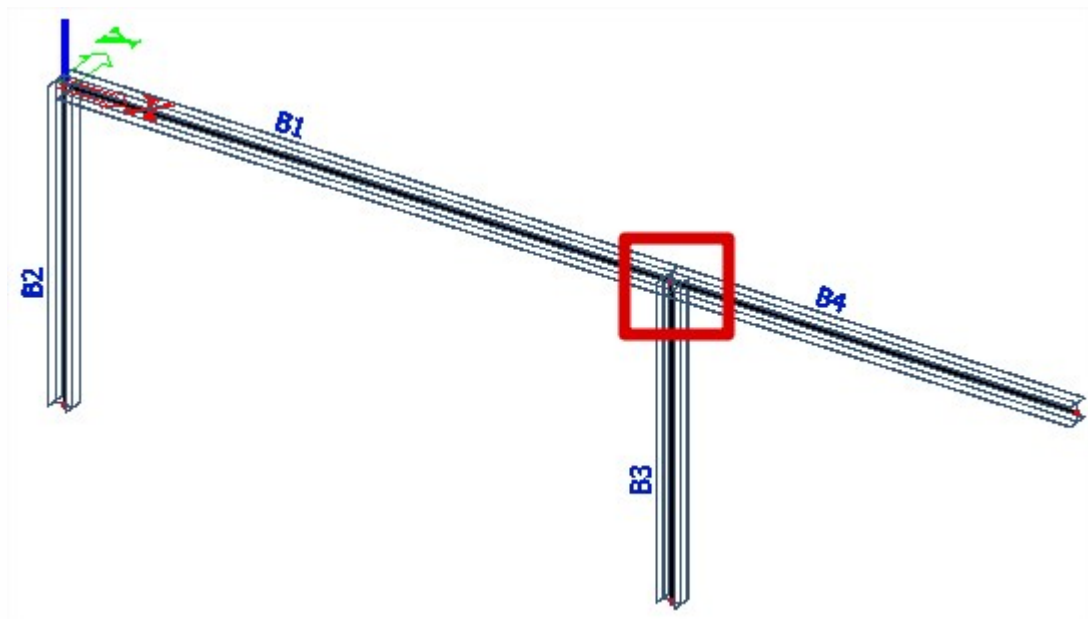
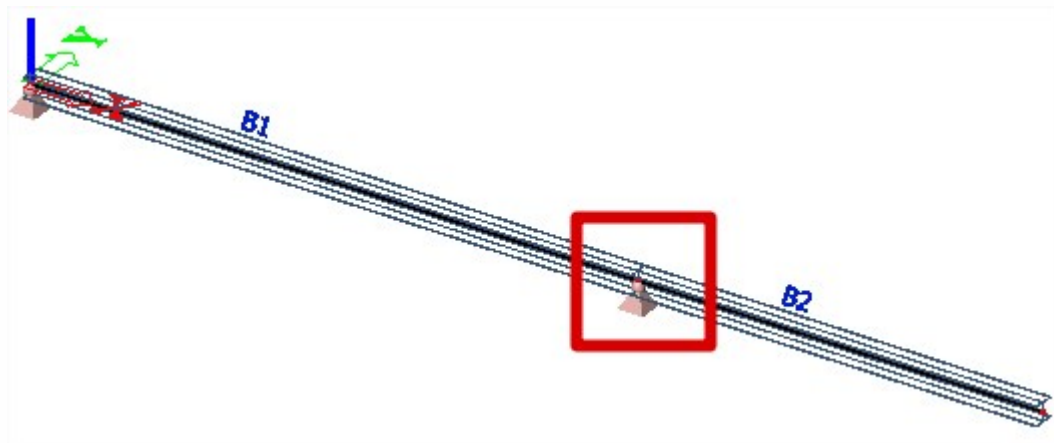


Belangrijk: de effectieve breedte wordt voor elke overspanning berekend als uniforme waarde. Verschillende overspanningen hebben meestal verschillende waarden voor de effectieve breedte. Aangezien Scia Engineer alleen uniforme effectieve breedtes voor een ligger ondersteunt, kan een liggerelement niet groter zijn dan één overspanning. Daarom worden tijdens de automatische berekening van de effectieve breedte **interne steunpunten of ondersteunende elementen langs een ligger genegeerd**. Alleen steunpunten en ondersteunende elementen aan het einde van een ligger worden in aanmerking genomen.

Voor een juiste berekening van de effectieve breedte moeten elementen altijd bij steunpunten worden gesplitst. De voorbeelden hier zijn niet correct: er is een intern steunpunt op de ligger aanwezig of een kolom is via een interne knoop verbonden met de ligger. Zoals te zien is, bestaat de ligger uit één element dat twee overspanningen beslaat. Deze randvoorwaarden zullen tijdens de automatische berekening van de effectieve breedte worden genegeerd.



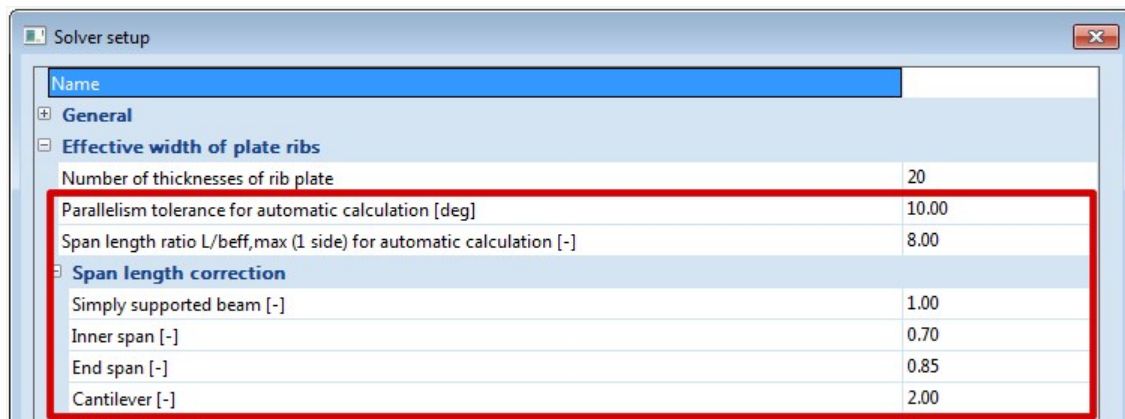
De ligger moet worden opgesplitst in twee elementen, zoals te zien is in de onderstaande voorbeelden. Vervolgens worden de randvoorwaarden toegepast op de eindknopen van de ligger en worden deze correct in de berekening toegepast.



De randvoorwaarden voor de berekening van de effectieve breedte kunnen ook handmatig worden aangepast via de instellingen voor *Knik-* en *relatieve lengte* van de elementen.

Solverinstellingen

De algemene instellingen voor de berekening van de effectieve breedte zijn te vinden in de solverinstellingen. Ze zijn daar geplaatst omdat ze van invloed zijn op de resultaten van de analyse en in sommige gevallen (Analysemodel Staalbeton) ook de stijfheid van het analysemodel kunnen beïnvloeden.



Parallellismetolerantie	maximale hoek tussen een ligger en de betreffende aangrenzende entiteit waarbinnen deze nog als parallel worden beschouwd
Verhouding overspanningslengte $L/b_{\text{eff,max}}$ (1 kant)	de verhouding van de overspanningslengte die wordt gebruikt voor de berekening van de effectieve breedte; de referentie-overspanningslengte wordt door deze waarde gedeeld om de effectieve breedte aan elke kant van de ligger te verkrijgen
Correctie van de overspanningslengte	coëfficiënten voor aanpassing van de overspanningslengte, voor de berekening van de equivalente overspanningslengte L_e (zie theorie hierboven)
Enkelvoudig opgelegde balk	coëfficiënt voor een enkelvoudig opgelegde balk; aan beide uiteinden van de overspanning is er geen continuïteit naar een andere ligger en er is een steunpunt of een ondersteunend element (bijv. een kolom) aanwezig
Inwendige overspanning	coëfficiënt voor een inwendige overspanning; aan beide uiteinden van de overspanning is er continuïteit met een andere ligger en er is een steunpunt of een ondersteunend element (bijv. een kolom) aanwezig
Eindoverspanning	coëfficiënt voor een eindoverspanning; beide uiteinden worden ondersteund en er is continuïteit met een andere ligger aan één uiteinde van de overspanning
Uitkraging	coëfficiënt voor een overspanning met uitkraging; één uiteinde van de overspanning wordt ondersteund, het andere uiteinde wordt niet ondersteund
Deze instellingen vallen onder de solverinstellingen, aangezien ze van invloed zijn op het analysemodel	

In de huidige implementatie wordt de effectieve breedte aan elke kant (links en rechts) van de rib afzonderlijk berekend als de kleinste van de volgende drie waarden:

- verhouding van de overspanningslengte L_e/x , waarbij x wordt gedefinieerd in de solverinstellingen
De overspanningslengte L wordt berekend op basis van het knikstelsel van de ligger en kan dus groter dan de ligger zijn. Dit kan tevens worden beïnvloed door de randvoorwaarden voor knik aan te passen via de eigenschap *knik- en relatieve lengtes* van de ligger of de actieknop *grafische invoer van systeem lengte*. De equivalente overspanningslengte L_e wordt gedefinieerd als een verhouding van de overspanningslengte L , die afhankelijk is van de randvoorwaarden van de betreffende overspanning. De correctiefactoren voor de overspanningslengte worden gedefinieerd in de solverinstellingen voor elk type overspanning (enkelvoudig opgelegde balk, eindoverspanning, inwendige overspanning of uitkraging). Voor de norm AISC (IBC) wordt een eenvoudigere regel toegepast, waarbij in alle gevallen wordt uitgegaan van $L_e=L$.
- halve afstand tot de dichtstbijzijnde parallelle (of vrijwel parallelle) ligger
Deze afstand wordt gemeten in het midden van de betreffende ligger.

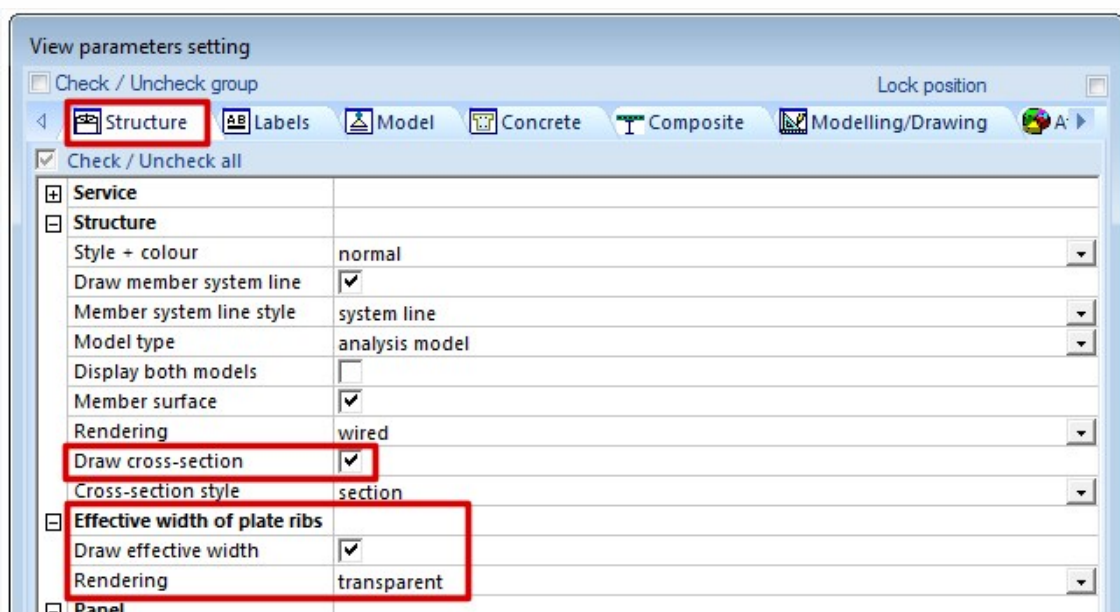
- afstand tot de dichtstbijzijnde parallelle (of vrijwel parallelle) vrije rand
Deze afstand wordt gemeten in het midden van de betreffende ligger.

SCIA Engineer hier worden de berekende waarden voor effectieve breedte opgeslagen voor de *interne krachten* en de *controle* van de effectieve breedte. Bij het vaststellen van de weerstand van de doorsneden kunnen deze opgeslagen waarden echter al dan niet in de controles worden gebruikt. Raadpleeg de gedetailleerde omschrijving van de betreffende controles voor meer informatie over dit onderwerp.

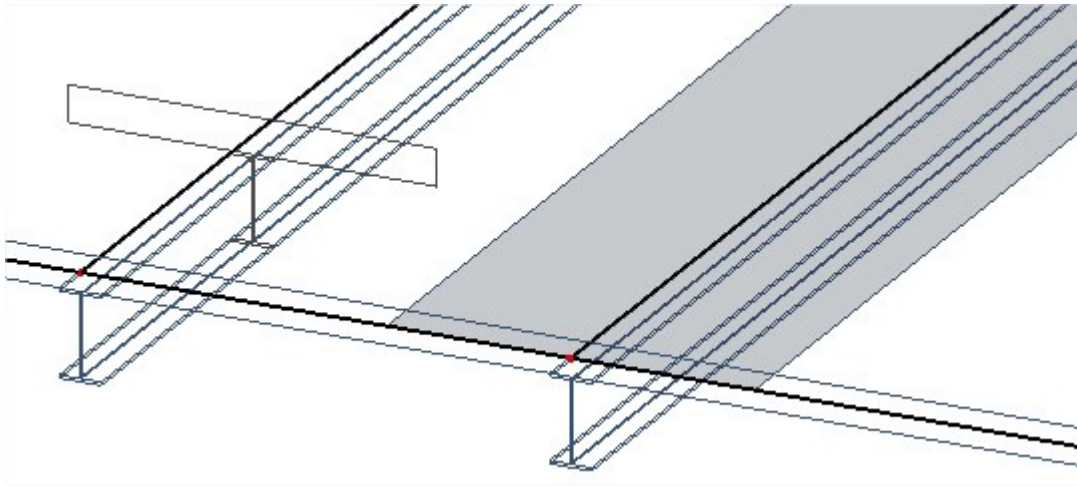
Voor meer informatie "Analysemodel Staalbeton - theoretische achtergrond" op pagina 7.

Weergave-instellingen

De effectieve breedte voor interne krachten kan op twee manieren grafisch op het analysemodel worden weergegeven.



- Met de weergave-instelling **Doorsnede tekenen** wordt er één doorsnede op elke ligger weergegeven, waardoor de daadwerkelijke doorsnede van de rib en het gedeelte van de plaat dat met de effectieve breedte overeenkomt (zie afbeelding, links) te zien zijn.
- Met de weergave-instelling **Effectieve breedte van plaatribben > Effectieve breedte tekenen** wordt de effectieve breedte weergegeven in het vlak van de plaat over de gehele ligger (zie afbeelding, rechts); er zijn verschillende renderingsmodi beschikbaar (zoals gerenderd en transparant)



Staalbetoncontroles

Normcontroles voor staalbeton zijn gebaseerd op Open Checks-technologie SCIA Design Forms. Om een dubbele invoer van bepaalde gegevens te voorkomen en de voordelen van het CAM optimaal te benutten, is de volledige invoer die voor staalbetoncontroles is vereist, gecentraliseerd in de staalbetonservice (in het elementattribuut Staalbetonliggergegevens en de staalbetoninstellingen).

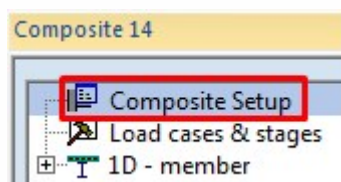
In dit hoofdstuk vindt u gedetailleerde informatie over de instellingen die gerelateerd zijn aan de staalbetoncontroles en beschikbaar zijn in de staalbetoninstellingen en de staalbetonliggergegevens.

Er wordt ook algemene informatie gegeven over het gebruik van de controles. Er wordt hier geen theoretische achtergrondinformatie over de inhoud van de controles gegeven. Meestal wordt er in de gedetailleerde uitvoer van de controles zelf verwezen naar de bijbehorende normartikelen.

Voor meer informatie over Open Checks en SCIA Design Forms, zie 'Open Checks: koppelen aan Scia Design Forms'.

Staalbetoninstellingen

De staalbetoninstellingen zijn toegankelijk via de boomstructuur van de staalbetonservice.



Composite setup

National annex:

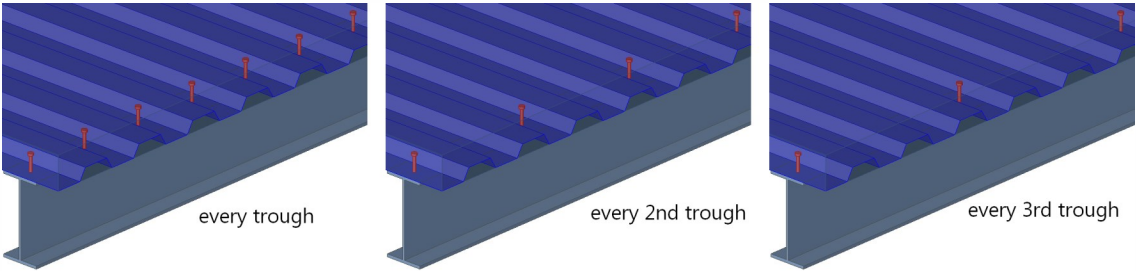
Find View Level (standard) Default

Description	Value	Default	Unit	Check Type
<all>	<all>	<all>	<all>	<all>
Analysis model				
Take creep into account	YES	YES		Analysis model
Creep coefficient	2.0	2.0	-	Analysis model
The composite beams are propped	NO	NO		Analysis model
Default degree of connection for beams with composite action	100	100	%	Analysis model
Shear connectors				
Connectors per row	1	1		Shear connectors
Rows per span	10	10		Shear connectors
Placement	every trough	every trough		Shear connectors
Welding of connectors	through the steel sheeting design	through the steel sheeting design		Shear connectors
Calculation approach				Shear connectors
Slab reinforcement				
Longitudinal				
Bar diameter	16.0	16.0	mm	Slab reinforcement...
Bar spacing	150	150	mm	Slab reinforcement...
Concrete cover	30	30	mm	Slab reinforcement...
Transverse				
Bar diameter	16.0	16.0	mm	Slab reinforcement...
Bar spacing	150	150	mm	Slab reinforcement...
Deflections				
Camber type	deflection ratio	deflection ratio		Deflections
Camber value as deflection ratio	0.00	0.00		Deflections
Limit deflection for construction stage L/x	0	0	1/xx	Deflections
Limit total deflection in final stage L/x	1/350	1/350	1/xx	Deflections
Limit permanent, long term deflection L/x	1/300	1/300	1/xx	Deflections
Limit additional deflection in final stage L/x	1/350	1/350	1/xx	Deflections

OK Cancel

De instellingen die betrekking hebben op het analysemodel (CAM) zijn al behandeld in het vorige hoofdstuk "Analysemodel Staalbeton in SCIA Engineer" on page 18. De overige instellingen hebben betrekking op de staalbetoncontroles. De meeste van deze instellingen dienen voor het definiëren van standaardinstellingen die worden gebruikt voor staalbetonelementen die geen specifieke instellingen hebben. Die instellingen (in de onderstaande tabel gemarkeerd als *overschrijfbaar*) kunnen worden overschreven door middel van attributen uit Staalbetonliggergegevens (zie het volgende hoofdstuk "Staalbetonliggergegevens" on the facing page).

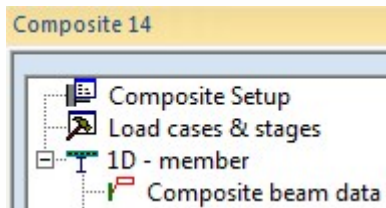
Schuifconnectoren

Connectoren per rij	aantal connectoren per rij (loodrecht op de as van de ligger) <i>overschrijfbaar</i>
Rijen per overspanning	totaal aantal rijen met connectoren in één overspanning; wordt gebruikt indien de profilering van de plaat parallel aan de ligger loopt <i>overschrijfbaar, alleen EN1994</i>
Plaatsing	 every trough every 2nd trough every 3rd trough wordt gebruikt indien de profilering van de plaat loodrecht op de ligger loopt <i>overschrijfbaar, alleen EN1994</i>
Aantal rijen (tussen de punten van minimaal en maximaal moment)	aantal rijen met connectoren tussen de punten van minimaal en maximaal moment in één overspanning <i>overschrijfbaar, alleen AISC 360-10</i>
Lassen van connectoren	methode voor het lassen van de schuifconnectoren • door de staalplaat: de connectoren worden samen met de plaat op de ligger vastgelast • direct op de ligger: de connectoren worden in openingen in de plaat geplaatst en direct op de ligger vastgelast <i>overschrijfbaar</i>
Berekeningsmethode	methode voor het berekenen van de connectoren • ontwerp: de staalbetoncontrole retourneert het aantal schuifconnectoren dat vereist is om te voldoen aan de normvoorschriften, op basis van de opgegeven aannames (de plaatsing of het aantal rijen per overspanning wordt vervolgens niet voor de berekening gebruikt) • controle: de staalbetoncontrole controleert of de opgegeven schuifconnectoren aan de normvoorschriften voldoen <i>overschrijfbaar</i>
Plaatwapening	
Langsrichting	Staafdiameter, staftussenafstand en betondekking van wapeningsstaven in de plaat parallel met de ligger

	<i>overschrijfbaar</i>
Dwarsrichting	Staafdiameter en staaftussenafstand van wapeningsstaven in de plaat loodrecht op de ligger
	<i>overschrijfbaar</i>
Doorbuigingen	
	type definitie van de zeegwaarde
Zeegtype	• absoluut: de zeeg wordt gedefinieerd als een vaste waarde (in de lengte-eenheden die zijn gedefinieerd in de algemene instellingen van SCIA Engineer) • relatief: de zeeg wordt gedefinieerd als een verhouding van de overspanningslengte, bijv. $L/200$ • doorbuigingsverhouding: in de bouwfase en in de eindfase, lange termijn (dus in het algemeen voor alle permanente belastingen) wordt de zeeg gedefinieerd als een verhouding van de gecumuleerde doorbuiging
	<i>overschrijfbaar</i>
Zeegwaarde	zeegwaarde voor het type <i>absoluut</i> , gedefinieerd als een vaste lengte
	<i>overschrijfbaar</i>
Zeegwaarde L/x	zeegwaarde voor het type <i>relatief</i> , gedefinieerd als een verhouding van de overspanningslengte, bijv. $L/200$
	<i>overschrijfbaar</i>
Zeegwaarde als doorbuigingsverhouding	zeegwaarde voor het type <i>doorbuigingsverhouding</i> , gedefinieerd als een verhouding van de permanente doorbuiging
	<i>overschrijfbaar</i>
Grenswaarde voor de doorbuiging in de bouwfase	grenswaarde voor de toelaatbare doorbuiging, gebruikt in de doorbuigingscontrole in de bouwfase (gedefinieerd als een verhouding van de overspanningslengte)
Grenswaarde voor de totale doorbuiging in de eindfase	grenswaarde voor de toelaatbare doorbuiging, gebruikt in de totale doorbuigingscontrole in de eindfase (gedefinieerd als een verhouding van de overspanningslengte)
Grenswaarde permanent, langetermijndoorbuing	grenswaarde voor de toelaatbare doorbuiging, gebruikt in de permanente doorbuigingscontrole in de eindfase (gedefinieerd als een verhouding van de overspanningslengte)
Grenswaarde voor de additionele doorbuiging in de eindfase	grenswaarde voor de toelaatbare doorbuiging, gebruikt in de doorbuigingscontrole onder variabele acties in de eindfase (gedefinieerd als een verhouding van de overspanningslengte)
	<i>alleen EN1994</i>

Staalbetonliggergegevens

De staalbetonliggergegevens zijn toegankelijk via de boomstructuur van de staalbetonservice. Deze gegevens kunnen aan elke staalbetonligger worden toegevoegd.



CBD

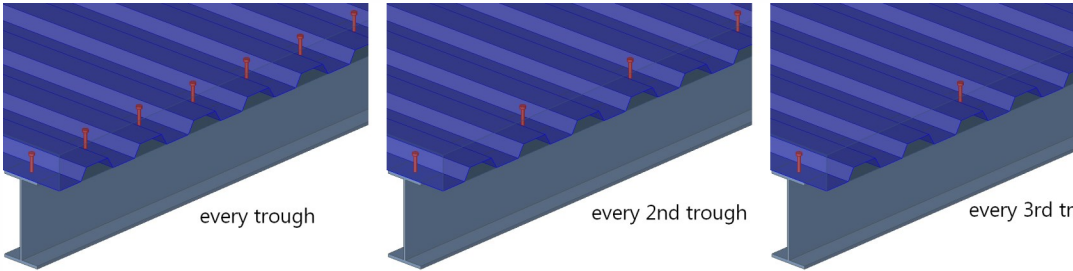
Name	CBD21
Member	B45
Shear connectors	
Input type	from setup
Type	SHC1
Connectors per row	1
Rows per span	10
Placement	every trough
Welding of connectors	through the steel sheeting
Calculation approach	design
Slab reinforcement	
Input type	from setup
Material	B 400A
Longitudinal	
Bar diameter [mm]	16.0
Bar spacing [mm]	150
Concrete cover [mm]	30
Transverse	
Bar diameter [mm]	16.0
Bar spacing [mm]	150
Deflections	
Input type	from setup
Camber type	deflection ratio
Camber value as deflection ratio	0.00

OK Cancel

De standaardinstellingen die zijn geconfigureerd in de staalbetoninstellingen, kunnen voor een bepaalde staalbetonligger worden overschreven met behulp van het attribuut voor staalbetonliggergegevens. Voor elke groep instellingen (bijv. schuifconnectoren of plaatwapening) kan apart worden opgegeven of de standaardinstellingen of specifieke aangepaste waarden moeten worden gebruikt.

Voor de meeste instellingen van staalbetonliggergegevens worden de standaardwaarden overgenomen uit de staalbetoninstellingen. Er zijn echter enkele uitzonderingen, die in de onderstaande tabel worden vermeld.

Naam	naam van het attribuut voor staalbetonliggergegevens
Element	alleen-lezen; naam van de bijbehorende staalbetonligger
Schuifconnectoren	instelling overschrijven
Invoertype	vanuit de instellingen: gebruik de waarden die in de staalbetoninstellingen zijn gedefinieerd voor schuifconnectoren handmatig: definieer specifieke waarden die de standaardinstellingen overschrijven

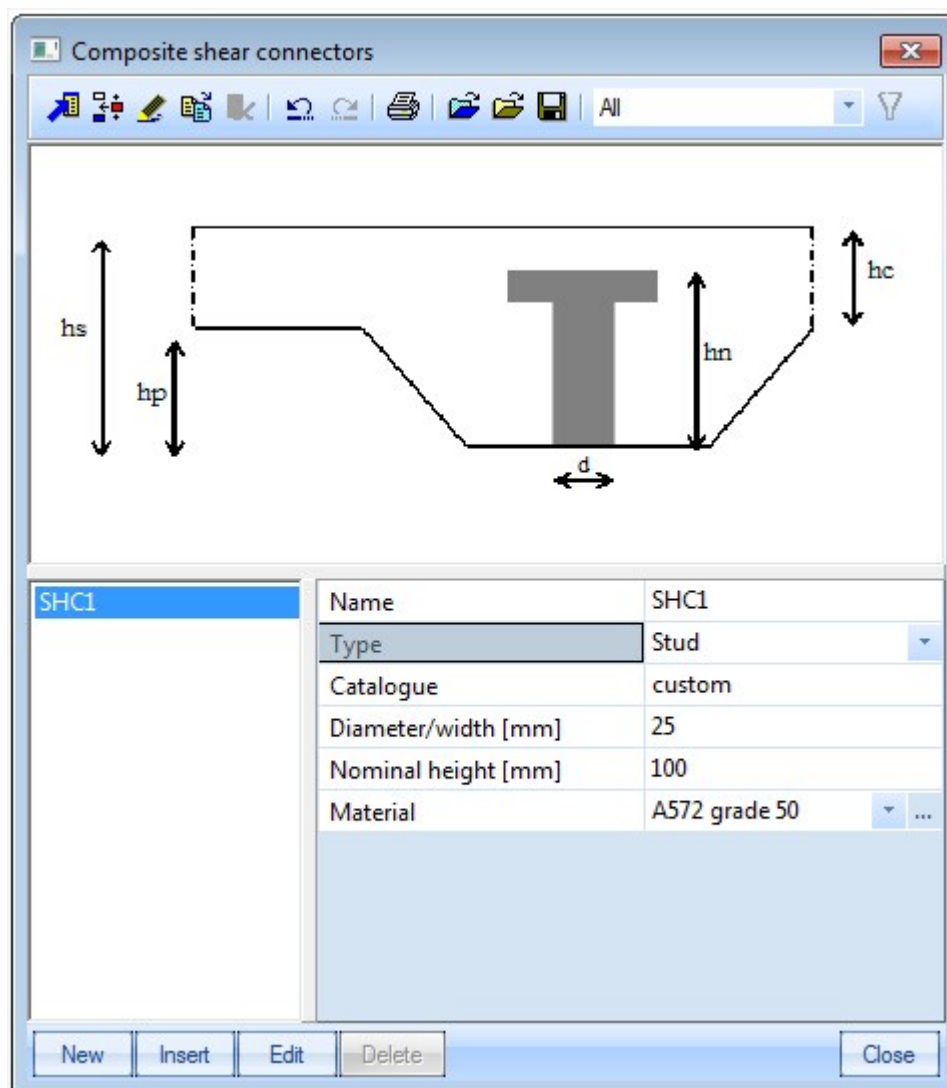
	type schuifconnectoren, geselecteerd uit de bibliotheek met schuifconnectoren (zie hieronder "Bibliotheek met schuifconnectoren" on the next page)
Type	<i>Er is in de staalbetoninstellingen geen standaardwaarde voor deze instelling beschikbaar. Als standaardwaarde wordt het eerste type schuifconnector gebruikt dat beschikbaar is in de bibliotheek met schuifconnectoren. Dit geldt voor staalbetonliggers zonder staalbetonliggergegevens.</i>
Connectoren per rij	aantal connectoren per rij (loodrecht op de as van de ligger)
Rijen per overspanning	totaal aantal rijen met connectoren in één overspanning; wordt gebruikt indien de profilering van de plaat parallel aan de ligger loopt <i>alleen EN1994</i>
Plaatsing	 every trough every 2nd trough every 3rd trough wordt gebruikt indien de profilering van de plaat loodrecht op de ligger loopt <i>alleen EN1994</i>
Aantal rijen (tussen de punten van minimaal en maximaal moment)	aantal rijen met connectoren tussen de punten van minimaal en maximaal moment in één overspanning <i>alleen AISC</i>
Lassen van connectoren	methode voor het lassen van de schuifconnectoren door de staalplaat: de connectoren worden samen met de plaat op de ligger vastgelast direct op de ligger: de connectoren worden in openingen in de plaat geplaatst en direct op de ligger vastgelast
Berekeningsmethode	methode voor het berekenen van de connectoren ontwerp: de staalbetoncontrole retourneert het aantal schuifconnectoren dat vereist is om te voldoen aan de normvoorschriften, op basis van de opgegeven aannames (de plaatsing of het aantal rijen per overspanning wordt vervolgens niet voor de berekening gebruikt) controle: de staalbetoncontrole controleert of de opgegeven schuifconnectoren aan de normvoorschriften voldoen
Plaatwapening	instelling overschrijven
Invoertype	vanuit de instellingen: gebruik de waarden die in de staalbetoninstellingen zijn gedefinieerd voor plaatwapening handmatig: definieer specifieke waarden die de standaardinstellingen overschrijven
Materiaal	materiaal voor het wapeningsstaal van de plaatwapening

Er is in de staalbetoninstellingen geen standaardwaarde voor deze instelling beschikbaar. Als standaardwaarde wordt het standaardmateriaal voor wapeningsstaal uit de projectinstellingen gebruikt (EC- EN), of het eerste wapeningsstaalmateriaal dat in de materiaalbibliotheek beschikbaar is. Dit geldt voor staalbetonliggers zonder staalbetonliggergegevens.

Langsrichting	Staafdiameter, staafafstand en betondekking van wapeningsstaven in de plaat parallel met de ligger
Dwarsrichting	Staafdiameter en staafafstand van wapeningsstaven in de plaat loodrecht op de ligger
Doorbuigingen	instelling overschrijven
Invoertype	• vanuit de instellingen: gebruik de waarden die in de staalbetoninstellingen zijn gedefinieerd voor zeeg • handmatig: definieer specifieke waarden die de standaardinstellingen overschrijven
Zeegtype	type definitie van de zeegwaarde • absoluut: de zeeg wordt gedefinieerd als een vaste waarde (in de lengte-eenheden die zijn gedefinieerd in de algemene instellingen van SCIA Engineer) • relatief: de zeeg wordt gedefinieerd als een verhouding van de overspanningslengte, bijv. $L/200$ • doorbuigingsverhouding: in de bouwfase en in de eindfase, lange termijn (dus in het algemeen voor alle permanente belastingen) wordt de zeeg gedefinieerd als een verhouding van de gecumuleerde doorbuiging
Zeegwaarde	zeegwaarde voor het type <i>absoluut</i> , gedefinieerd als een vaste lengte
Zeegwaarde L/x	zeegwaarde voor het type <i>relatief</i> , gedefinieerd als een verhouding van de overspanningslengte, bijv. $L/200$
Zeegwaarde als doorbuigingsverhouding	zeegwaarde voor het type <i>doorbuigingsverhouding</i> , gedefinieerd als een verhouding van de permanente doorbuiging

Bibliotheek met schuifconnectoren

Wanneer er schuifconnectoren aan een staalbetonligger moeten worden toegewezen, is de bibliotheek met schuifconnectoren voor staalbeton net als een standaardbibliotheek toegankelijk via het menu Bibliotheken (submenu Staalbeton), via de hoofdstructuurweergave (Bibliotheken > tak Staalbeton) en via het gegevensattribuut staalbeton (zie hierboven "Staalbetonliggergegevens" op page 41). In de systeembibliotheek is er een selectie voorgedefinieerde schuifconnectoren beschikbaar (.

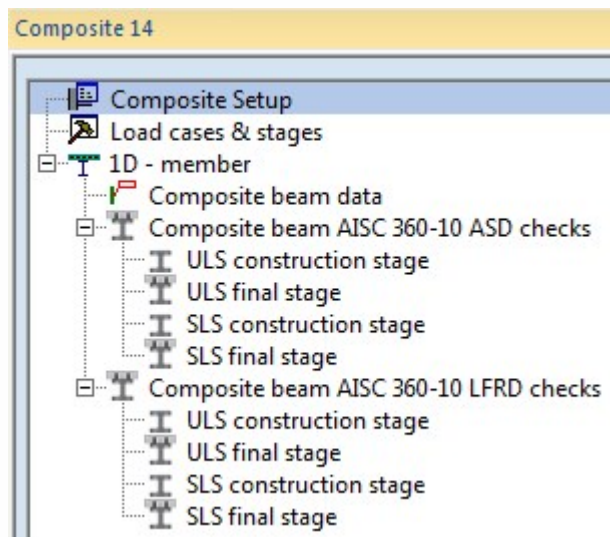


Naam	naam van het type schuifconnector
Type	generiek type verbindingsmiddel; mogelijke waarden zijn Deuvel , Hilti , Kanaal en Staafring
Catalogus	catalogustoewijzing; kan een willekeurige tekst of trefwoord zijn; kan worden gebruikt om de bibliotheek te filteren (met behulp van het filter <i>catalogus</i>). Vaak wordt hiervoor de naam van de fabrikant of de naam van de productreeks gebruikt
Diameter/breedte	doorsnede-afmeting van de connector; meestal de diameter van een deuvel
Nominale hoogte	nominale hoogte van de connector voor het berekenen van de weerstand
Materiaal	staalmateriaal van de connector

Alle bovenstaande instellingen worden doorgevoerd in de staalbetoncontroles. Ze zijn niet van invloed op het analysemodel.

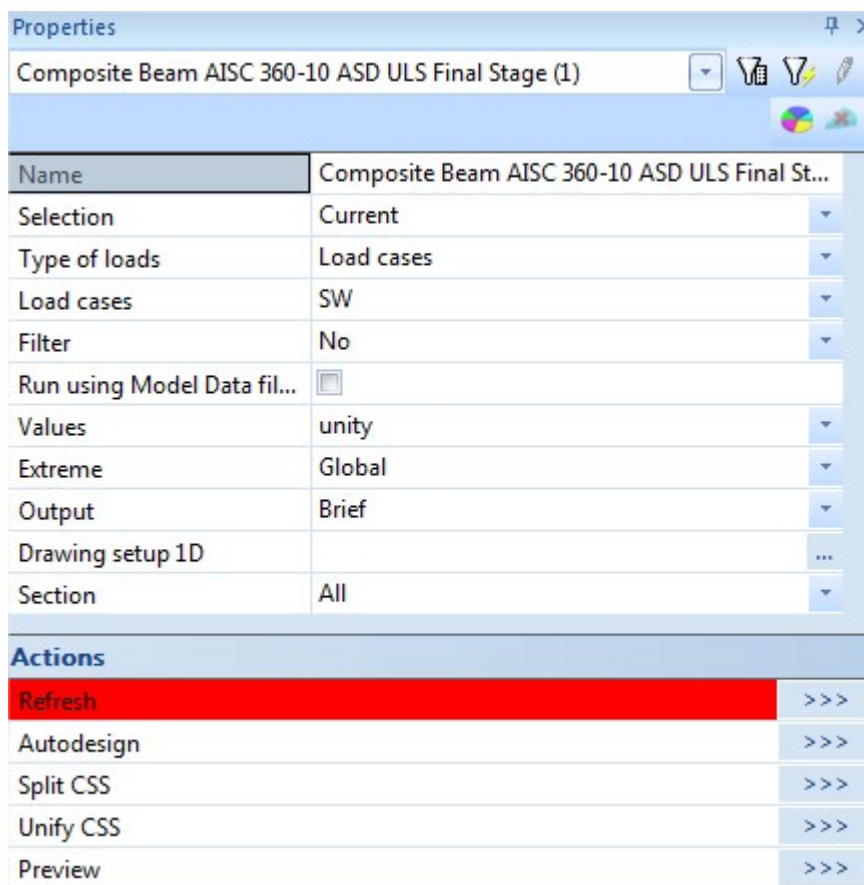
Staalbetoncontroles

Alle staalbetoncontroles zijn toegankelijk via de boomstructuur van de staalbetonservice. Ze worden weergegeven wanneer een analyse van de constructie geslaagd is (de resultaten van de analyse beschikbaar zijn).



Algemeen gebruik van de staalbetoncontroles

Alle staalbetoncontroles gebruiken dezelfde standaardinstellingen als andere resultaatsservices in SCIA Engineer. De resultaten zijn beschikbaar als tekstuitvoer en als grafische uitvoer. De tekstuitvoer kan worden weergegeven in een overzichtstabel (alleen de belangrijkste resultaten, één rij per resultaat), of als gedetailleerde uitvoer (alle details van de controle, met tussenliggende resultaten).



Naam	naam van de geselecteerde controle
Selectie	selectie van entiteiten waarvoor de controle wordt uitgevoerd (<i>alle, huidige, geavanceerd, benoemde selectie, ontwerpgroep</i>)
Belastingstype	type actie dat voor de controle moet worden gebruikt (<i>belastingsgeval, combinatie, resultaatklasse</i>)
Belastingsgeval	belastingsgeval dat voor de controle is geselecteerd (als <i>type belastingen</i> = <i>belastingsgeval</i>)
Combinatie	combinatie van belastingsgevallen die voor de controle zijn geselecteerd (als <i>type belastingen</i> = <i>combinatie</i>)
Klasse	resultaatklasse die voor de controle is geselecteerd (als <i>type belastingen</i> = <i>klasse</i>)
Gebruikte combinaties	strategie die voor de verwerking van bereiken wordt gebruikt • Rekstrategie: de zogenoemde 'gevaarlijke combinaties', waarvan wordt aangenomen dat ze de meest kritische resultaten produceren, worden bepaald op basis van de onderstaande regels; bijvoorbeeld voor interne krachten in 1D-elementen wordt de controle hooguit uitgevoerd voor de volgende 20 gevaarlijke combinaties (dubbele items worden verwijderd): • 12 combinaties die extreme waarden (minimum en maximum) produceren voor de 6 interne krachtcomponenten • 8 combinaties die extreme rekken in langsrichting (minimum en maximum) produceren in elke hoek van een geïdealiseerde rechthoekige doorsnede die dezelfde stijfheidscomponenten heeft als de verwerkte doorsnede • Alle mogelijke combinaties: alle mogelijke combinaties binnen het geselecteerde bereik worden verwerkt; WAARSCHUWING! dit kan tot een zeer lange rekentijd leiden!
Filter	standaardfilter voor elementen (<i>wildcard, doorsnede, materiaal, laag</i>)
Combinatiesleutel afdrukken	als deze optie is ingeschakeld, wordt de combinatiesleutel samen met de resultaten in de tekstuitvoer afgedrukt
Waarden	selectie van de waarde(n) voor grafische weergave
Extreme	modus voor selectie van extreme (<i>snede, lokaal, element, interval, doorsnede, globaal</i>)
Uitvoer	indeling voor tekstuitvoer • beknopt: tabeluitvoer, één rij per resultaat (afhankelijk van de instelling die is geselecteerd voor <i>extreme</i>) • gedetailleerd: volledige, gedetailleerde uitvoer van de controle
Grafisch 1D-beeld instellen	gedetailleerde configuratie van de grafische uitvoer
Doorsnede	doorsneden waarvoor de controle voor elk geselecteerd element (<i>alle, uiteinden, ingevoerd, ingevoerd + uiteinden</i>) moet worden uitgevoerd
Vernieuwen >>>	actieknop: de controle uitvoeren
Autodesign >>>	actieknop: automatisch ontwerp op basis van de geselecteerde instellingen; het filter moet <i>doorsnede</i> zijn (zie de meer gedetailleerde uitleg in de handleiding voor Autodesign 'AutoDesign - globale optimalisatie')
Doorsnede splitsen >>>	actieknop: de doorsnede-optimalisatie splitsen op basis van de eenheidscontrolewaarde voor geselecteerde elementen

Doorsnede samenvoegen >>>	actieknop: dezelfde doorsnede toewijzen aan meerdere elementen die dezelfde doorsneden hebben
Voorbeeld >>>	actieknop: het venster voor tekstuitvoer weergeven

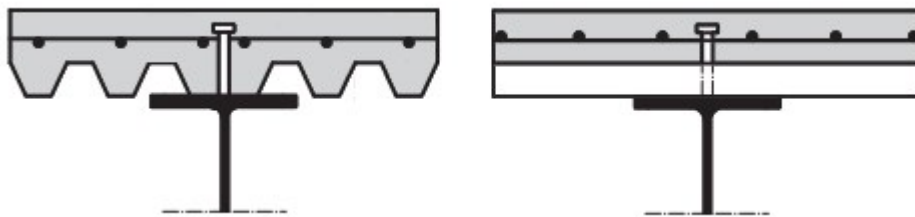


Staalbetoncontroles worden momenteel alleen ondersteund wanneer automatische berekening van de effectieve breedte van de liggers wordt gebruikt. Alleen in dat geval wordt alle informatie over de overspanningslengte naar de controles verzonden. Is dat niet het geval, dan wordt de handmatig ingevoerde effectieve breedte gebruikt en is de overspanningslengte niet in de controles beschikbaar.

Staalbetoncontroles EN 1994

Algemene invoer

Deze controles zijn bedoeld voor niet-ingebetonnerde staalbetonliggers die bestaan uit een staaldoorsnede, geprofileerde staalplaat en een betonplaat.



Eigenschappen van staaldoorsnede en plaat

Voordat de staalbetonliggercontroles volgens EN 1994 kunnen worden berekend, moet het model aan verschillende voorwaarden voldoen. Als er aan een van deze voorwaarden niet wordt voldaan, wordt de berekening afgebroken en wordt er een foutmelding weergegeven.

- De staaldoorsnede moet een dubbelsymmetrische I-doorsnede zijn, van het type **plaatrib**.
- Het analysemodel moet ingesteld zijn op **Standaard**.
- De verbinding moet van het type '**Met standaard staalbetonwerking**' of '**Met geavanceerde staalbetonwerking**' zijn. Wanneer het verbindingstype '**Met geavanceerde staalbetonwerking**' wordt gebruikt, zijn er in de staalbetonliggers normaalkrachten aanwezig. Deze worden echter niet meegenomen in de staalbetoncontroles.
- Om de effectieve breedte correct te kunnen berekenen en de juiste overspanningsgegevens te verkrijgen, moet de ribvorm worden ingesteld op **automatisch**.
- De richting van de rib moet **parallel of loodrecht** op de staaldoorsnede zijn, met een maximumtolerantie van 10 graden.
- Het analysemodel voor de plaat moet worden ingesteld op **Staalbetondek** en moet vervaardigd zijn van beton. Er moet een geldige geprofileerde staalplaat worden gedefinieerd.

Om de eigenschappen van schuifconnectoren, plaatwapening en doorbuigingen voor elke ligger afzonderlijk te kunnen wijzigen, wordt aanbevolen staalbetonliggergegevens voor de gecontroleerde liggers te definiëren. Als er in een dergelijk geval geen gegevens worden gedefinieerd, worden de waarden uit de configuratie-instellingen gebruikt. De enige uitzondering hierop is het wapeningsmateriaal (dat in dit geval gekoppeld wordt aan het staalmateriaal dat is gedefinieerd in het

dialogvenster voor de projectgegevens) en het type schuifconnector (dat van het eerste item in de bibliotheek wordt overgenomen).

Ontwerp van interne krachten

De interne krachten voor buig- en afschuifkracht worden overgenomen van de doorsnede en kunnen in de Resultatenservice worden getoetst met behulp van de geselecteerde ligger en de grootheden van M_y en V_z , waarbij de optie 'Rib' geactiveerd is.

Classificatie van de doorsnede

Volgens EN 1994-1-1 artikel 5.5 moet de doorsnede worden geclassificeerd volgens EN 1993-1-1 artikel 5.5, tabel 5.2 en 5.3. De classificatie wordt uitgevoerd aan het begin van de controle, maar toetst later ook de classificatie van het staallijf als gevolg van de mogelijke invloed van de gewijzigde positie van de plastische neutrale as.

De controles ondersteunen alleen doorsneden die zijn geclassificeerd als klasse 1 of 2. Als de doorsnede als een groter klasse wordt geclassificeerd, wordt er een foutmelding weergegeven en wordt de berekening beëindigd.

Er moet worden voldaan aan het vereiste ten aanzien van de minimumhoeveelheid wapening die is gedefinieerd in EN 1994-1-1 artikel 5.5.1 (5). Als niet aan dit vereiste wordt voldaan, wordt er een waarschuwing weergegeven en wordt de betreffende eenheidscontrole ingesteld op Niet OK.

ULS construction stage

Shear buckling

According to EN 1994-1-1 Article 6.2.2.3, the shear buckling of the section should be checked as defined in the EN 1993-1-5 Article 5. The limit value for the shear buckling, given by the EN 1993-1-5 Article 5.1 (2), is being checked in this part of the check.

If the defined ratio h_w/t_w is greater than the given limit, the status of this check is set to "Not OK" and the warning that "Shear buckling resistance of the web needs to be verified!" is displayed.

Shear force resistance

According to EN 1994-1-1 Article 6.2.2.2, the resistance to vertical shear of the section should be taken as the resistance of the structural steel section calculated by the EN 1993-1-1 Article 6.2.6.

If the design shear force V_{Ed} is greater than the given resistance $V_{pl,Rd}$, the status of this check is set to "Not OK" and the warning that "The shear resistance of the section is not adequate." is displayed.

Bending moment resistance

Influence of shear

As given by EN 1994-1-1 Article 6.2.2.4, if the vertical design shear force V_{Ed} exceeds half the shear resistance $V_{pl,Rd}$, the reduced design steel strength f_{yb} should be used for calculation of the bending moment resistance. This reduction is given by EN 1994-1-1 Article 6.2.2.4 (2). If the calculated value ρ is bigger than 1, the calculation is terminated and the final unity check is set to 999.

In the construction stage, the reduced value of design yield strength f_{yb} is used for the whole steel cross-section.

Resistance

The bending moment resistance $M_{pl,Rd}$ is taken as a resistance of a class 1 or 2 steel cross-section according to EN 1993-1-1 Article 6.2.5 (2).

If the design bending moment M_{Ed} is greater than the given resistance $M_{pl,Rd,a}$, the status of this check is set to "Not OK" and the warning that "The bending moment resistance of the section is not adequate." is displayed.

Lateral torsional buckling resistance

For the lateral torsional buckling check, the reduction factor χ_{LT} is calculated by the general case given by EN 1993-1-1 Article 6.3.2.2. The relative slenderness $\lambda_{LT,rel}$ is calculated according to the simplified method given by ECCS 119 Annex C.

$$\lambda_{LT,rel} = \lambda_{z,rel} \cdot k_p \cdot k_c$$

with:

$$\lambda_{z,rel} = \lambda_z / \lambda_1$$

$$\lambda_z = k_z \cdot L_z / i_z$$

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

$$k_p = \frac{0.9}{\left[1 + \frac{1}{20} \cdot \left(\lambda_z / \left(\frac{h}{t_f}\right)\right)\right]^{0.25}}$$

L_z - buckling length

i_z - radius of gyration

k_z - buckling coefficient

ε - coefficient given by the EN 1993-1-1 Article 5.6

h - height of the steel cross-section

t_f - thickness of the flange of the steel section

k_c - correction factor for line load

- for simply supported beam 0.94

- for continuous beam at both sides 0.62

- for continuous beam at one side 0.66

If the design bending moment M_{Ed} is greater than the given resistance $M_{b,Rd}$, the status of this check is set to "Not OK" and the warning that "The lateral torsional buckling resistance of the section is not adequate." is displayed.

The LTB check is not being performed when:

- the design bending moment is positive and the shear connectors are welded to the beam through the steel sheeting
- the design bending moment is negative and the steel beam is propped during construction

In such cases it is assumed that continuous restraint to the compression flange of the steel beam is provided, thus the beam is not susceptible to lateral torsional buckling.

ULS construction stage - Fire resistance

The basis of the composite beam design under fire conditions is described by the EN 1994-1-2 Article 2.3 & 2.4. The modifications to a resistance of a composite beam under fire conditions are based on the EN 1993-1-2 and EN 1994-1-2. In this

chapter these modifications for construction stage, together with a temperature development in a steel section are described.

According to the EN 1994-1-2 Article 2.3, Note 1, for thermal properties of steel, the recommended value of the partial factor $\gamma_{M,fi,a}$ for the fire situation is equal to 1.

Temperature development

Gas temperature development

The gas temperature development is based on the Standard temperature-time curve defined in EN 1991-1-2 Article 3.2.1:

$$\theta_g = 20 + 345 \cdot \log_{10}(8 \cdot t + 1)$$

with:

θ_g - gas temperature in the fire compartment [°C]

t - time of fire duration [min]

As indicated in EN 1994-1-2 Article 3.1 (4,5) the mechanical properties of steel and concrete for normal, non-fire design are given for the temperature of 20°C. They are given in EN 1992-1-1 and EN 1993-1-1.

Heating of steel section

In the construction stage, the temperature is assumed to be uniform in the steel section, therefore the section factor A_i/V_i is calculated for the whole section.

The section factor for non protected members A_i/V_i and for members with contour protection $A_{p,i}/V_i$ is defined by EN 1994-1-2 Article 4.3.4.2.2 (9). It is assumed that the 85% condition for the upper flange is not fulfilled, and thus the full circumference is used.

V_i - area of the steel cross section

A_i - the circumference of the exposed part of the steel cross-section

$$A_i = 4 \cdot b + 2 \cdot (h_a - t_w - 4 \cdot r) + 2 \cdot \pi \cdot r$$

with:

b - width of the flange of the steel section

h_a - height of the flange of the steel section

t_w - thickness of the web of the steel section

r - rounding of the steel section

The increase of temperature $\Delta\theta_{a,t}$ of the various parts of an **unprotected** steel beam during the time interval Δt is determined according to EN 1994-1-2 Article 4.3.4.2.2 (3). The time increase interval Δt is internally set to 5 seconds.

The shadow effect correction factor equation, given by EN 1994-1-2 Article 4.3.4.2.2 (4) is replaced by the equation given by EN 1993-1-2 Article 4.2.5.1 (2). The section factor used in the denominator of the formula below is calculated using full section characteristics.

$$k_{shadow} = 0.9 \cdot [(b + 2 \cdot h_a)/V_i]/(A_i/V_i)$$

The increase of temperature $\Delta\theta_{a,t}$ of the various parts of an **insulated** steel beam during the time interval Δt is determined according to EN 1994-1-2 Article 4.3.4.2.2 (6). The time increase interval Δt is internally set to 30 seconds.

The reduction factors $k_{y,\theta}$ and $k_{E,\theta}$ for stress-strain relationships of structural steel at elevated temperatures are given by EN 1994-1-2 Article 3.2.1 Table 3.2. The intermediate values are interpolated.

Shear buckling

According to EN 1994-1-1 Article 6.2.2.3, the shear buckling of the section should be checked as defined in the EN 1993-1-5 Article 5. The limit value for the shear buckling, given by the EN 1993-1-5 Article 5.1 (2), is being checked in this part of the check. Depending on the selected National Annex, the determination of the coefficient η takes into account the yield strength reduction coefficient $k_{y,\theta}$ with the temperature equal to $\Delta\theta_{a,t}$.

If the defined ratio h_w/t_w is greater than the given limit, the status of this check is set to "Not OK" and the warning that "Shear buckling resistance of the web needs to be verified!" is displayed.

Shear force resistance

According to EN 1994-1-1 Article 6.2.2.2, the resistance to vertical shear of the section should be taken as the resistance of the structural steel section calculated by the EN 1993-1-1 Article 6.2.6. The modifications related to fire, to the article mentioned above, are given by EN 1993-1-2 Article 4.2.3.3 (6). The final shear force resistance $V_{fi,t,Rd}$ for the section subjected to fire is calculated as:

$$V_{fi,t,Rd} = \frac{A_v \cdot k_{y,\theta} \cdot f_{yb}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,fi,a}}$$

with:

A_v - section shear area

$k_{y,\theta}$ - yield strength reduction factor due to the temperature increase in the section

f_{yb} - yield strength of the material

$\gamma_{M,fi,a}$ - partial safety factor for steel under fire conditions

If the design shear force V_{Ed} is greater than the given resistance $V_{fi,t,Rd}$, the status of this check is set to "Not OK" and the warning that "The shear resistance of the section is not adequate." is displayed.

Bending moment resistance

Influence of shear

As given by EN 1994-1-1 Article 6.2.2.4, if the vertical design shear force V_{Ed} exceeds half the shear resistance $V_{fi,t,Rd}$, the reduced design steel strength f_{yb} should be used for calculation of the bending moment resistance. This reduction is given by EN 1994-1-1 Article 6.2.2.4 (2). If the calculated value of ρ is bigger than 1, the calculation is terminated and the final unity check is set to 999.

In the construction stage, the reduced value of the design yield strength f_{yb} is used for the whole steel cross-section.

Resistance

The bending moment resistance $M_{pl,Rd,a}$ is taken as a resistance of a class 1 or 2 steel cross-section according to EN 1993-1-1 Article 6.2.5 (2). The modifications related to fire, to the article mentioned above, are given by EN 1993-1-2 Article 4.2.3.3 (3). The final moment resistance $M_{fi,t,Rd,a}$ formula for the section subjected to fire is calculated as:

$$M_{fi,t,Rd,a} = \frac{1}{\kappa_1 \cdot \kappa_2} \frac{W_{pl,y} \cdot k_{y,\theta} \cdot f_{yb}}{\gamma_{M,fi,a}}$$

with:

κ_1 - adaptation factor for non-uniform temperature across the cross-section given by EN 1993-1-2 Article 4.2.3.3 (7)

k_2 - adaptation factor for non-uniform temperature along the beam given by EN 1993-1-2 Article 4.2.3.3 (8)

$w_{pl,y}$ - elastic section modulus around the y-axis

$k_{y,\theta}$ - yield strength reduction factor due to the temperature increase in the section

f_{yb} - yield strength of the material

$\gamma_{M,fi,a}$ - partial safety factor for steel under fire conditions

If the design bending moment M_{Ed} is greater than the given resistance $M_{fi,t,Rd,a}$, the status of this check is set to "Not OK" and the warning that "The bending moment resistance of the section is not adequate." is displayed.

Lateral torsional buckling resistance

The lateral torsional buckling resistance under fire conditions is given by 1993-1-2 Article 4.2.3.3 (4). A modified general case calculation of the reduction factor $\chi_{LT,fi}$ is given by EN 1993-1-2 Article 4.2.3.3 (5). An additional modification to the relative slenderness formula is given:

$$\lambda_{LT\theta,com,rel} = \lambda_{LT,rel} \cdot \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}}$$

with:

$\lambda_{LT,rel}$ - relative slenderness

$k_{y,\theta}$ - yield strength reduction factor due to the temperature increase in the section

$k_{E,\theta}$ - E modulus reduction factor due to the temperature increase in the section

The relative slenderness $\lambda_{LT,rel}$ is calculated according to the simplified method given by ECCS 119 Annex C.

$$\lambda_{LT,rel} = \lambda_{z,rel} \cdot k_p \cdot k_c$$

with:

$$\lambda_{z,rel} = \lambda_z / \lambda_1$$

$$\lambda_z = k_z \cdot L_z / i_z$$

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

$$k_p = \frac{0.9}{\left[1 + \frac{1}{20} \cdot \left(\lambda_z / \left(\frac{h}{t_f}\right)\right)\right]^{0.25}}$$

L_z - buckling length

i_z - radius of gyration

k_z - buckling coefficient

ε - coefficient given by the EN 1993-1-1 Article 5.6

h - height of the steel cross-section

t_f - thickness of the flange of the steel section

k_c - correction factor for line load

- for simply supported beam 0.94
- for continuous beam at both sides 0.62
- for continuous beam at one side 0.66

If the design bending moment M_{Ed} is greater than the given resistance $M_{b,fi,t,Rd}$, the status of this check is set to "Not OK" and the warning that "The later torsional buckling resistance of the section is not adequate." is displayed.

The LTB check is not being performed when:

- the design bending moment is positive and the shear connectors are welded to the beam through the steel sheeting
- the design bending moment is negative and the steel beam is propped during construction

In such cases it is assumed that continuous restraint to the compression flange of the steel beam is provided, thus the beam is not susceptible to lateral torsional buckling.

ULS final stage

Effective width calculation

Effective width used in the analysis model, for determination of internal forces, is calculated according to the EN 1994-1-1 Article 5.4.1.2. (4). This means that for the analysis model, the value of effective width is constant over the span of the beam.

However variable effective width according to the EN 1994-1-1 Article 5.4.1.2 is used in the checks.

The effective width b_{eff} together with the distance L_e (distance between points of zero bending moment in meters for typical continuous beams) is determined as given by EN 1994-1-1 Article 5.4.2.1 (1).

The position of the calculated section on the given span is determined based on the buckling system. If an internal y-y support is found and it is not located at the start or end of the member, such support is ignored. The warning "For a continuous beam, intermediate buckling supports y-y are ignored in both the analysis model and the check." is displayed.

Degree of shear connection

The connection between the structural steel section and the concrete slab is done through steel studs welded to the structural steel section. The present degree of shear connection must be greater than the minimum degree of shear connection. If this condition is not fulfilled, the calculation is terminated and an error is displayed.

Design resistance of shear stud

The design shear resistance of a headed stud, automatically welded in accordance with EN 14555, in a solid concrete slab is determined according to EN 1994-1-1 Article 6.6.3.1 (1). The influence of tension on the shear resistance described in EN 1994-1-1 Article 6.6.3.2 is assumed to be under the limit of $0,1 \cdot P_{Rd}$ and is thus neglected.

Design resistance of headed studs used with profiled steel sheeting is determined by EN 1994-1-1 Article 6.6.4.1 for sheeting with ribs parallel to the supporting beams and by EN 1994-1-1 Article 6.6.4.2 for sheeting with ribs transverse to the supporting beams.

Minimum degree of shear connection

The minimum shear connection for steel sections with equal flanges is determined according to EN 1994-1-1 Article 6.6.1.2.

If the conditions given by EN 1994-1-1 Article 6.6.1.2 (3) are satisfied, an alternative method for the calculation of the minimum degree of shear connection, according to the same article, may be used. This method is used by default.

Degree of shear connection present

The shear connection η available in the section is calculated based on resistances and the equation given by the EN 1994-1-1 Article 6.6.1.2 (1):

$$\eta = N_c / N_{c,f}$$

with:

N_c - total resistance of the shear studs within the distance $L_e/2$ given as:

$$N_c = n_{sp} \cdot P_{Rd}$$

P_{Rd} - the resistance of one steel stud, taking into account the presence of steel sheeting

n_{sp} - number of shear studs available within a distance $L_e/2$, rounded down if necessary

- for parallel direction:

$$n_{sp} = 0.5 \cdot L_e / l_s \cdot n_r$$

- for transverse direction:

$$n_{sp} = 0.5 \cdot n_{rib} / trough$$

L_e - distance between points of zero bending moment

l_s - distance between the shear studs in the direction of the beam

n_r - number of studs in a single row

n_{rib} - number of available ribs within the distance L_e

trough - parameter taking into account placement of the studs in ribs of steel sheeting

(each rib - 1, every 2nd rib - 2, every 3rd rib - 3)

$N_{c,f}$ - minimum resistance of currently active components

- for positive bending moment:

$$N_{c,f} = \min(N_{pl,a}, N_{c,Rd})$$

- for negative bending moment:

$$N_{c,f} = \min(N_{pl,a}, F_s)$$

$N_{pl,a}$ - plastic resistance of the steel section

$N_{c,Rd}$ - compression resistance of the concrete flange

F_s - tension resistance of the reinforcement provided within the effective width

Shear buckling

According to EN 1994-1-1 Article 6.2.2.3, the shear buckling of the section should be checked as defined in the EN 1993-1-5 Article 5. The limit value for the shear buckling, given by EN 1993-1-5 Article 5.1 (2), is being checked in this part of the check.

If the defined ratio h_w/t_w is greater than the given limit, the status of this check is set to "Not OK" and the warning that "Shear buckling resistance of the web needs to be verified!" is displayed.

Shear force resistance

According to EN 1994-1-1 Article 6.2.2.2, the resistance to vertical shear of the section should be taken as the resistance of the structural steel section calculated by EN 1993-1-1 Article 6.2.6.

If the design shear force V_{Ed} is greater than the given resistance $V_{pl,Rd}$, the status of this check is set to "Not OK" and the warning that "The shear resistance of the section is not adequate." is displayed.

Bending moment resistance

Influence of shear

As given by EN 1994-1-1 Article 6.2.2.4, if the vertical design shear force V_{Ed} exceeds half the shear resistance $V_{pl,Rd}$, the reduced design steel strength f_{yb} should be used for calculation of the bending moment resistance. This reduction is given by EN 1994-1-1 Article 6.2.2.4 (2). If the calculated value ρ is bigger than 1, the calculation is terminated and the final unity check is set to 999.

In the final stage, the reduced value of the design yield strength f_{yb} is used only for web of the steel cross-section.

In the calculations of the leverage arm h_{ts} of the tension part of the steel section and the leverage arms h_{cs} of the compression part of the steel section, calculated to the plastic neutral axis, an influence of extreme shear is considered if needed. In such a case this influence is accounted for by including $(1-\rho)$ into the standard centroid formula.

Resistance

The plastic bending moment resistance $M_{pl,Rd}$ is calculated according to EN 1993-1-1 Article 6.2.1. Any resistances of the ribbed part of the concrete and the steel sheeting are neglected. As given in EN 1994-1-1 Article 6.2.1.1 (4), the tensile resistance of full concrete part is also neglected.

The plastic moment resistance for cross-sections with full degree of shear connection ($\eta = 1$) is calculated according to EN 1994-1-1 Article 6.2.1.2. If the conditions defined by EN 1994-1-1 Article 6.2.1.2(2) are fulfilled, the reduction factor β is used for determination of the final bending moment resistance M_{Rd} . When the defined ratio x_{pl}/h is greater than 0.4, the design is terminated and an error is displayed.

Full degree of shear connection is required for regions with hogging bending according to EN 1994-1-1 Article 6.2.1.3 (2). The plastic resistance of the steel section $N_{pl,a}$ has to be equal or bigger than the resistance of the provided reinforcement. If this condition is not fulfilled, the plastic neutral axis would be located outside of the steel section, which is not supported by the calculation. In such a case an error is displayed and the calculation is terminated.

The plastic moment resistance for cross-sections with partial degree of shear connection ($\eta_{min} \leq \eta < 1$) is calculated according to EN 1994-1-1 Article 6.2.1.3. As given by the reference, this approach may be used only in regions with sagging bending. The final bending moment resistance M_{Rd} is calculated according to equation 6.1 given by EN 1994-1-1 Article 6.2.1.3(5), however the user also has the possibility to use the plastic theory calculation method given by EN 1994-1-1 Article 6.2.1.3(3), where the reduced value of N_{cf} is used in the calculation. In this case the final bending moment resistance M_{Rd} is taken as $M_{pl,Rd}$ directly obtained from the calculation. The usage of the plastic method can be activated in the member data dialog of the check.

If the design bending moment M_{Ed} is greater than the given resistance M_{Rd} , the status of this check is set to "Not OK" and the warning that "The bending moment resistance of the section is not adequate." is displayed.

Lateral torsional buckling resistance

For the lateral torsional buckling check, the reduction factor χ_{LT} is calculated by the general case given in EN 1993-1-1 Article 6.3.2.2. The relative slenderness $\lambda_{LT,rel}$ is calculated according to the simplified method given by the Designers' guide to EN 1994-1-1, Article 6.4.3, (D6.14).

$$\lambda_{LT,rel} = 5 \cdot \left(1 + \frac{t_w \cdot h_s}{4 \cdot b_f \cdot t_f}\right) \cdot \left(\frac{h_s}{t_w}\right)^{0.75} \cdot \left(\frac{t_f}{b_f}\right)^{0.25} \cdot \left(\frac{f_y}{E_a \cdot C_4}\right)^{0.5}$$

with:

t_w - thickness of the web of the steel section

h_s - distance between the centers of the flanges of the steel section

t_f - thickness of the flange of the steel section

b_f - width of the flange of the steel section

f_y - yield strength of the steel section material

E_a - E modulus of the steel section material

C_4 - user input of load factor given by the Designers' guide to EN 1994-1-1, Appendix A

The reference verifies whether the cross-section meets the criteria for usage of this simplified method. The calculated value F , given by the equation (D6.15),

$$F = \left(1 + \frac{t_w \cdot h_s}{4 \cdot b_f \cdot t_f}\right) \cdot \left(\frac{h_s}{t_w}\right)^{0.75} \cdot \left(\frac{t_f}{b_f}\right)^{0.25}$$

is being compared with the limit value F_{lim} , defined by Appendix A, Table A.2 of the reference.

Table A.2. Limiting section parameter F_{lim} , for uncased and web-encased sections

Nominal steel grade	S235	S275	S355	S420 and S460
F_{lim} , uncased	15.1	13.9	12.3	10.8

If the F_{lim} is greater than the calculated value F , a warning is displayed.

The LTB check is being performed when the design bending moment is negative; else it is assumed that a continuous restraint to the compression flange of the steel beam is provided by the shear studs, thus the beam is not susceptible to lateral torsional buckling.

If the design bending moment M_{Ed} is greater than the given resistance $M_{b,Rd}$, the status of this check is set to "Not OK" and the warning that "The lateral torsional buckling resistance of the section is not adequate." is displayed.

Longitudinal shear

Longitudinal shear is checked according to the EN 1994-1-1 Article 6.6.6. The contribution of the steel sheeting is neglected in this case.

The Designers' guide to EN 1994-1-1 Article 6.6.6 mentions the content of the EN 1994-1-1 Article 6.6.6.1(4) which indicates that the design longitudinal shear for the concrete slab should be "consistent with the design and spacing of the shear connectors". This implies that the resistance of the shear connection, rather than the design loading, determines the longitudinal shear. This approach is used for determination of the design shear flow:

$$v_{Ed} = n_r \cdot P_{Rd} / (2 \cdot l_s \cdot h_f)$$

with:

n_r - number of studs in a single row

P_{Rd} - the resistance of one steel stud, taking into account the presence of steel sheeting

l_s - distance between the shear studs in the direction of the beam

h_f - height of full concrete

The coefficient in the formula denominator represents the number of shear planes. If no adjacent member is found on either of the sides it would be replaced by a coefficient equal to 1.

Using formula 6.25 given by EN 1994-1-1 Article 6.6.6.4 (4), the minimum amount of transverse reinforcement is calculated and compared with the provided reinforcement. The angle of the concrete strut may be defined in the member data dialog and has to be within the limits for compressed flanges as defined by EN 1992-1-1 Article 6.2.4 (4). A value of 26.5° is used by default.

If the required reinforcement A_t is greater than the provided reinforcement $A_{t,prov}$, the status of this check is set to "Not OK" and the warning that "The transverse reinforcement of the section is not adequate." is displayed.

Crushing of the concrete flange

To prevent crushing of the compression struts in the flange, the condition given by the EN 1992-1-1 Article 6.2.4 (4) should be satisfied. The angle of the concrete strut may be defined in the member data dialog and has to be within the limits for compressed flanges as defined by the article. A value of 26.5° is used by default.

If the formula 6.22 given by the reference is not fulfilled, the status of this check is set to "Not OK" and the warning that "The crushing resistance of the concrete is not adequate." is displayed.

The check of crushing of the concrete flange is performed only in case of positive bending, i.e. when the concrete gets compressed.

ULS final stage - Fire resistance

The basis of the composite beam design under fire conditions is described by EN 1994-1-2 Article 2.3 & 2.4. The modifications to the resistance of a composite beam under fire conditions are based on EN 1993-1-2 and EN 1994-1-2. In this chapter these modifications for the final stage, together with the temperature development in the steel section and the concrete deck are described.

According to EN 1994-1-2 Article 2.3, Note 1, for thermal properties of steel and concrete, the recommended values of the partial factors $\gamma_{M,fi,a}$, $\gamma_{M,fi,s}$, $\gamma_{M,fi,c}$, $\gamma_{M,fi}$, γ for the fire situation are equal to 1.

Temperature development

Gas temperature development

The gas temperature development is based on the Standard temperature-time curve defined in EN 1991-1-2 Article 3.2.1:

$$\theta_g = 20 + 345 \cdot \log_{10}(8 \cdot t + 1)$$

with:

θ_g - gas temperature in the fire compartment [$^\circ\text{C}$]

t - time of fire duration [min]

As indicated in EN 1994-1-2 Article 3.1 (4,5) the mechanical properties of steel and concrete for normal, non-fire design are given for the temperature of 20°C . They are given in EN 1992-1-1 and EN 1993-1-1.

Heating of steel section

In the construction stage, the temperature is assumed to be uniform in the steel section, therefore the section factor A_i/V_i is calculated for the whole section.

The section factor for non protected members A_i/V_i and for members with contour protection $A_{p,i}/V_i$ is defined by EN 1994-1-2 Article 4.3.4.2.2 (9). It is assumed that the 85% condition for the upper flange is not fulfilled, and thus the full circumference is used.

V_i - area of the steel cross section

A_i - the circumference of the exposed part of the steel cross-section

$$A_i = 4 \cdot b + 2 \cdot (h_a - t_w - 4 \cdot r) + 2 \cdot \pi \cdot r$$

with:

b - width of the flange of the steel section

h_a - height of the flange of the steel section

t_w - thickness of the web of the steel section

r - rounding of the steel section

The increase of temperature $\Delta\theta_{a,t}$ of the various parts of an **unprotected** steel beam during the time interval Δt is determined according to EN 1994-1-2 Article 4.3.4.2.2 (3). The time increase interval Δt is internally set to 5 seconds.

The shadow effect correction factor equation, given by EN 1994-1-2 Article 4.3.4.2.2 (4) is replaced by the equation given by EN 1993-1-2 Article 4.2.5.1 (2). The section factor used in the denominator of the formula below is calculated using full section characteristics.

$$k_{shadow} = 0.9 \cdot [(b + 2 \cdot h_a)/V_i]/(A_i/V_i)$$

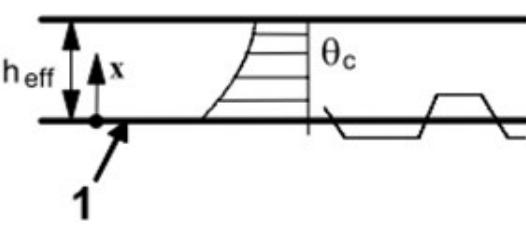
The increase of temperature $\Delta\theta_{a,t}$ of the various parts of an **insulated** steel beam during the time interval Δt is determined according to EN 1994-1-2 Article 4.3.4.2.2 (6). The time increase interval Δt is internally set to 30 seconds.

The reduction factors $k_{y,\theta}$ and $k_{E,\theta}$ for stress-strain relationships of structural steel at elevated temperatures are given by EN 1994-1-2 Article 3.2.1 Table 3.2. The intermediate values are interpolated.

Heating of concrete slab

As given by EN 1994-1-2 Article 4.3.4.2.3 (15), in order to calculate temperatures over the thickness of the concrete slab a method is given in Table D.5 of Annex D. The given Table D5 has been modified by adding an approximated line for a depth of 120mm. This way, for resistances of 180 and 240 minutes, the depth at which the temperature equals 250 °C can also be determined. The intermediate values are interpolated for calculation purposes. The blank spots in the table are recognized as a temperature of 1200, which will conclude in a zero reduction factor.

Depth x mm	Temperature θ_c [°C] after a fire duration in min. of					
	30'	60'	90'	120'	180'	240'
5	535	705				
10	470	642	738			
15	415	581	681	754		
20	350	525	627	697		
25	300	469	571	642	738	
30	250	421	519	591	689	740
35	210	374	473	542	635	700
40	180	327	428	493	590	670
45	160	289	387	454	549	645
50	140	250	345	415	508	550
55	125	200	294	369	469	520
60	110	175	271	342	430	495
80	80	140	220	270	330	395
100	60	100	160	210	260	305
120	40	65	130	160	180	225



1 – Heated lower side of slab

The height h_{eff} of the composite slab, from where the depth in the table above is measured, is given by EN 1994-1-2 Annex D, D.4 (1).

The reduction factor $k_{c,\theta}$ for stress-strain relationships of normal weight concrete at elevated temperatures is given by EN 1994-1-2 Article 3.2.2 Table 3.3. The intermediate values are interpolated.

As specified by EN 1994-1-2 Article 4.3.4.2.2 (16) for the mechanical analysis it may be assumed, that for concrete temperatures below 250°C, no strength reduction of concrete needs to be considered.

The composite slab is considered to be unprotected as defined by EN 1994-1-2 Article 4.3.2.

Effective width calculation

Effective width used in the analysis model, for determination of internal forces, is calculated according to the EN 1994-1-1 Article 5.4.1.2. (4). This means that for the analysis model, the value of effective width is constant over the span of the beam.

However variable effective width according to the EN 1994-1-1 Article 5.4.1.2 is used in the checks.

The effective width b_{eff} together with the distance L_e (distance between points of zero bending moment in meters for typical continuous beams) is determined as given by EN 1994-1-1 Article 5.4.2.1 (1).

Degree of shear connection

The connection between the structural steel section and the concrete slab is done through steel studs welded to the structural steel section. It may be observed from the given formulas referred by the upcoming articles, that the force for calculation of the moment resistance is limited by the resistance of the present studs. This may be seen as a kind of requirement on full degree of shear connection.

Design resistance of shear stud

The design shear resistance of a headed stud, automatically welded in accordance with EN 14555, in a solid concrete slab is determined according to EN 1994-1-1 Article 6.6.3.1 (1). The influence of tension on the shear resistance described in EN 1994-1-1 Article 6.6.3.2 is assumed to be under the limit of $0,1 \cdot P_{fi,Rd}$ and is thus neglected.

The design resistance of headed studs used with profiled steel sheeting is determined by EN 1994-1-1 Article 6.6.4.1 for sheeting with ribs parallel to the supporting beams and by EN 1994-1-1 Article 6.6.4.2 for sheeting with ribs transverse to the supporting beams.

The modifications taking into account fire conditions are given by EN 1994-1-2 Article 4.3.4.2.5.

Shear buckling

According to EN 1994-1-1 Article 6.2.2.3, the shear buckling of the section should be checked as defined in the EN 1993-1-5 Article 5. The limit value for the shear buckling, given by EN 1993-1-5 Article 5.1 (2), is being checked in this part of the check. Depending on the selected National Annex, the determination of the coefficient η takes into account the yield strength reduction coefficient $k_{y,\theta,w}$ with a temperature equal to $\Delta\theta_{a,t,w}$.

If the defined ratio h_w/t_w is greater than the given limit, the status of this check is set to "Not OK" and the warning that "Shear buckling resistance of the web needs to be verified!" is displayed.

Shear force resistance

According to EN 1994-1-1 Article 6.2.2.2, the resistance to vertical shear of the section should be taken as the resistance of the structural steel section calculated by EN 1993-1-1 Article 6.2.6. The modifications related to fire, to the article mentioned above, are given by EN 1993-1-2 Article 4.2.3.3 (6). The final shear force resistance $V_{fi,t,Rd}$ for the section subjected to fire is calculated as:

$$V_{fi,t,Rd} = \frac{A_v \cdot k_{y,\theta,w} \cdot f_{yb}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,fi,a}}$$

with:

A_v - section shear area

$k_{y,\theta,w}$ - reduction factor due to the temperature increase in the web

f_{yb} - yield strength of the material

$\gamma_{M,fi,a}$ - partial safety factor for steel under fire conditions

If the design shear force V_{Ed} is greater than the given resistance $V_{fi,t,Rd}$, the status of this check is set to "Not OK" and the warning that "The shear resistance of the section is not adequate." is displayed.

Bending moment resistance

Influence of shear

As given by EN 1994-1-1 Article 6.2.2.4, if the vertical design shear force V_{Ed} exceeds half the shear resistance $V_{fi,t,Rd}$, the reduced design steel strength f_{yb} should be used for calculation of the bending moment resistance. This reduction is given by EN 1994-1-1 Article 6.2.2.4 (2). If the calculated value of ρ is bigger than 1, the calculation is terminated and the final unity check is set to 999.

In the final stage, the reduced value of the design yield strength f_{yb} is used only for the web of the steel cross-section.

Resistance

The bending moment resistance $M_{fi,Rd}$ in **sagging regions** is calculated according to EN 1994-1-2 Article 4.3.1. For more information reference is made to EN 1994-1-2 Annex E1.

The modified tension resistance of a steel section T_{plus} given by EN 1994-1-2 Annex E1 (1) is calculated with respect to the increased temperature in each part. The implemented formula also takes into account the possible influence of vertical shear and its reduction factor $(1-\rho)$ for the yield strength of the web.

The depth of the compression zone is calculated according to EN 1994-1-2 Annex E1 (3):

$$h_u = \frac{T_{plus} \cdot \gamma_{M,fi,c}}{b_{eff} \cdot f_{ck}}$$

with:

T_{plus} - modified tension resistance of a steel section limited by the resistance of the shear studs present at length of $L_e/2$.

$\gamma_{M,fi,c}$ - partial safety factor for concrete under fire conditions

b_{eff} - effective width

f_{ck} - characteristics strength of the concrete deck

The effective thickness of the composite slab h_{eff} is calculated according to EN 1994-1-2 Annex D4 (1):

for $h_p/h_c \leq 1,5$ and $h_c > 40\text{mm}$:

$$h_{eff} = h_c + 0.5 \cdot h_p \cdot \frac{(b_s - b_r) + b_b}{(b_s - b_r) + b_r}$$

for $h_p/h_c > 1,5$ and $h_c > 40\text{mm}$:

$$h_{eff} = h_c + \left[1 + 0.75 \cdot \frac{(b_s - b_r) + b_b}{(b_s - b_r) + b_r} \right]$$

with:

h_c - height of the full concrete

h_p - height of the sheeting

b_s - spacing of the ribs

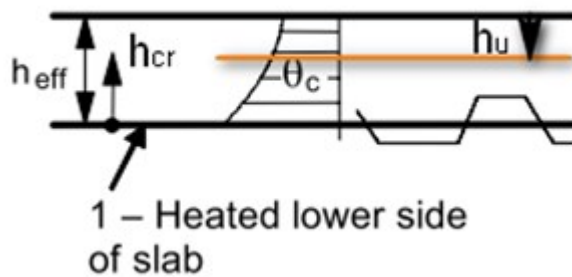
b_t - top width of the sheeting rib

b_b - bottom width of the sheeting rib

If the condition given by EN 1994-1-2 Annex D4 (2) is fulfilled, h_{eff} is set equal to the height of the full concrete of the slab.

The height of the critical fibre h_{cr} in the concrete slab is determined according to EN 1994-1-2 Annex D Table D.5. It is the fibre where the concrete temperature gets 250°C.

Depending on the fact if the critical fibre lies in the calculated compression zone h_u , the reduction of the concrete strength is or is not needed. The condition describing the condition is as follows:



$$h_u \leq h_c - [h_{cr} - (h_{eff} - h_c)]$$

with:

h_c - height of the full concrete

h_p - height of the sheeting

h_{eff} - effective thickness of a composite slab

h_{cr} - height of the critical fiber with temperature of 250°C

h_u - depth of compression zone

If this condition given above is not fulfilled, the **concrete strength reduction** is necessary. The reduction is calculated in several steps:

- calculate the resistance $F_{c,1}$ of the not reduced layer with height of $h_{eff} - h_{cr}$
- calculate the resistance $\Delta F_{c,x}$ of the layer with 10 mm thickness, which lies below the not reduced layer (this includes also the determination of the temperature in the middle of this layer and finding the appropriate reduction coefficient $k_{c,\theta}$)
- calculate the resistance $F_{c,x}$ as a summation of resistances of all reduced layers (1 in the first step)
- repeat the steps 2 and 3 until the condition $(F_{c,1} + F_{c,x}) \geq T_{plus}$ is fulfilled
- decrease the thickness of the last layer, if needed, in order to obtain equilibrium of the forces (the temperature from the last step is used)

- calculate the final reduced concrete resistance F_{plus} as a summation of the not reduced layer with all reduced layers

If the condition is fulfilled **no reduction of the concrete strength** is needed and for determination of the sagging moment resistance $M_{fi,Rd}$ the following formula is used:

$$M_{fi,Rd} = T_{plus} \cdot (y_F - y_T)$$

with:

T_{plus} - taken as minimum of T_{plus} and F_{plus}

y_F - position of the compression force ($h_a + h_s - h_u/2$)

y_T - position of the tension force ($h_a/2$)

The bending moment resistance $M_{fi,Rd}$ in hogging regions is calculated according to EN 1994-1-2 Article 4.3.1. Article 4.3.4.3.3. For more information reference is made to EN 1994-1-2 Annex E2.

The modified compression resistance of the steel section F_{minus} is taken equal to the tension resistance T_{plus} given by EN 1994-1-2 Annex E1 (1). It is calculated with respect to the increased temperature in each of the parts. The implemented formula also takes into account the possible influence of vertical shear and its reduction factor (1-p) for the yield strength of the web.

The effective thickness of a composite slab h_{eff} is calculated according to EN 1994-1-2 Annex D4 (1), in the same way as for a sagging bending moment.

The tensile resistance of the reinforcement is calculated by the following formula:

$$T_{minus} = \frac{A_s \cdot k_{y,\theta,r} \cdot f_{yk,r}}{\gamma_{M,fi,s}}$$

with:

A_s - area of the provided longitudinal reinforcement

$f_{yk,r}$ - characteristic yield strength of the reinforcement

$\gamma_{M,fi,s}$ - partial safety factor for reinforcement under fire conditions

$k_{y,\theta,r}$ - reduction factor due to the temperature increase in reinforcement calculated at the position of h_{eff} ($d + d_l/2$) with the same temperature as in concrete at the reinforcement position

c_l - concrete cover of the longitudinal reinforcement

d_l - diameter of the longitudinal reinforcement

For the determination of the hogging moment resistance $M_{fi,Rd}$ the following formula is used:

$$M_{fi,Rd} = T_{minus} \cdot (y_F - y_T)$$

with:

T_{minus} - taken as minimum of T_{minus} and F_{minus}

F_{minus} - modified compression resistance of the steel section

y_F - position of the compression force ($h_a/2$)

y_T - position of the tension force ($h_{eff} - (c_l + d_l/2)$)

Any resistances of the ribbed part of the concrete and the steel sheeting are neglected. As given in EN 1994-1-1 Article 6.2.1.1 (4), the tensile resistance of the full concrete part is also neglected.

If the design bending moment M_{Ed} is greater than the given resistance $M_{fi,Rd}$, the status of this check is set to "Not OK" and the warning that "The bending moment resistance of the section is not adequate." is displayed.

Lateral torsional buckling resistance

The lateral torsional buckling resistance under fire conditions is given by 1993-1-2 Article 4.2.3.3 (4). A modified general case calculation of the reduction factor $\chi_{LT,fi}$ is given by EN 1993-1-2 Article 4.2.3.3 (5). An additional modification to the relative slenderness formula is given:

$$\lambda_{LT\theta,com,rel} = \lambda_{LT,rel} \cdot \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}}$$

with:

$\lambda_{LT,rel}$ - relative slenderness

$k_{y,\theta}$ - yield strength reduction factor due to the temperature increase in the section taken as minimum of $k_{y,\theta,f}$ and $k_{y,\theta,w}$

$k_{E,\theta}$ - E modulus reduction factor due to the temperature increase in the section taken as minimum of $k_{E,\theta,f}$ and $k_{E,\theta,w}$

The relative slenderness $\lambda_{LT,rel}$ is calculated according to the simplified method given by the Designers' guide to EN 1994-1-1, Article 6.4.3, (D6.14).

$$\lambda_{LT,rel} = 5 \cdot \left(1 + \frac{t_w \cdot h_s}{4 \cdot b_f \cdot t_f}\right) \cdot \left(\frac{h_s}{t_w}\right)^{0.75} \cdot \left(\frac{t_f}{b_f}\right)^{0.25} \cdot \left(\frac{f_y}{E_a \cdot C_4}\right)^{0.5}$$

with:

t_w - thickness of the web of the steel section

h_s - distance between the canters of the flanges of the steel section

t_f - thickness of the flange of the steel section

b_f - width of the flange of the steel section

f_y - yield strength of the steel section material

E_a - E modulus of the steel section material

C_4 - user input of load factor given by the Designers' guide to EN 1994-1-1, Appendix A

The reference verifies whether the cross-section meets the criteria for usage of this simplified method. The calculated value F , given by the equation (D6.15),

$$F = \left(1 + \frac{t_w \cdot h_s}{4 \cdot b_f \cdot t_f}\right) \cdot \left(\frac{h_s}{t_w}\right)^{0.75} \cdot \left(\frac{t_f}{b_f}\right)^{0.25}$$

is being compared with the limit value F_{lim} , defined by Appendix A, Table A.2 of the reference.

Table A.2. Limiting section parameter F_{lim} for uncased and web-encased sections

Nominal steel grade	S235	S275	S355	S420 and S460
F_{lim} , uncased	15.1	13.9	12.3	10.8

If the F_{lim} is greater than the calculated value F , a warning is displayed.

The LTB check is being performed when the design bending moment is negative; else it is assumed that a continuous restraint to the compression flange of the steel beam is provided by the shear studs, thus the beam is not susceptible to lateral torsional buckling.

If the design bending moment M_{Ed} is greater than the given resistance $M_{b,Rd}$, the status of this check is set to "Not OK" and the warning that "The lateral torsional buckling resistance of the section is not adequate." is displayed.

Longitudinal shear

Longitudinal shear is checked according to the EN 1994-1-1 Article 6.6.6. The contribution of the steel sheeting is neglected in this case.

The Designers' guide to EN 1994-1-1 Article 6.6.6 mentions the content of the EN 1994-1-1 Article 6.6.6.1(4) which indicates that the design longitudinal shear for the concrete slab should be "consistent with the design and spacing of the shear connectors". This implies that the resistance of the shear connection, rather than the design loading, determines the longitudinal shear. This approach is used for determination of the design shear flow:

$$v_{Ed} = n_r \cdot P_{fi,Rd} / (2 \cdot l_s \cdot h_f)$$

with:

n_r - number of studs in a single row

$P_{fi,Rd}$ - the resistance of one steel stud, taking into account the presence of steel sheeting and increase of the temperature due to the fire

l_s - distance between the shear studs in the direction of the beam

h_f - height of full concrete

The coefficient in the formula denominator represents the number of shear planes. If no adjacent member is found on either of the sides it would be replaced by a coefficient equal to 1.

Using formula 6.25 given by EN 1994-1-1 Article 6.6.6.4 (4), the minimum amount of transverse reinforcement is calculated and compared with the provided reinforcement. The angle of the concrete strut may be defined in the member data dialog and has to be within the limits for compressed flanges as defined by EN 1992-1-1 Article 6.2.4 (4). A value of 26.5° is used by default.

If the required reinforcement A_t is greater than the provided reinforcement $A_{t,prov}$, the status of this check is set to "Not OK" and the warning that "The transverse reinforcement of the section is not adequate." is displayed.

Crushing of the concrete flange

To prevent crushing of the compression struts in the flange, the condition given by the EN 1992-1-1 Article 6.2.4 (4) should be satisfied. The angle of the concrete strut may be defined in the member data dialog and has to be within the limits for compressed flanges as defined by the article. A value of 26.5° is used by default.

If the formula 6.22 given by the reference is not fulfilled, the status of this check is set to "Not OK" and the warning that "The crushing resistance of the concrete is not adequate." is displayed.

The check of crushing of the concrete flange is performed only in case of positive bending, i.e. when the concrete gets compressed.

SLS final stage

The serviceability check is performed only in case a serviceability combination is selected. It is independent of the ULS checks in order to provide to the user the possibility to select different combination for both ULS and SLS checks.

Vertical deflections

The effects of incomplete interaction are not taken into account and the effects of autogenous shrinkage are neglected according to EN 1994-1-1 Article 3.1 (4).

If any of the deflection check limits is set to zero in the composite setup, such deflection check is skipped, unity check set to 999 and a warning "Deflection limit is set to zero in composite setup, thus cannot be fulfilled." is displayed.

Total deflections

The check verifies the total vertical deflections w_{tot} with the calculated limit L/w_{limit} defined in the composite setup.

The total vertical deflections takes into account the camber defined in the composite setup. For the camber definition, user may select either "No camber" or input "Absolute value" of the camber, expected in the middle of the span. The camber is only taken into account for non-continuous span type. If the user defines the absolute value of camber on a span different than simply supported, the camber is neglected, value of camber set to zero and a warning that "Camber is neglected in moment-connected beams." is displayed. The camber in the section $w_{z, camber}$ is calculated according to the formula below, assuming parabolic shape of the deformation:

$$w_{z, camber} = \left(\frac{-4 \cdot camber_{max}}{L^2} \right) \cdot d_{x, span}^2 + \left(\frac{4 \cdot camber_{max}}{L} \right) \cdot d_{x, span}$$

with:

$camber_{max}$ - maximum camber in the middle of the span

L - length of the span

$d_{x, span}$ - distance from the start of the span to the section

The total vertical deflection in the section is calculated using formula below:

$$w_{tot} = ABS(w_{z, tot} + w_{z, camber})$$

with:

$w_{z, tot}$ - deflection caused by the total loading without camber

$w_{z, camber}$ - camber in the section

If the absolute value of the total vertical deformation w_{tot} is greater than the calculated limit, the status of this check is set to "Not OK" and a warning that "Total deflection is not adequate." is displayed.

Variable deflections

The check verifies the vertical deflections w_{var} caused by the variable loading with the calculated limit L/w_{limit} . The limit value for variable deflection may be defined in the composite setup.

If the absolute value of the variable vertical deformation w_{var} is greater than the calculated limit, the status of this check is set to "Not OK" and a warning that "Variable deflection is not adequate." is displayed.

Vibration check

The vibration check is based on publication of "Composite Structures according to Eurocode 4 - Worked Examples" published by Dujmović/Androić/ Lukačević in Zagreb, 2014.

The natural frequency is calculated by the formula below and compared with the limit value of 4Hz.

$$f = \frac{18}{\sqrt{w_{per}}}$$

with:

w_{per} - maximum deflection in millimetres caused by permanent loading

If the calculated natural frequency is smaller than limit value of 4 Hz, warning "Natural frequency check is not adequate." is displayed.

Staalbetoncontroles AISC 360-10

Beschikbare controles in SCIA Engineer 15

- AISC 360-10 ASD controles staalbetonliggers
 - Controle UGT bouwfase
 - Controle UGT eindfase
 - Controle BGT bouwfase (doorbuigingen)
 - Controle BGT eindfase (doorbuigingen)
- AISC 360-10 LFRD controles staalbetonliggers
 - Controle UGT bouwfase
 - Controle UGT eindfase
 - Controle BGT bouwfase (doorbuigingen)
 - Controle BGT eindfase (doorbuigingen)

Referenties

1. A. Samanta and M. Mukhopadhyay, Finite element static and dynamic analyses of folded plates, Engineering Structures, vol. 21, no. 3, pp. 277–287, 1999
2. David Wennberg, Per Wennhage and Sebastian Stichel, Orthotropic Models of Corrugated Sheets in Finite Element Analysis, ISRN Mechanical Engineering, Volume 2011, Article ID 979532, 2011
3. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, EN 1993-1-1:2005
4. Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, EN 1994-1-1: 2004
5. R. P. Johnson and D. Anderson, Designers' guide to EN 1994-1-1: Part 1.1 : General rules and rules for buildings, 2004
6. Rules for Member Stability in EN 1993-1-1, Background documentation and design gridlines, ECCS 119 Annex C, 2006