

Referentiehandleiding



1 • 2•Build

Deel 3:

**Berekenen conform de
Eurocodes**

Niets uit deze uitgave mag op enigerlei wijze worden verveelvoudigd en/of openbaar gemaakt zonder voorafgaande schriftelijke toestemming van de uitgever.

Bij aankoop van het programma **1•2•Build** verwerft de koper een licentie voor het gebruik ervan. Het is de gebruiker verboden deze licentie geheel of gedeeltelijk over te dragen aan derden zonder voorafgaande schriftelijke toestemming van de uitgever.

De uitgever is geenszins aansprakelijk voor eventuele fouten die het programma en/of deze handleiding nog zou kunnen bevatten en ziet af van elke verantwoordelijkheid voor schade die zou voortspruiten uit het al of niet verkeerd gebruik van het programma **1•2•Build** en/of deze handleiding.

1 Inhoud

1	INHOUD	3
2	DE EUROCODES	4
3	EUROCODE 1: ONTWERPGRONDSLAGEN EN ACTIES OP CONSTRUCTIES.....	6
	3.1 Het principe van de grenstoestanden	6
	3.2 Combinaties in de uiterste grenstoestand	9
	3.3 Combinaties in bruikbaarheidsgrenstoestand.....	11
4	EUROCODE 2: DIMENSIONERING VAN GEWAPEND BETON.....	12
	4.1 Het principe van de dimensionering	12
	4.2 Basishypothesen en materiaaleigenschappen voor de organische berekening.....	12
	4.3 Berekening in uiterste grenstoestand	14
	4.3.1 Bepaling van de langswapening: bezwijkgrenstoestand voor buiging en langskracht	14
	4.3.2 Bepaling van de dwarswapening: bezwijkgrenstoestand voor afschuiving (dwarskracht)	17
	4.3.3 Grenstoestand door vervorming van de draagconstructie (KNIK)	22
	4.4 Bruikbaarheidsgrenstoestanden	26
	4.4.1 Bruikbaarheidsgrenstoestand voor de spanningen	26
	4.4.2 Bruikbaarheidsgrenstoestand voor de scheurwijdte	27
	4.4.3 Bruikbaarheidsgrenstoestand voor de vervorming (doorbuiging)	30
5	EUROCODE 3: HET BEREKENEN VAN STAALSTRUCTUREN	36
	5.1 Inleiding	36
	5.2 Aandachtspunten bij staalstructuren	37
	5.3 Het materiaal Staal.....	38
	5.3.1 De verschillende staalkwaliteiten en hun karakteristieken.....	39
	5.3.2 Overzicht van de Genormaliseerde Staalkwaliteiten.	41
	5.4 Toleranties op de afmetingen	42
	5.5 Classificatie van de doorsneden.....	43
	5.5.1 De berekening van de effectieve karakteristieken van secties klasse 4	46
	5.6 Veiligheidscoëfficiënten toe te passen op materiaalkwaliteiten	47
	5.7 De globale elastische berekening van raamwerken	47
	5.7.1 Bruikbaarheidsgrenstoestand	48
	5.7.2 Uiterste grenstoestand.....	50

2 De Eurocodes

Dit deel 3 van de **1•2•Build** referentiehandleiding geeft de bijzonderste rekenregels met betrekking tot de Eurocodes weer.

Het spreekt vanzelf dat het rekenen volgens de Eurocodes nogal afwijkt van het elastisch berekenen van structuren. Bovendien dient het gezegd dat die normen zelf niet erg leesbaar zijn en het moeilijk is de structuur en achterliggende gedachten terug te vinden. Enige toelichting is dus op zijn plaats.

De opzet van de Eurocodes is een referentiedocument te vormen voor de verschillende Europese lidstaten met als doel te komen tot een grotere harmonie, enerzijds in de berekeningsmethodes tussen de verschillende lidstaten onderling, maar anderzijds ook in de berekeningsmethodes en veiligheidsniveaus bij het aanwenden van verschillende materialen, bouwmethodes en types van constructies.

De allereerste voorbereidingen voor het tot stand komen van de Eurocodes dateren reeds van 1980 en resulteerden in 1984 tot een eerste voorlopige formulering van enige Eurocodes.

In de verschillende lidstaten zijn of worden de Eurocodes ondertussen verwerkt in de nationale normen, de ene norm al getrouwer dan de andere, afhankelijk van lidstaat tot lidstaat. Zoals eerder aangehaald is het doel van de Eurocodes altijd geweest een referentiedocument te vormen dat leidt tot een grotere harmonisering van de verschillende nationale normen, maar tegelijkertijd moeten die Eurocodes ook ruimte laten aan de lidstaten om hier en daar rekening te houden met de specifieke omstandigheden binnen de lidstaat.

De vertaling van die specifieke omstandigheden naar op- en aanmerkingen bij de Eurocodes gebeurt in de zgn. NAD's (nationale toepassingsdocumenten). Bedoeling is te komen tot één norm voor alle lidstaten (Eurocode of EN), die voor iedere lidstaat aangevuld wordt met een eigen NAD. Concreet betekent dit in België bijvoorbeeld dat Eurocode 2 (officiële benaming ENV 1992) aangevuld met het NAD de nieuwe Belgische Betonnorm NBN B15-002 vormt.

In totaal worden 9 Eurocodes onderscheiden:

- Eurocode 1 Ontwerpgrondslagen en acties op constructies
- Eurocode 2 Ontwerp van betonnen constructies
- Eurocode 3 Ontwerp van stalen constructies
- Eurocode 4 Ontwerp van gemengde staal en beton constructies
- Eurocode 5 Ontwerp van houten constructies
- Eurocode 6 Ontwerp van metselwerk constructies
- Eurocode 7 Geotechnisch ontwerpen
- Eurocode 8 Ontwerpvoorzieningen voor aardbevingsbestendigheid
- Eurocode 9 Ontwerp van aluminium constructies

In het kader van dit deel 3 van de **1•2•Build** referentiehandleiding wordt verder ingegaan op de Eurocodes 1, 2 en 3.

3 EUROCODE 1: ontwerpgrondslagen en acties op constructies

In Eurocode 1 wordt de berekeningsbasis voor de analyse van de structuren uiteengezet, alsook de basiswaarden voor de verschillende lasten (eigengewichten van materialen, nuttige lasten, verkeerslasten, sneeuw, wind,...).

De veiligheid van een structuur wordt verzekerd door het principe van de grenstoestanden: de weerstand van het materiaal, onderschat via een veiligheidsfactor, dient steeds groter te zijn dan de uitgeoefende acties, overschat via een veiligheidsfactor.

3.1 Het principe van de grenstoestanden

Een *grenstoestand* is een toestand waarbij de constructie ophoudt de functie te vervullen die haar is toebedacht. We maken een onderscheid tussen twee soorten grenstoestanden: de *uiterste* grenstoestanden en de *bruikbaarheidsgrenstoestanden*.

De *uiterste grenstoestanden*, ook wel *bezwijktoestanden* genoemd, stemmen overeen met het *maximum van de draagcapaciteit*.

We onderscheiden:

- het verlies van het *statisch evenwicht* van een deel of het geheel van de constructie;
- de omvorming van het draagsysteem tot een *mechanisme*;
- grenstoestanden door *bezwijken* (of buitenmatig vervormen) van kritieke doorsneden:
 - . onder invloed van normaalspanningen (M of N)
 - . onder invloed van tangentiële spanningen (kleef, verankeringen, V, T, doorponen);

- grenstoestanden door *instabiliteit* (knik, kip, ...);
- grenstoestanden door *vermoeding*.

De *bruikbaarheidsgrenstoestanden* hebben betrekking op de *bruikbaarheid* van de constructie in normale omstandigheden en op de duurzaamheid. Zij worden bepaald met betrekking tot:

- het *scheuren*;
- de *vervorming*;
- *trillingen*.

Samen met het begrip grenstoestanden worden de begrippen *karakteristieke sterkte* en *karakteristieke belasting* ingevoerd. Zij drukken de onzekerheden in de materiaaleigenschappen en in de belastingen uit.

Voor de bepaling van de *rekenwaarden* worden op de karakteristieke waarden *veiligheidscoëfficiënten* toegepast.

Voor de belastingen (tabel 1) bedraagt de veiligheidscoëfficiënt 1,35 voor vaste en 1,5 voor veranderlijke lasten met ongunstig effect. Bij gunstig effect worden deze waarden 1,00 en 0,00.

	ongunstig effect	gunstig effect
permanente lasten	1,35	1,00
veranderlijke lasten	1,50	0,00

Tabel 1

De grondslagen voor een berekening in grenstoestanden kunnen we samenvatten in 3 stappen:

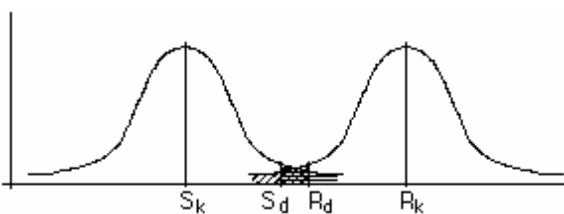
- 1) we vertrekken van de *karakteristieke waarden* van de materiaaleigenschappen en van de karakteristieke waarden van de belastingen; karakteristieke waarden worden steeds aangeduid met een index k: ..._k.
- 2) hierop worden *veiligheidscoëfficiënten* toegepast: de karakteristieke weerstandseigenschappen van het materiaal worden gedeeld door een veiligheidsfactor, m.a.w. de weerstand van het materiaal wordt veiligheidshalve *onderschat*; terwijl de karakteristieke waarden van de

lasten worden vermenigvuldigd met een veiligheidsfactor, m.a.w. de lasten worden veiligheidshalve *overschat*; de aldus bekomen waarden noemt men de *reken- of ontwerpwaarden* en worden aangeduid met een index d: ..._d.

3) er dient steeds voldaan te zijn aan de voorwaarde dat de rekenwaarde voortkomend uit de lasten, de rekenwaarde voortkomend uit de weerstand niet overtreft.

In tabel 2 wordt deze 3 stappen schematisch weergegeven.

Behalve onzekerheden op de waarden van de belastingen en van de weerstandskarakteristieken van de materialen spelen bij het bepalen van de combinaties ook de *combinatiefactoren* een rol. Deze drukken de waarschijnlijkheid op het voorkomen van verschillende belastingen tegelijkertijd uit en zijn bijgevolg enkel van toepassing op de veranderlijke lasten. De meest voorkomende combinatiefactoren worden gegeven in tabel 3.

Beschikbare gegevens	Belastingen S	Materialen R
Gekende statistische waarden - gemiddelde - variatiecoëfficiënt - karakteristieke	F_m δ_F $F_k = F_m \cdot (1 + 1,64 \cdot \delta_F)$ $F_{k'} = F_m \cdot (1 - 1,64 \cdot \delta_F)$	f_m δ_f $f_k = f_m \cdot (1 - 1,64 \cdot \delta_f)$
Invoering veiligheids-coëfficiënten: - rekenwaarden	$F_d = F_k \cdot \gamma_F$ $F_{d'} = F_{k'} \cdot \gamma_F$	$f_d = f_k / \gamma_m$
Nazicht voor verschillende doorsneden	$S_d = R_d$ 	

Tabel 2

Actie	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Nuttige last volgens categorie:			
A: woongebouwen	0.7	0.5	0.3
B: openbare gebouwen, kantoren,...	0.7	0.5	0.3
C: theaters, restaurants, winkels	0.7	0.7	0.6
D: stapelruimtes	1.0	0.9	0.8
Verkeerslasten volgens categorie:			
E: lichte voertuigen (= 30 kN en = 8 pers.)	0.7	0.7	0.6
F: middelmatige voertuigen	0.7	0.5	0.3
Sneeuw	0.6	0.2	0.0
Wind	0.6	0.5	0.0
Temperatuur	0.6	0.5	0.0

Tabel 3

3.2 Combinaties in de uiterste grenstoestand

✓ de fundamentele combinatie (UGT FC):

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

... k : karakteristieke waarden

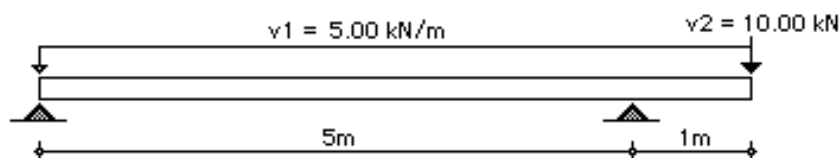
G en ... G : permanente lasten

Q en ... Q : veranderlijke lasten,

Q_1 de meest nadelige veranderlijke last

Opgelet:

De term 'combinatie' wekt verkeerdelijk de indruk als zou het slechts om één bepaald samenstel van lasten gaan, terwijl deze combinatie in feite veeleer een omhullende van verschillende samenstellen is.



Figuur 1

Bekijken we het voorbeeld uit fig. 1. De lasten v_1 en v_2 zijn beiden veranderlijke lasten, doch van verschillende oorsprong. Zo kan v_1 bv. te wijten zijn aan de nuttige last van de vloer die op de balk steunt, terwijl v_2 voortkomt van de sneeuwlast die op het dak aangrijpt dat op de uitkraging rust.

In de fundamentele combinatie zitten twee factoren die aanleiding geven tot een omhullende.

In de eerste plaats is de veiligheidsfactor γ voor éézelfde last niet gelijk voor alle plaatsen in de structuur. Zo zal bv. voor het veldmoment de last v_1 in het veld met een factor $\gamma = 1.5$ meegerekend worden en op de uitkraging met een factor $\gamma = 0.0$, terwijl voor het steunpuntmoment aan de uitkraging diezelfde last v_1 op de uitkraging met een factor $\gamma = 1.5$ dient verrekend te worden.

In de tweede plaats is de meest nadelige last niet dezelfde voor alle punten in de structuur. Zo zal voor het veldmoment de last v_1 de meest nadelige zijn, terwijl voor het steunpuntmoment de last v_2 ($M = 10 \text{ kNm}$) nadeliger is dan de last v_1 ($M = 2.5 \text{ kNm}$). Dit resulteert in het schema volgens tabel 4.

	v_1 in veld	v_1 op uitkraging	v_2
veldmoment	$\gamma = 1.50$ factor 1	$\gamma = 0.00$ factor 1	$\gamma = 0.00$ factor ψ_0
steunpuntmoment	$\gamma = 0.00$ of 1.50 factor ψ_0	$\gamma = 1.50$ factor ψ_0	$\gamma = 1.50$ factor 1

Tabel 4

Merk op dat in één combinatie de veiligheidscoëfficiënt die toegepast wordt op één lasttype (in ons voorbeeld v_1 of v_2) niet constant hoeft te zijn over de

hele structuur, terwijl de combinatiecoëfficiënt ψ_0 wel degelijk moet toegepast worden over de hele structuur.

3.3 Combinaties in bruikbaarheidsgrenstoestand

- ✓ zeldzaam aanwezige combinatie:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Merk op dat de zeldzaam aanwezige combinatie dezelfde vorm heeft als de fundamentele combinatie in de uiterste grenstoestand, met dien verstande dat de belastingscoëfficiënten γ nu deze van de bruikbaarheidsgrenstoestand zijn (1.0 of 0.0 naargelang ongunstig of gunstig effect, en derhalve niet expliciet vermeld in de formule). Ook hier zou de term omhullende een betere keuze zijn dan de term combinatie.

- ✓ quasi-permanente combinatie:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Alhoewel er hier geen onderscheid gemaakt wordt in de behandeling van de verschillende veranderlijke lasten (alle veranderlijke lasten worden slechts voor een fractie ψ_2 in rekening gebracht), krijgen we ook hier te maken met omhullenden omdat de belastingscoëfficiënt γ voor éénzelfde last niet noodzakelijk gelijk is voor alle plaatsen in de structuur.

4 EUROCODE 2: dimensionering van gewapend beton

4.1 Het principe van de dimensionering

Bij de dimensionering van gewapend betonconstructies is de te volgen werkwijze:

1. berekening in de uiterste grenstoestand:
 - bepalen van de nodige hoeveelheid langswapening
 - bepalen van de nodige hoeveelheid dwarswapening
 - eventueel kniknazicht

2. controle van de bruikbaarheidsgrenstoestanden:
 - beperken van de betondrukspanningen en de staalspanningen
 - beperken van de doorbuiging, rekening houdend met de scheurvorming
 - beperken van de scheurwijdtes.

4.2 Basishypothesen en materiaaleigenschappen voor de organische berekening

De organische berekening van gewapend beton is gesteund op enkele eenvoudige basishypothesen die overzichtelijk zijn samengevat in tabel 1.

Uiterste grenstoestand	Bruikbaarheidsgrenstoelstanden
Hypothese van Bernoulli: vlakke doorsneden blijven vlak na vervorming	
De betontreksterkte wordt <i>meestal</i> verwaarloosd.	
max. stuik beton:	lineair-elastisch gedrag;
$\epsilon_c < 3.5 \text{ ‰}$ voor buiging	verhouding van
$\epsilon_c < 2 \text{ ‰}$ voor druk	vervormingsmoduli van staal en
max. rek staal:	beton is een constante:
$\epsilon_s < 10 \text{ ‰}$	$E_s/E_c = \alpha = \text{cte.}$

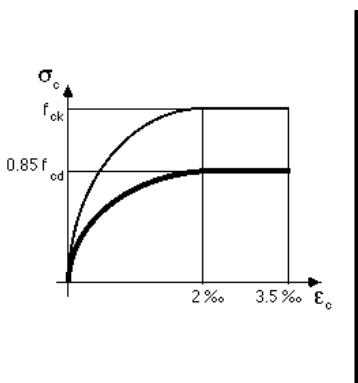
Tabel 1

Voor de spanning-rekdiagrammen voor beton en staal in de uiterste grenstoestand gelden resp. de diagrammen uit figuur 1 en 2 (karakteristieke diagrammen in gewone volle lijn, rekendiagrammen in vette volle lijn). Voor beton en staal bedraagt de materiaalcoëfficiënt respectievelijk 1,5 en 1,15:

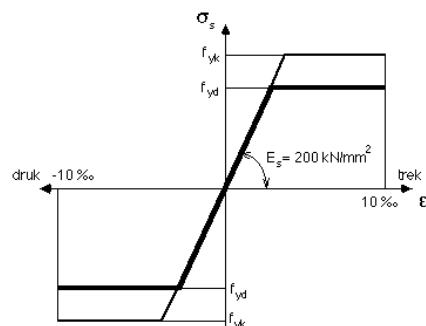
beton : $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$ met $\gamma_c = 1,5$

staal : $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ met $\gamma_s = 1,15$

De factor 0,85 op de rekenwaarde van de betonkwaliteit, brengt het effect van langdurige belastingen in rekening.



Figuur 1

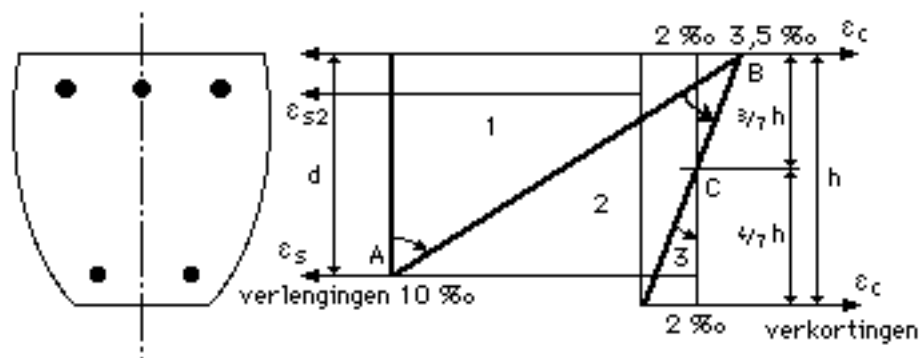


Figuur 2

4.3 Berekening in uiterste grenstoestand

4.3.1 Bepaling van de langswapening: bezwijkgrenstoestand voor buiging en langskracht

Uit deze basishypothesen volgt dat de verschillende mogelijke rekverdelingen kunnen onderverdeeld worden in drie gebieden, zoals aangeduid in figuur 3.



Figuur 3

Gebied 1 omvat alle rechten door het punt A en vertegenwoordigt de gevallen van enkelvoudige trek, weinig excentrische trek en enkelvoudige of samengestelde buiging. De gewapend beton-constructie bezwijkt er door uitputting van het staal.

In gebied 2 (rechten door B) bezwijkt de constructie door uitputting van het beton en zitten we in het geval van enkelvoudige of samengestelde buiging.

Gebied 3 tenslotte (rechten door C) vertegenwoordigt het geval van enkelvoudige druk of weinig excentrische druk, en de constructie zal er bezwijken door uitputting van het beton.

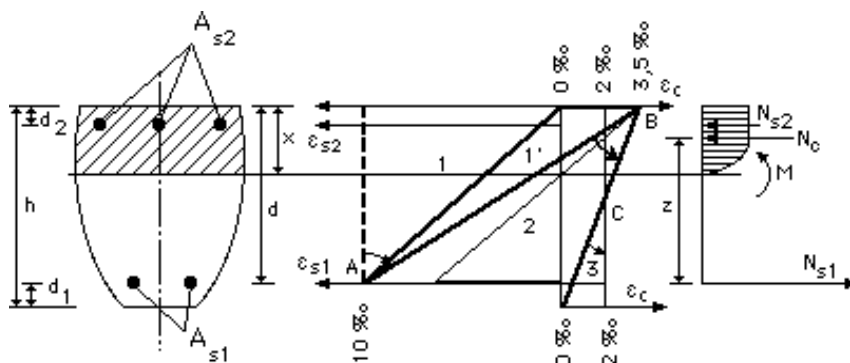
Voor normaalkrachten = $0.08 f_{ck} \times$ doorsnedeoppervlak mag het geval van samengestelde buiging door verwaarlozing van de normaalkracht herleid worden tot enkelvoudige buiging.

4.3.1.1 Enkelvoudige buiging

We vertrekken van een lineair vervormingsdiagram (zie figuur 4). Met behulp van de spanning-rek-diagrammen bepalen we de overeenkomstige spanningen. Deze spanningen resulteren in een normaalkracht N_R (= 0 voor enkelvoudige buiging) en een buigend moment M_R . We moeten dus steeds stellen dat de aangrijpende acties (index S) in evenwicht gehouden worden door de weerstandbiedende (R):

$$N_R = N_S = 0$$

$$M_R = M_S$$



Figuur 4

- d_1, d_2 : afstand van het zwaartepunt van de onder-, resp. bovenwapening, tot de onderste, resp. bovenste vezel
- d : nuttige hoogte = $h - d_1$
- x : hoogte van de gedrukte betonzone
- z : hefboomsarm van de inwendige druk- en trekkrachten

We hebben twee typen voorwaarden die steeds vervuld dienen te zijn:

✓ **de compatibiliteitsvoorwaarde:**

$$\epsilon_c / \epsilon_{s1} = x / (d-x)$$

✓ **de evenwichtsvoorwaarden:**

a. horizontaal evenwicht :

$$N_c + N_{s2} = N_{s1}$$

voor enkelvoudig gewapende doorsneden: $N_c = N_s$

b. *rotatie*-evenwicht :

$$N_{s1} = M / z$$

voor enkelvoudig gewapende doorsneden: $N_c = N_s = M / z$

Voor verschillende types van doorsneden leiden deze voorwaarden tot vergelijken en/of diagramma's die de berekening van de nodige wapening toelaten.

4.3.1.2 Samengestelde buiging

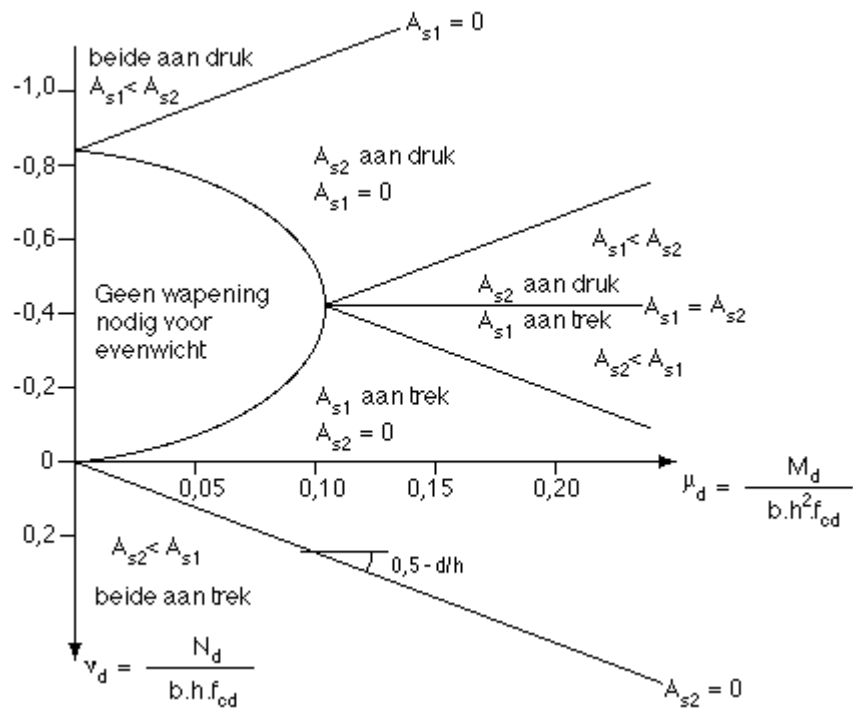
Op analoge wijze als voor het geval van enkelvoudige buiging, drukken we opnieuw de compatibiliteitsvoorwaarde en het horizontale en rotatie-evenwicht uit.

In de praktijk doet men veeleer beroep op zogenaamde "*interactie-diagrammen*". In deze diagrammen vindt men in abscis het buigend moment M_d en in ordinaat de normaalkracht N_d . Op dit assenstelsel worden krommen met gelijke wapenings-hoeveelheid A_{s1} uitgezet, voor vooraf vastgestelde waarden van A_{s2}/A_{s1} , $d_1/h = d_2/h$, f_{cd} en f_{yd} .

Het nadeel van deze interactiediagrammen is dat men op voorhand een keuze dient te maken voor de verhouding van A_{s2}/A_{s1} . In het geval van een grote normaalkracht met klein buigend moment, zal deze keuze eenvoudig zijn: $A_{s2}/A_{s1} = 1$.

In de andere gevallen wordt deze keuze echter niet eenvoudig en beschikt men bovendien niet altijd over het interactie-diagramma met die bepaalde verhouding.

Voor de bepaling van een goede verhouding A_{s2}/A_{s1} beschouwen we figuur 6.



Figuur 6

4.3.2 Bepaling van de dwarswapening: bezwijkgrenstoestand voor afschuiving (dwarskracht)

Bij het bepalen van de nodige hoeveelheid dwarskrachtwapening gelden volgende principes:

- een deel van de dwarskracht wordt opgenomen door de schuifweerstand van het beton, hierin geholpen door de aanwezige langwapening;
- het resterende deel dient opgenomen te worden door de dwarswapening.

4.3.2.1 Elementen zonder dwarswapening ($V_{sd} = V_{Rd1}$)

Voor *platen*, waarin geen dwarskrachtwapening voorzien wordt en de dwarsverdeling van de lasten verzekerd wordt door verdeelwapening,

gebeurt er enkel een controle van de drukspanningen in de betondrukschoren. Hierbij wordt gecontroleerd dat de rekenwaarde van de dwarskracht, V_{sd} , nergens de volgende twee waarden overschrijdt:

$$V_{sd} = V_{Rd1} = \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_l) \cdot b \cdot d \quad (1)$$

$$V_{sd} = V_{Rd2} = 1/2 v \cdot f_{cd} \cdot b \cdot 0,9 \cdot d \quad (2)$$

De eerste bovengrens controleert of we inderdaad geen dwarskrachtwapening behoeven. In (1) is

τ_{Rd} de rekenwaarde van de schuifweerstand van het beton in N/mm², bepaald door $\tau_{Rd} = 0,25 f_{ctk0.05} / \gamma_c$, met $f_{ctk0.05}$ de karakteristieke treksterkte van het beton ($= 0,7 \cdot 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$) en γ_c de veiligheidscoëfficiënt voor het beton;

$k = 1,6 - d = 1$ (d in m);

$\rho_l = A_s / (b \cdot d)$: het geometrisch wapeningspercentage van de langswapening; $< 0,02$

Alleen wapening die voldoende verankerd is voorbij de plaats waar de dwarskracht dient opgenomen te worden telt mee.

b de minimumbreedte van de doorsnede in mm;

d de nuttige hoogte in mm.

De tweede bovengrens controleert de spanning in de betondrukschoren. In (2) is

$$v = 0,7 - f_{ck} / 200 = 0,5 \quad (f_{ck} \text{ in N/mm}^2).$$

4.3.2.2 Elementen met dwarskrachtwapening

Voor *balken* wordt de dwarskrachtwapening bepaald d.m.v. de *standaardmethode* of de *veralgemeende methode*.

Vooreerst wordt er gecontroleerd of de spanning in de beton-drukschoren niet te groot wordt.

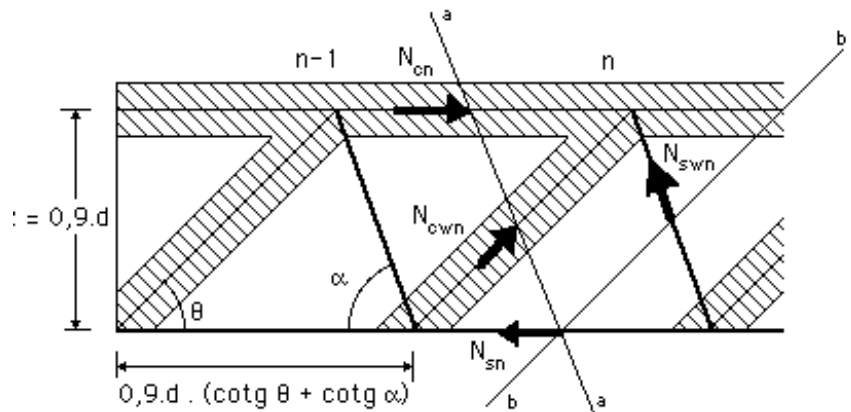
Voor de bepaling van de spanning in de beton-drukschoren, beschouwen we figuur 8. In deze figuur wordt het samenspel van het beton, de langswapening en de dwarsbeugels geschematiseerd als een vakwerk. In figuur 8 is

- α de hoek die de dwarswapening maakt met de horizontale;
- θ de hoek die de betondrukschoren maken met de horizontale.

In het meest algemene geval (veralgemeende vakwerktheorie) zijn de grenzen van θ bepaald door $0,5 < \cot \theta < 2$

In de klassieke vakwerkanalogie (vakwerkanalogie van Morsch) maken de betondrukschoren een hoek van 45° met de horizontale:

$$\theta = 45^\circ$$



figuur 8

$$\sigma_{cw} = V \cdot (1 + \cotg^2 \theta) / [b \cdot 0,9 \cdot d \cdot (\cotg \theta + \cotg \alpha)]$$

Nu wordt als bovengrens voor de spanning in de beton-drukschoren gesteld:

$$\sigma_{c wd} = v \cdot f_{cd},$$

zodat de bovengrens voor de dwarskracht gegeven wordt door:

$$V_{sd} = V_{Rd2} = v \cdot f_{cd} \cdot b \cdot 0,9 \cdot d \cdot (\cotg \theta + \cotg \alpha) / (1 + \cotg^2 \theta) \quad (3)$$

waarin de verschillende parameters dezelfde betekenis hebben als in (2).

In de *klassieke vakwerkanalogie* ($\theta = 45^\circ$) wordt (3) herleid naar:

$$V_{sd} = V_{Rd2} = 1/2 v \cdot f_{cd} \cdot b \cdot 0,9 \cdot d (1 + \cot \alpha) \quad (3')$$

Voor verticale beugels ($\alpha = 90^\circ$) worden (3) en (3') resp. herleid naar:

$$V_{sd} = V_{Rd2} = v \cdot f_{cd} \cdot b \cdot 0,9 \cdot d / (\tg \theta + \cotg \theta) \quad (3'')$$

$$V_{sd} = V_{Rd2} = 1/2 v \cdot f_{cd} \cdot b \cdot 0,9 \cdot d \quad (3''')$$

Deze laatste uitdrukking (3''') is precies de uitdrukking (2) voor elementen zonder dwarskrachtwapening.

In geval van elementen met dwarskrachtwapening wordt de totale capaciteit voor het opnemen van dwarskrachten bepaald door de bijdrage van het beton en van de dwarskrachtwapening:

$$V_{sd} = V_{rd} = V_{cd} + V_{wd}$$

Het gedeelte V_{cd} , dat de bijdrage van het beton voorstelt in de totale schuifweerstand van de doorsnede, wordt gegeven door:

$$V_{cd} = V_{Rd1}$$

waarin V_{Rd1} bepaald wordt door (1).

Het gedeelte V_{wd} dat voortvloeit uit de dwarskrachtwapening, wordt bepaald door:

$$V_{wd} = A_{sw/s} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\cotg \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (4)$$

In de *klassieke vakwerkanalogie* ($\theta = 45^\circ$) wordt (4) herleid naar:

$$V_{wd} = A_{sw/s} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (1 + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (4')$$

Voor verticale beugels ($\alpha = 90^\circ$) worden (3) en (3') resp. herleid naar:

$$V_{wd} = A_{sw/s} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot \cotg \theta \quad (4'')$$

$$V_{wd} = A_{sw/s} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \quad (4''')$$

De dwarskrachtwapening die uit bovenstaande formules (4), (4'), (4'') of (4''') resulteert, wordt indien nodig verhoogd tot het minimum wapeningspercentage ρ_w dat bepaald wordt door:

$$\rho_w = A_{sw} / (s \cdot b \cdot \sin \alpha) \quad (5)$$

In tabel 3 worden de verschillende waarden van r_w aangeduid in functie van de staal- en betonkwaliteit.

f_{ck} (in N/mm ²)	Staalkwaliteit		
	S 220	S 400	S 500
= 22,5	0,0016	0,0009	0,0007
22,5 - 37,5	0,0024	0,0013	0,0011
> 37,5	0,0030	0,0016	0,0013

Tabel 3

Behalve een minimum wapeningspercentage, stelt Eurocode 2 eveneens maximale horizontale tussenafstanden voor. Deze zijn functie van de solliciterende dwarskracht. De bovenwaarden s_1 en s_2 voor deze maximale horizontale tussenafstanden worden gegeven in tabel 4.

V_{sd}	s_1	s_2
= $1/5 V_{Rd2}$	0,8 d	300 mm
$1/5 V_{Rd2} - 2/3 V_{Rd2}$	0,6 d	300 mm
> $2/3 V_{Rd2}$	0,3 d	200 mm

Tabel 4

Wil men ook de scheurwijdte beperken tot 0,3 mm, dan dienen ook de bovengrenzen van tabel 5 gerespecteerd te worden.

$(V_{sd} - 3 V_{cd}) / (\rho_w b_w d)$ (N/mm ²)	s (mm)
= 50	300
50 - 75	200
75 - 100	150
100 - 150	100
150 - 200	50

Tabel 5

De bovenwaarden s_{1b} en s_{2b} voor de dwarse tussenafstand s_b tussen twee "benen" zijn eveneens functie van de solliciterende dwarskracht:

V_{sd}	s_{1b}	s_{2b}
$= 1/5 V_{Rd2}$	d	800 mm
$1/5 V_{Rd2} - 2/3 V_{Rd2}$	$0.6 d$	300 mm
$> 2/3 V_{Rd2}$	$0.3 d$	200 mm

Tabel 6

4.3.3 Grenstoestand door vervorming van de draagconstructie (KNIK)

Vooreerst wordt er een onderscheid gemaakt tussen ongeschoorde en geschoorde structuren en tussen schrankende en niet-schrankende structuren.

Geschoorde structuren zijn structuren met verstijvingselementen, die een hoge buig- en/of dwarsstijfheid bezitten en die geheel of gedeeltelijk zijn ingeklemd in de fundering. Deze verstijvingselementen moeten in staat zijn om alle op de structuur aangrijpende horizontale lasten op te nemen en over te brengen naar de fundering en tevens de stabiliteit te verzekeren van de geschoorde onderdelen.

Structuren zonder zo'n verstijvingselementen worden geklassificeerd als *ongeschoord*.

Structuren waarvoor de invloed van de knoopverplaatsingen op de inwendige krachten (M, N, V) kan verwaarloosd worden, noemt men *niet-schrankende structuren*.

De invloed van het 2° orde effect wordt als verwaarloosbaar beschouwd wanneer de toename van de snedekrachten niet meer dan 10 % bedraagt van de 1° orde resultaten; in de praktijk kan men zich beperken tot de controle van de toename van de buigende momenten M. Is de toename meer dan 10 % dan wordt de constructie beschouwd als *schrankend*.

Voor ongeschoorde raamwerken en schrankende raamwerken moet de structuur steeds als geheel behandeld worden.

Kolommen uit geschoorde raamwerken (met stijve kern) of uit niet-schrankende raamwerken mogen als afgezonderd (geïsoleerd) element behandeld worden.

Wordt de structuur in zijn geheel behandeld, dan worden de effecten van eventuele onvolmaaktheden in rekening gebracht via een scheefstand v gegeven door:

$$v = 1 / (100 \cdot \sqrt{L})$$

Hierin is L de totale hoogte van de bouwconstructie in m.:

= 1/400 als 2° orde verwaarloosbaar (toename < 10%)

= 1/200 als 2° orde NIET verwaarloosbaar (toename = 10%).

Voor bouwwerken met meerdere doorlopende verticale bouwdelen kan deze scheefstelling eventueel gereduceerd worden met een factor α_n gegeven door:

$$\alpha_n = \sqrt{\frac{1+n}{2}}$$

Hierin is n het aantal doorlopende verticale bouwdelen.

Voor elke kolom wordt de effectieve lengte l_0 bepaald door

$$l_0 = \beta l_{col}$$

Hierin is

β coëfficiënt afhankelijk van de knoopvoorwaarden (inklemmingsgraden), af te lezen uit een nomogram in de norm (één voor schrankende en één voor niet-schrankende raamwerken) – deze coëfficiënt (en bijgevolg ook de kniklengte van de staaf) wordt door **1•2•Build** automatisch berekend (zie deel 1 van deze referentiehandleiding)

Vervolgens bepaalt men de slankheidsgraad λ :

$$\lambda = l_0 / i$$

Hierin is i de traagheidsstraal van de doorsnede: $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$

Geïsoleerde kolommen worden beschouwd als *slank* indien volgende grenzen worden overschreden:

$$\lambda = 15 / \sqrt{v_u}$$

en

$$\lambda = 25$$

waarbij n_u bepaald wordt door:

$$v_u = \frac{N_{sd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Is de kolom NIET slank dan is GEEN 2° orde berekening nodig en kan de kolom eenvoudig gedimensioneerd worden met de 1° orde resultaten; er dient uiteraard wel rekening gehouden te worden met een toevallige excentriciteit $e_a = v \cdot l_0 / 2$.

Is de kolom wel *slank* dan vergelijken we de slankheid met de kritieke slankheids-graad λ_{crit} , gegeven door:

$$\lambda_{crit} = 25 \cdot (2 - e_{01} / e_{02})$$

$$\lambda < \lambda_{crit}$$

Er is geen berekening 2° orde nodig op voorwaarde dat er geen dwarse belastingen op de kolom aangrijpen. De uiteinden worden dan gedimensioneerd voor:

$$N_{Rd} = N_{sd}$$

en

$$M_{Rd} = N_{sd} \cdot h / 20.$$

h is de hoogte van de doorsnede.

$$\lambda = \lambda_{\text{crit}}$$

Een berekening 2° orde dringt zich op.

Voor de zwaarst belaste doorsnede kan de in rekening te brengen totale excentriciteit e_{tot} worden bepaald door:

$$e_{\text{tot}} = e_e + e_a + e_2$$

Hierin is

e_e : equivalente excentriciteit bepaald door

$$\begin{aligned} e_e &= 0.6 e_{02} + 0.4 e_{01} \\ &= 0.4 e_{02} \end{aligned}$$

e_{01} en e_{02} zijn de eerste-orde excentriciteiten
($e_0 = M_{\text{sd}} / N_{\text{sd}}$) aan de uiteinden van de staaf,
met $|e_{01}| = |e_{02}|$ en $e_{02} = 0$

e_a : toevallige excentriciteit = $v \cdot l_0 / 2$

e_2 : 2° orde excentriciteit

Deze 2° orde excentriciteit kan voor rechthoekige en cirkelvormige kolommen met de methode van de Modelkolom worden bepaald op voorwaarde dat $\lambda < 140$ en $e_0 = 0.1 h$:

$$e_2 = K_1 (l_0^2 / 10) (1/r)$$

met

$$\begin{aligned} K_1 &= \lambda / 20 - 0.75 \quad \text{voor } 15 = \lambda = 35 \\ &= 1 \quad \text{voor } \lambda = 35 \end{aligned}$$

1/r: de kromming in de beschouwde kritieke doorsnede

Deze kromming mag eventueel benaderd worden door

$$1/r = \frac{f_{yd}}{0.45 \cdot d \cdot E_s}$$

4.4 Bruikbaarheidsgrenstoestanden

4.4.1 Bruikbaarheidsgrenstoestand voor de spanningen

Om te beletten dat er te grote langsscheuren zouden ontstaan ten gevolge van overdreven betondrukspanningen dienen deze *betondrukspanningen* beperkt te worden:

- onder de *zeldzaam aanwezige combinaties* :

$$\text{enkel voor Milieuklasse 3 of 4 : } \sigma_c = 0.6 f_{ck}$$

(vochtig milieu, met vorst en strooizout, en zeewatermilieu)

- onder de *quasi-permanente combinaties* : $\sigma_c = 0.45 f_{ck}$

Deze beperking wordt opgelegd omdat bij grotere betonspanningen het kruipeffect belangrijk wordt en niet meer voldoende benaderd wordt door het invoeren van een effectieve elasticiteitsmodulus a.d.h.v. de kruipcoëfficiënt:

$$E_{c,eff} = E_{cm} / (1 + \phi(t, t_0))$$

E_{cm} is de secans-elasticiteitsmodulus van beton, bepaald door de uitdrukking $E_{cm} = 9,5 \cdot (f_{ck} + 8)^{1/3}$

De berekening van de spanningen in de bruikbaarheidsgrenstoestand komt overeen met een *elastische berekening*. Voor de E-modulus van beton dient rekening te worden gehouden met eventuele krimp- en kruipeffecten. Bij de berekening van de betondrukspanningen mag voor de verhouding van de E-modulus van staal (200.000 N/mm²) t.o.v. deze van beton de waarde 15 aangenomen worden: $\alpha = E_s/E_c = 15$

Naast de betonspanningen dienen ook de staalspanningen beperkt te worden om te verhinderen dat er te wijd openstaande scheuren zouden ontstaan:

- onder zeldzaam aanwezige combinaties: $\sigma_s = 0.8 f_{yk}$

4.4.2 Bruikbaarheidsgrenstoestand voor de scheurwijdte

Opmerking vooraf: volgende beschrijving is louter informatief. **1•2•Build** berekent steeds de elastische doorbuiging rekening houdend met de volledige betondoorsnede. **1•2•Build** houdt dus geen rekening met de graad van gescheurdheid van de betondoorsneden en laat dus ook niet toe om scheurwijdtes te berekenen. Dergelijke meer geavanceerde berekeningen zijn wel mogelijk met rekenproducten zoals ConCrete en PowerPlate.

Om scheurvorming tengevolge van belemmering van opgelegde vervormingen te beheersen, geldt volgende praktische rekenregel voor de wapening A_s :

$$A_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,ef} \cdot A_{ct} / \sigma_s$$

- waarin $k_c = 1$ voor enkelvoudige trek
 $= 0,4$ voor enkelvoudige buiging
- $k = 0,8$
- $f_{ct,ef} =$ effectieve treksterkte op het ogenblik van de eerste scheurvorming;
kan worden bepaald als $f_{ctk0,95}$ gebaseerd op de druksterkte op het ogenblik van de eerste scheurvorming: $f_{ctk0,95} = 1,3 \cdot 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$,
indien de eerste scheurvorming niet optreedt binnen de 28 dagen wordt aangeraden om $f_{ct,ef} = 3 \text{ N/mm}^2$
- $A_{ct} =$ betonoppervlak in de trekzone
- $\sigma_s =$ max. toegestane spanning direct na het ontstaan van de eerste scheur, mag gelijk genomen worden aan de vloeigrens f_{yk}

Voor de beperking van de scheurwijdte zelf laat de norm twee wegen open: ofwel bepaalt men de rekenwaarde van de scheurwijdte via een

(omslachtige) berekening ofwel houdt men zich strikt aan enkele praktische regels die opgesteld werden voor een maximale scheurwijdte van 0.3 mm.

De rechtstreekse berekening van de rekenwaarde van de scheurwijdte w_k dient steeds te gebeuren onder de *quasi-permanente combinatie* a.d.h.v. volgende formule:

$$w_k = \beta s_{rm} \varepsilon_{rm}$$

met $\beta = 1,7$ (scheurvorming door belasting)

ε_{rm} de gemiddelde rek

$$= \sigma_s / E_s [1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2]$$

met

σ_s = spanning in de trekwapening in de gescheurde doorsnede

σ_{sr} = spanning in de trekwapening in de gescheurde doorsnede, onder de belasting die de eerste scheurvorming veroorzaakt

$\beta_1 = 1,0$ (staven met verbeterde hechting)

$\beta_2 = 0,5$ (langdurige belastingen).

s_{rm} gemiddelde eindwaarde van de scheurafstand

$$= 50 + 0,25 k_1 k_2 \emptyset / \rho_r$$

met

$k_1 = 0,8$ (geribde staven)

$k_2 = 0,5$ voor buiging

$= 1,0$ voor zuivere trek

$= (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / (2 \varepsilon_1)$ excentrische trek

\emptyset de gemiddelde staafdiameter (mm)

ρ_r de effectieve wapeningsverhouding

$= A_s / A_{ceff}$ met A_{ceff} de effectief getrokken doorsnede:

$$= 2,5 \cdot (h - d)$$

$$= (h - x) / 3$$

Deze scheurwijdte dient voor Milieuklasse 2 tot 4 beperkt te worden tot 0.3 mm:

$$w_k = 0.3 \text{ mm}$$

Wenst men geen rechtstreekse berekening van de scheurwijdte uit te voeren, dan dienen de in tabel 7 vermelde waarden voor de maximale diameter en de maximale tussenafstand gerespecteerd te worden.

σ_s (N/mm ²)	max. diameter (mm)	max. afstand (mm)	
		buiging	trek
160	32	300	200
200	25	250	150
240	20	200	125
280	16	150	75
320	12	100	-
360	10	50	-
400	6	-	-
450	8	-	-

Tabel 7

De waarde voor de max. diameter mag eventueel verhoogd worden met een factor β gegeven door

$$\beta = \frac{h}{10 \cdot (h - d)}$$

We herinneren eraan dat om de scheurwijdte ingevolge dwarskracht voldoende te beheersen, de waarden uit tabel 5 op p. 21 dienen gerespecteerd te worden.

Om constructieve redenen dient de langswapening bovendien ook volgende regels te respecteren:

$$A_s = 0,6 \cdot b \cdot d / f_{yk}$$

$$= 0,0015 \cdot b \cdot d$$

$$= 0,04 A_c$$

Voor balken met een hoogte $h > 1$ m dient men huidwapening te voorzien, bepaald door:

$$A_s = k_c \cdot 0,5 \cdot f_{ct,ef} \cdot A_{ct} / f_{yk}$$

waarin de verschillende parameters dezelfde waarden hebben als in de formule hogerop.

De in tabel 7 vermelde waarden voor maximale diameter en maximale tussenafstand blijven eveneens geldig voor de lijfwapening, met dien verstande dat men voor de staalspanning σ_s de helft van de waarde in de hoofdwapening aanneemt:

$$\sigma_s = 1/2 \cdot \sigma_{s,hoofdwapening}$$

4.4.3 Bruikbaarheidsgrenstoestand voor de vervorming (doorbuiging)

Opmerking vooraf: volgende beschrijving is louter informatief. **1•2•Build** berekent steeds de elastische doorbuiging rekening houdend met de volledige betondoorsnede. **1•2•Build** houdt dus geen rekening met de graad van gescheurdheid van de betondoorsneden. Dergelijke meer geavanceerde berekeningen zijn wel mogelijk met rekenproducten zoals ConCrete en PowerPlate.

Bij de berekening van de doorbuiging dient rekening te worden gehouden met de scheurvorming, aangezien de scheuren de stijfheid van de doorsneden in belangrijke mate reduceren.

Allereerst bepalen we het *scheurmoment*:

$$M_r = f_r \cdot W$$

met

f_r een oordeelkundig gekozen waarde van de betontreksterkte; bij gebrek aan meer precieze gegevens mag hiervoor de

gemiddelde treksterkte, berekend op basis van de druksterkte, aangenomen worden:

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

W het weerstandsmoment van de ongescheurde fictieve betondoorsnede.

Om te bepalen waar er scheurvorming optreedt, wordt de momentenlijn M_{zc} onder de *zeldzaam aanwezige combinaties* vergeleken met het scheurmoment M_r : zones waar $M_{zc} > M_r$ zijn zones met scheurvorming, de andere zijn zones zonder scheurvorming.

In *zones met scheurvorming* ($M_{zc} > M_r$) zijn lang niet alle doorsneden gescheurd; vandaar dat er een *gemiddelde kromming* $1/r$ berekend wordt:

$$1/r = (1 - \chi) 1/r_1 + \chi 1/r_2$$

met

$1/r_1$ de kromming in een ongescheurde doorsnede
= M/EI_1

$1/r_2$ de kromming in een volledig gescheurde doorsnede
= M/EI_2

$$\chi = 1 - \beta_1 \beta_2 (M_r/M_{zc})^2$$

Hierin is

$\beta_1 = 1,0$ (staven met verbeterde hechting),

$\beta_2 = 1,0$ voor éénmalige, kortstondige belastingen.

= 0,5 voor langdurige en/of herhaalde belastingen.

M het rekenmoment in de te beschouwen gebruiksgrenstoestand (meestal quasi-permanente combinatie, zie verder)

E de elasticiteitsmodulus voor het beton

I_1 het traagheidsmoment van de ongescheurde fictieve betondoorsnede, bestaande uit de volledige betondoorsnede vermeerderd met α ($= E_s / E_c$) maal de vereiste wapeningssectie.

I_2 het traagheidsmoment van de gescheurde fictieve betondoorsnede, bestaande uit het gedrukte deel van de betondoorsnede vermeerderd met α maal de vereiste wapeningssectie.

In zones zonder scheurvorming ($M_{zc} = M_r$) zijn alle doorsneden ongescheurd en wordt de kromming $1/r_1$ toegepast.

Door integratie van de krommingen ($1/r$ in zones met scheurvorming, $1/r_1$ in zones zonder scheurvorming) bekomt men de doorbuiging.

De doorbuiging onder de *quasi-permanente combinatie* dient beperkt te worden tot $1/250$ van de overspanning ($1/125$ voor uitkraging):

$$\begin{aligned} u_{\max} &= l / 250 \\ &= l / 125 \text{ (uitkraging)} \end{aligned}$$

Door toepassing van een tegenpijl kan de doorbuiging geheel of gedeeltelijk worden gecompenseerd. Een tegenpijl toepassen kan gebeuren door het element vooraf een 'omgekeerde' doorbuiging te geven. Het doorbuigen onder de lasten resulteert dan in het ideale geval in een recht element. De grenzen voor deze tegenpijl zijn in absolute waarde dezelfde als deze die aan de doorbuiging opgelegd worden.

Als doorbuiging schade kan veroorzaken aan *scheidingswanden*, afwerking, enz. is het raadzaam de doorbuiging die veroorzaakt wordt na plaatsing van die elementen te beperken tot

$$\begin{aligned} u_{\max} &= l / 500 \\ &= l / 250 \text{ (uitkraging)} \end{aligned}$$

De doorbuiging veroorzaakt na plaatsing dient geïnterpreteerd te worden als de *toename* van de doorbuiging na plaatsing. Daar de beperking die hier gesteld wordt uit een schade-eis en niet uit een comfort-eis komt, moet deze beperking wel opgelegd worden aan de (toename van de) doorbuiging onder de *zeldzaam aanwezige* combinaties (deze beperking opleggen aan de quasi-permanente combinatie volstaat dus niet).

Bij de berekening van de doorbuiging dient er bovendien rekening te worden gehouden met de kruip van het beton. Deze kan in rekening worden gebracht door het invoeren van een zgn. effectieve modulus $E_{c,eff}$ bepaald door:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi(t, t_0)}$$

waarin $\phi(t, t_0)$ de kruipcoëfficiënt voorstelt. t_0 stelt de ouderdom van het beton voor bij het aanbrengen van de belasting en t de ouderdom waarop men de doorbuiging beschouwt.

Waarden voor $\phi(8, t_0)$ worden gegeven in tabel 8.

Ouderdom bij belasting t_0 (dagen)	Fictieve afmeting $2 A_c / u$ (in mm)					
	50	150	600	50	150	600
	Droge atmosfeer (binnen) (RH = 50 %)			Vochtige atmosfeer (buiten) (RH = 80 %)		
1	5.5	4.6	3.7	3.6	3.2	2.9
7	3.9	3.1	2.6	2.6	2.3	2.0
28	3.0	2.5	2.0	1.9	1.7	1.5
90	2.4	2.0	1.6	1.5	1.4	1.2
365	1.8	1.5	1.2	1.1	1.0	1.0

Tabel 8

Wanneer we de doorbuigingsberekening nader bekijken, zien we dat er nogal wat parameters een belangrijk effect op het eindresultaat hebben, maar dat de waarde, die we aan deze parameters moeten geven, niet altijd even duidelijk is.

Meer bepaald denken we hierbij aan:

- de treksterkte f_r ;
- de coëfficiënt β_2 ;
- de kruipcoëfficiënt $\phi(t, t_0)$

Voor de treksterkte f_r bestaat er min of meer een consensus om hiervoor de gemiddelde treksterkte $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$ te nemen.

Toch hebben proeven in het Laboratorium Magnel van de Universiteit Gent aangetoond dat de berekende doorbuiging met de aanname van deze treksterkte de werkelijk gemeten doorbuiging overstijgt.

Aangezien de coëfficiënt β_2 enkel en alleen voor éénmalige, kortstondige belastingen gelijk aan 1,0 mag genomen worden en voor herhaalde of langdurige belastingen 0,5 dient genomen te worden, wordt er voorgesteld om deze coëfficiënt in de praktijk steeds 0,5 te nemen. Immers, noch de vaste lasten, noch de gebruikslasten hebben een éénmalig, kortstondig karakter.

Bedenking :

Aangezien deze coëfficiënt β_2 toegepast wordt op het moment onder zeldzame combinatie $M_{Z.C.}$ zou men nochtans kunnen opteren voor een waarde gelegen tussen 0,5 en 1,0 a.d.h.v. een gewogen gemiddelde :

$$\beta_2 = \frac{M_{Q.-P.} \cdot 0.5 + (M_{Z.C.} - M_{Q.-P.}) \cdot 1.0}{M_{Z.C.}}$$

$M_{Z.C.}$ is het moment onder zeldzaam aanwezige combinaties, $M_{Q.-P.}$ onder quasi-permanente combinaties.

De kruipcoëfficiënt $\phi(t, t_0)$ wordt bepaald a.d.h.v. tabel 8. Vermits de totale belasting praktisch altijd in verschillende stappen aangrijpt, moet in principe de doorbuiging ook in verschillende stappen berekend worden : voor iedere nieuwe belastingstoename geldt een nieuwe kruipcoëfficiënt, zodat de berekening al vlug vrij complex wordt. Voor een belasting ($p_1 + p_2$), welke in 2 tijden aangebracht wordt (p_1 op ouderdom t_1 en p_2 op ouderdom t_2), dient de uiteindelijke doorbuiging u_8 ($t = 8$) als volgt te worden berekend :

$$u_8 = u_1 + u_2$$

met :

u_1 de doorbuiging op tijdstip t_2 (ogenblik van aanbrengen van de tweede last p_2) onder de last p_1 :

toe te passen E-modulus : $E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi(t_2, t_1)}$

toe te passen scheurvorming : bepaald door p_1

u_2 de bijkomende doorbuiging t.g.v. ($p_1 + p_2$) vanaf tijdstip t_2 tot tijdstip 8 :

toe te passen E-modulus : $E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi(\infty, t_2)}$

toe te passen scheurvorming : reeds bestaande scheurvorming + bepaald door ($p_1 + p_2$)

Om de berekeningen niet al te complex te maken stellen wij daarom voor volgende waarden te gebruiken voor de meest courante gevallen :

$$f_r = f_{ctm}$$

$$\beta_2 = 0,5$$

$$\phi(t, t_0) \text{ zódanig dat } E_{c,\text{eff}} = E_s / 15$$

De voorgestelde waarde $\phi(t, t_0)$ kan op het eerste gezicht misschien nogal klein lijken, bedenk dan echter dat de waarden voor f_r en β_2 de doorbuiging nogal overschatten. De voorgestelde waarde is niet zomaar willekeurig : voor het beperken van de spanningen hebben we ook de waarde 15 aangenomen voor verhouding van de E-moduli van staal t.o.v. beton.

5 EUROCODE 3: het berekenen van staalstructuren

5.1 Inleiding

Sinds haar introductie is Eurocode 3 een sterk vernieuwende reglementering geweest. De rekenregels zijn erg gedetailleerd en er worden pertinente noties en classificaties doorgevoerd (onder andere met betrekking tot de classificatie van de secties).

De berekenaar krijgt de keuze tussen verschillende alternatieve berekeningswijzen, al naargelang de aard van de structuur, de berekeningsstrategie en de nagestreefde nauwkeurigheidsdoelstellingen: elastische of plastische berekening, eerste of tweede ordeberekening, ... Niet al deze mogelijkheden worden met **1•2•Build** ondersteund, maar we geven er de voorkeur aan het globale kader te schetsen met aanduiding van de mogelijkheden die effectief worden geboden door **1•2•Build**.

Het geheel steunt op een semi-probabilistische grondslag, die dan aanleiding geeft tot een voldoende zekerheid en veiligheid met betrekking tot het gedrag van de constructie. Maar die tevens de basis vormt tot een groot aantal formules voor het berekenen van de weerstand.

Eurocode 3 is in elk geval een document dat meer leesbaar kon opgesteld worden: de structuur is allesbehalve duidelijk en de formules staan bol van de indices en zijn ook daardoor moeilijk leesbaar. Het werk is te theoretisch, onderstelt een onbeperkte rekencapaciteit van de gebruiker (al dan niet bijgestaan door computerprogramma's) en gaat voorbij aan de benaderingen en de praktische beslommeringen die de dagelijkse realiteit van de studiebureaus en de aannemers vormen.

In de eerste plaats beogen we de structuur van Eurocode 3 in kaart te brengen. Het schema dat we opbouwen vormt de ruggegraat vanaf waar het eigenlijke Eurocode 3 document leesbaar wordt en de verschillende hoofdstukken hun plaats vinden in het bredere verhaal.

Andere auteurs hebben reeds artikels en boeken geschreven in deze zin, volgende werken verdienen in ieder geval geconsulteerd te worden:

- ✓ *Calcul des structures métalliques selon l'Eurocode 3*
auteur: Jean Morel
Editions Eyrolles, 1994, ISBN 2-212-11819-8
- ✓ *L'Analyse élastique des ossatures au moyen de l'Eurocode 3*
auteurs: Marc Braham & Eric Lascrompes
Construction Métalliques n° 4-1992
Centre Technique Industriel de la Construction Métallique
- ✓ *Design handbook according to Eurocode 3 for braced or non-sway steel buildings.*
auteurs: Ph. Chantrain, Y. Conan & Th. Mauer
Profil Arbed Recherches

Volgende werken zijn uitgegeven door het ECCS - Advisory Committee 5. Ze verschaffen een beknopte weergave van de Eurocode 3 rekenregels en een aantal rekenvoorbeelden :

- ✓ *Essentials of Eurocode 3. Design Manual for Steel Structures in Building.*
- ✓ *Examples to Eurocode 3.*
uitgever: European Convention for Structural Steelwork (ECCS)
Avenue des Ombrages, 32/36 bte 20
1200 Brussel.

De Eurocode 3 zelf vindt u bij het Belgisch Instituut voor Normalisatie.

5.2 Aandachtspunten bij staalstructuren

In vergelijking met constructies in gewapend beton, is bij metaalstructuren een bijzondere aandacht vereist voor volgende punten :

- ✓ de verbindingen (met bouten of lassen). Te zwakke verbindingen kunnen plots breken en de aanleiding zijn van het instorten van een structuur.
- ✓ elastische instabiliteit: knikken, laterale torsieknik, lokale knik. Deze verschijnselen vergroten in belangrijke mate de spanningen, mede door de slanke uitvoering van staalstructuren.

De voordelen van staalstructuren t.o.v. betonstructuren zijn :

- ✓ Mogelijkheid tot prefabricatie, op een snelle en nauwkeurige manier; eenvoudige montage; gemakkelijk transport, gezien het lage gewicht.
- ✓ De mechanische karakteristieken : de grote treksterkte laat grote overspanningen toe en het plastisch gedrag biedt een grote veiligheid.
- ✓ Het plastisch gedrag en de gelijke druk- en treksterkte waarborgen ook een hoge bestendigheid tegen aardbevingen.
Gemakkelijk kunnen aanpassen van een staalstructuur.
- ✓ Onbeperkte architecturale mogelijkheden.

De nadelen:

- ✓ Knik-gevoeligheid.
- ✓ Geringe brandweerstand.
- ✓ Nood aan onderhoud tegen corrosie.

5.3 Het materiaal Staal.

Staal bestaat hoofdzakelijk uit ijzer en een kleine hoeveelheid koolstof (meestal < 1 %).

Hoe groter het koolstof gehalte, hoe harder het staal. Het meeste constructiestaal is zacht staal met een koolstofgehalte < 0.3 %.

De meeste bij staalconstructies gebruikte secties zijn warmgevormde profielen. Hun afmetingen zijn gestandaardiseerd en terug te vinden in tabellen (IPE, IPN, HEA, ...).

Bij warmgevormde profielen ontstaan in de afkoelingsfase restspanningen in verschillende zones, deze spanningen zijn afkomstig van het ongelijkmatig afkoelen van de profielen : ter plaatse van de aansluiting van lijf en flens koelt een H-profiel trager af. Deze spanningen heten residuele spanningen

en kunnen oplopen tot 30% en meer van de elastische grensspanning (vloeispanning).

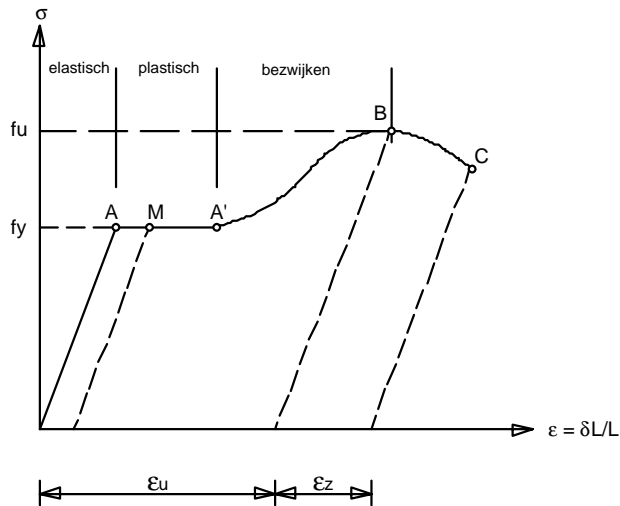
Een thermische nabehandeling (herhaaldelijk opwarmen en afkoelen binnen een vast temperatuur spectrum) heft deze residuele spanningen grotendeels op.

5.3.1 De verschillende staalkwaliteiten en hun karakteristieken.

De bijzonderste staalkarakteristieken:

- ✓ de elasticiteitsmodulus E
- ✓ de coëfficiënt van Poisson
- ✓ de vloeispanning
- ✓ de breukspanning
- ✓ de rek bij breuk

kunnen bepaald worden aan de hand van een destructieve trekproef. Een cilindervormige staaf wordt hierbij onderworpen aan trekkracht tot breuk optreedt. Het typisch spanning-rek diagramma ziet er als volgt uit:



Het is opgedeeld in vier zones.

1. De elastische zone.

De bekomen verlengingen zijn proportioneel met de toenemende trekkracht. Verdwijnt de trekkracht dan komt de staaf terug naar haar oorspronkelijke lengte.

2. Een vlakke zone.

De vlakke zone komt overeen met een verlenging onder konstante kracht.

Het staal vloeit. Verdwijnt de trekkracht, dan blijft het gedeelte met de verlenging van de vloeizone bestaan.

3. In de derde zone neemt de kracht weer toe met toenemende verlenging.

4. De vierde zone.

In de laatste fase gaat de verlenging voort, ondanks de afnemende trekkracht, tot op het punt waar breuk optreedt.

Dit opgemeten diagramma laat toe volgende waarden te bepalen:

- ✓ de vloeigrens f_y , vanaf waar de vervormingen permanent worden en vanaf waar er geen gelijke verhouding meer is tussen de kracht en de verlenging. Bij conventie wordt aangenomen dat de vloeigrens overeenstemt met een verlenging van 0.2 %.
- ✓ de breukspanning f_u
- ✓ de elasticiteitsmodulus $E = \tan \alpha = \sigma / (\delta L/L) = 210\,000 \text{ N/mm}^2$
- ✓ de G-modulus $= E / 2(1+\nu) = 81\,000 \text{ N/mm}^2$
- ✓ de coëfficiënt van Poisson $\delta a/a = -\nu \delta L/L$ ($\nu = 0.30$)

De tweede zone, de vlakke zone, overeenstemmend met de verlenging onder gelijkmatige kracht, biedt een belangrijk veiligheidselement bij staalconstructies.

Zo is het mogelijk dat een bepaalde plaats in een structuur gesolliciteerd wordt boven zijn elastische grens. De vlakke zone laat dan een ontlasting toe naar aanliggende delen van de structuur.

Bij toenemend koolstof gehalte, is de staalkwaliteit hoger (f_y hoger), maar wordt ook de vlakke zone korter en is er dus een kleinere veiligheid. Om deze reden wordt enkel zacht staal toegelaten bij metaalconstructies.

Bij hardere staalsoorten (gietijzer bv.), kan er bij sollicitaties boven de vloeigrens een plotse breuk optreden, zonder voorafgaande duidelijke tekens van vervorming (en dus zonder 'waarschuwing').

Dankzij de vloeimogelijkheid van staal, bieden staalstructuren de mogelijkheid om de spanningen te herverdelen. Men spreekt van plastische vervormingen. De regels Eurocode 3 houden rekening met dit elasto-plastisch gedrag.

Bemerk dat het dit plastisch gedrag van staal nog niet betekent dat elke sectie zich ook plastisch zal kunnen gedragen (t.t.z. het staal van de sectie over heel de sectie zich in het vlakke gebied zal situeren). We komen hierop terug als we de classificatie van de secties volgens Eurocode bespreken.

De andere staalkarakteristieken zijn:

- ✓ de thermische uitzettingscoëfficiënt $\lambda = 12 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$
- ✓ volumegewicht $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

5.3.2 Overzicht van de Genormaliseerde Staalkwaliteiten.

Het betreft de verschillende niet-gelegeerde staalsoorten, warm gevormd en bestemd voor constructie doeleinden, al dan niet te lassen.

Bij staalconstructies beperkt men zich hoofdzakelijk tot drie soorten: Fe 360 voor de meeste constructies, Fe 430 en Fe 510 in meer uitzonderlijke gevallen, bijvoorbeeld voor kunstwerken. De drie soorten beantwoorden aan de vereisten om in aanmerking te komen voor plastische berekeningen.

De karakteristieke waarden voor de staalkwaliteiten zijn functie van de nominale dikte t (in mm) van het element.

f_y is de vloeispanning en f_u de uiterste trekweerstand.

staalkwaliteit	dikte t in mm			
	t = 40		40 < t = 100	
	f _y (N/mm ²)	f _u (N/mm ²)	f _y (N/mm ²)	f _u (N/mm ²)
EN 10025				
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	335	490
prEN 10113				
Fe E 275	275	390	255	370
Fe E 355	355	490	335	470

De partiële veiligheidscoëfficiënten die toegepast worden op deze karakteristieke waarden, kunnen verschillen van land tot land. Deze veiligheidscoëfficiënten zijn ook functie van de classificatie van de secties (zie verder).

5.4 Toleranties op de afmetingen

De stabiliteitsberekeningen worden gebaseerd op de theoretisch perfecte afmetingen van de secties.

Deze verschillen van de in de werkelijkheid bekomen afmetingen bij de productie van de profielen.

Vijf types van fouten treden op :

- ✓ Fouten op de afmetingen. Op IPE en HE profielen kan de hoogte tot 1 % afwijken en de dikte van de flenzen tot 15 %.
- ✓ De flenzen staan niet steeds perfect loodrecht op het lijf.
- ✓ Niet symmetrisch : de flenzen zijn niet steeds even breed.
- ✓ Het lijf kan een buiging vertonen van 1 à 2 mm.
- ✓ De as van de sectie is niet noodzakelijk perfect recht en kan een uitbuiging vertonen van 2 à 3 promille van de lengte.

Deze verschillende fouten kunnen de inertie van het profiel verminderen, veroorzaken torsiemomenten, knikfenomenen, ...

Om hiermee rekening te houden worden vermeerderingscoëfficiënten toegepast op alle lasten, ook op het eigengewicht.

Houdt men op een IPE 200 rekening met volgende afwijkingen op de afmetingen:

$$b = 100 \pm 2.00 \text{ mm}$$

$$h = 200 \pm 3.00 \text{ mm}$$

$$t_w = 5.6 \pm 0.75 \text{ mm}$$

$$t_f = 8.5 \pm 1.50 \text{ mm}$$

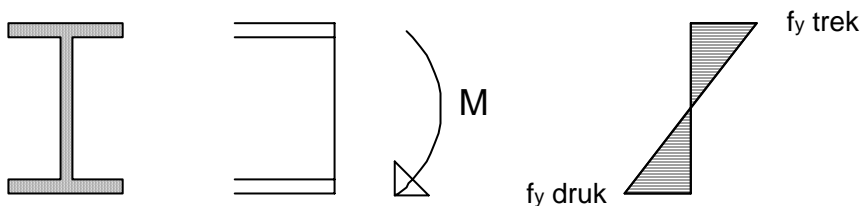
Dan komt men in het slechtste geval tot een afwijking van 22.5 % op het traagheidsmoment van de sectie. De toleranties bij de fabricatie van de secties kunnen er toe leiden dat de bij de constructie aangewende secties 20 % minder momentweerstand hebben dan er bij de berekening verondersteld is.

Eén en ander verklaart de nood van het inbouwen van veiligheidsfactoren bij het berekenen van constructies.

5.5 Classificatie van de doorsneden

Bij de klassieke elastische berekeningsmethodes gaat men steeds uit van een elastische spanningsverdeling in de sectie.

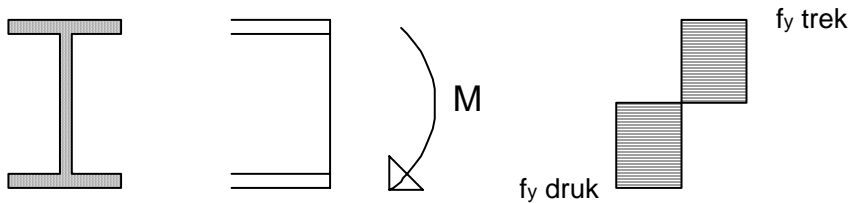
Op een symmetrische sectie kunnen we volgend spanningsverloop in de doorsnede voorstellen:



Hierbij wordt de vloeispanning bereikt in de uiterste vezels van de sectie.

Het spreekt vanzelf dat de sectie bij het bereiken van de vloeispanning in haar uiterste vezels niet noodzakelijk bezwijkt. De rest van de sectie werkt namelijk aan een lagere spanning.

Beschikt de sectie over voldoende rotatiecapaciteit, dan zal de sectie pas bezwijken onder volgende spanningsverdeling, m.a.w. als de sectie op elke plaats aan de vloeispanning werkt:



Voor secties die pas onder dergelijke spanningsverdeling bezwijken, ligt het plastisch weerstandsmoment dus aanzienlijk hoger. Volgende voorbeelden komen uit de tabellen van ARBED :

	elastisch	plastisch	% verschil
IPE 220	252.00	285.40	13.25
IPE 400	1156.00	1307.00	13.06
HEA 200	388.60	429.50	10.52
HEA 400	2311.00	2562.00	10.86
HEB 200	569.60	642.50	12.80
HEB 400	2884.00	3232.00	12.07

De meerwaarde is niet onbelangrijk op deze profielen. Bij een vierkant kokerprofiel met afmetingen 200 * 200 met plaatdikte 8 mm, is het plastisch weerstandsmoment zelfs 17 % groter dan het elastisch weerstandsmoment.

Om te beslissen op welke weerstandskarakteristieken men mag rekenen, worden de secties onderverdeeld in **4 klassen**:

klasse 1

secties die een plastisch scharnier kunnen vormen en de rotatie capaciteit bezitten voor plastische analyse.

klasse 2

secties die aan hun plastische weerstand kunnen werken, maar die een beperkte rotatiecapaciteit hebben.

klasse 3

lokale knik verhindert het ontwikkelen van de plastische moment weerstand, de sectie werkt in haar uiterste vezels maximaal aan de vloeispanning.

klasse 4

sectie knikt alvorens de vloeispanning bereikt wordt in de uiterste vezels.

Secties klasse 4 zijn typisch relatief hoge secties - met een kleine breedte. Deze secties zullen gemakkelijker begeven onder lokale knik.

HEB en HEM secties zijn doorgaans klasse 1 of 2 en kunnen hun plastisch weerstandsmoment wel ontwikkelen.

Afhankelijk van de klasse van de sectie:

- ✓ worden andere partiële veiligheidsfactoren aangewend.
- ✓ wordt met andere sectie-karakteristieken gerekend : in het bijzonder Wpl (klasse 1 en 2), Wel (klasse 3) en Weff, Aeff en e_N (klasse 4).
- ✓ worden andere formules met andere coëfficiënten gebruikt bij de weerstandchecks en de knik-controle.

De classificatie van de secties gebeurt op basis van de classificatie van de gedrukte delen van de sectie. De klasse van de sectie wordt gelijk genomen aan de meest ongunstige (hoogste) klasse van haar gedrukte delen.

Enige voorzichtigheid is hier dus geboden: een sectie heeft dus niet altijd dezelfde klasse. De klasse is afhankelijk van de aard van de belasting en de daaruit volgende spanningsverdeling in de sectie.

Andere elementen die een rol spelen bij de classificatie zijn de **staalkwaliteit** en of het om **gewalste of gelaste secties** gaat.

Bij een manuele berekening zou men zich kunnen beperken tot het rekenen met secties met klasse 3 en dus altijd op het elastisch weerstandsmoment van de sectie betrouwen.

In de meeste gevallen is dit een veilige, maar enigszins oneconomische benadering.

In die situatie waar men slanke secties gebruikt (ook L-secties) is het nodig de effectieve karakteristieken van de sectie te berekenen. Die effectieve karakteristieken zijn dan ook functie van de wijze waarop de sectie belast is.

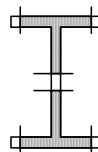
5.5.1 De berekening van de effectieve karakteristieken van secties klasse 4

Het fenomeen van lokale knik van een sectie - alvorens het elastisch weerstandsmoment te bereiken - wordt in rekening gebracht door nieuwe elastische weerstandskarakteristieken te berekenen voor de sectie.

We spreken over **de effectieve weerstandskarakteristieken**.

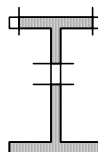
Ze worden bekomen door gedeelten van de sectie weg te laten en het weerstandsmoment te berekenen voor de overblijvende gedeelten.

Bij secties die uitsluitend gedrukt worden, worden volgende 'witte' delen weggelaten:

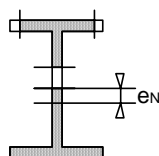


Het effectief weerstandsmoment van de sectie wordt bekomen als het weerstandsmoment van de overblijvende gearceerde delen.

Bij secties waar ook momentkracht aanwezig is, berekent men het weerstandsmoment van volgende gearceerde delen:



Bovendien dient men in dit geval ook rekening te houden met een verschuiving e_N van het zwaartepunt van de sectie:



Dit alles, door toepassing van de gepaste formules, leidt tot de bepaling van het effectief weerstandsmoment W_{eff} , de effectieve oppervlakte A_{eff} en de excentriciteit voor de normaalkracht N voor een bepaalde sectie onderhevig aan krachten N_{sd} en M_{sd} .

N_{sd} en M_{sd} zijn de karakteristieke waarden voor de normaalkracht en de momentkracht in uiterste grenstoestand (dus rekening houdend met de verhogingscoëfficiënten op de lasten).

5.6 Veiligheidscoëfficiënten toe te passen op materiaalkwaliteiten

Zoals reeds eerder gezegd, zijn de veiligheidscoëfficiënten die toe te passen zijn op de karakteristieke waarden van de staalkwaliteit, afhankelijk van de klasse van de sectie:

veiligheidscoëfficiënten

secties klasse 1, 2 en 3

secties klasse 4 en knikweerstand

weerstand netto-sectie bij gaten

$\gamma_{M0} =$	1.10
$\gamma_{M1} =$	1.10
$\gamma_{M2} =$	1.25

5.7 De globale elastische berekening van raamwerken

In de vorige hoofdstukken hebben we reeds een aantal ingrediënten besproken die straks zullen samenkomen om de draad van het Eurocode 3 verhaal te vormen.

We hebben het in de eerste pagina's van deze referentiehandleiding gehad over Eurocode 1 en de te beschouwen lastencombinaties bij het rekenen in uiterste en in bruikbaarheidsgrenstoestand.

in de uiterste grenstoestand:

fundamentele combinatie:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

k: karakteristieke waarden

G: permanente lasten

Q: veranderlijke lasten,

Q₁ de meest nadelige veranderlijke last

in bruikbaarheidsgrenstoestand:

zeldzame combinatie:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

quasi-permanente combinatie:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

We merken op dat er vereenvoudigde formules toegelaten zijn: zo mag men zich in uiterste grenstoestand beperken tot het narekenen van volgende combinaties:

$$1.35 \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + 1.5 Q_{k,max}$$

en

$$1.35 \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + 1.35 \sum_{i > 1} Q_{k,i}$$

Voor de bruikbaarheidsgrenstoestanden zijn analoge vereenvoudigingen toegestaan.

We behandelen achtereenvolgens de eisen met betrekking tot de bruikbaarheidsgrenstoestanden en de uiterste grenstoestanden.

5.7.1 Bruikbaarheidsgrenstoestand

De bruikbaarheidsgrenstoestanden hebben betrekking op de vervormingen : de doorbuiging van de staven en de horizontale knoopverplaatsingen.

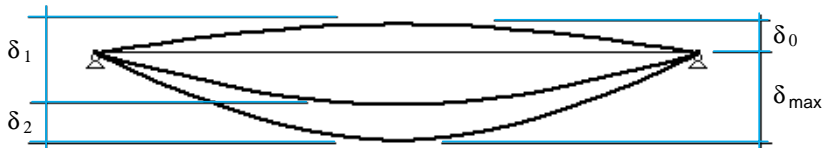
De toegelaten vervormingen zijn afhankelijk van het type van gebouw en het type van element.

Er wordt steeds gerekend met $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$ en eigengewicht 7.850 kg/m^3 voor het staal.

5.7.1.1 De doorbuiging

Zowel de maximale doorbuiging δ_{\max} als de variatie onder het effect van de veranderlijke lasten en tijdsafhankelijke vervormingen ten gevolge van permanente lasten δ_2 dienen beperkt te worden.

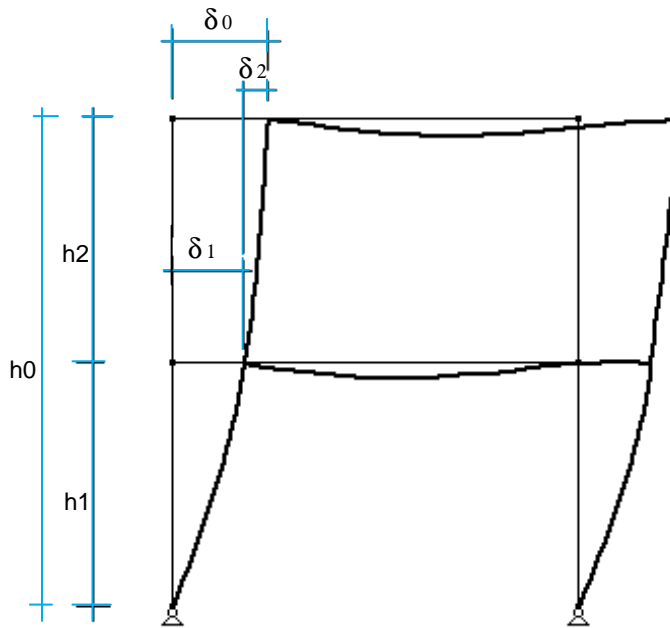
δ_0 is de tegenpijl, δ_1 is doorbuiging onder het effect van de permanente lasten direct na het aanbrengen van de lasten, δ_2 de bijkomende doorbuiging onder het effect van de gebruikslasten en de tijdsafhankelijke vervormingen afkomstig van de permanente lasten.



	δ_{\max}	δ_2
daken algemeen:	$L/200$	$L/250$
vloeren algemeen:	$L/250$	$L/300$
vloeren die kolommen dragen:	$L/400$	$L/450$

5.7.1.2 Horizontale verplaatsingen

De horizontale verplaatsing δ_1 moet kleiner zijn dan de verdiepingshoogte $h/300$. Idem voor de volgende verdiepingen: $\delta_2 < h/300$.



δ_0 , de totale horizontale verplaatsing moet steeds kleiner zijn dan de totale hoogte $h_0/500$.

Bij structuren met slechts 1 niveau, zonder rolbruggen, mag de horizontale verplaatsing gelijk zijn aan $h/150$.

5.7.2 Uiterste grenstoestand

Het uiteindelijk doel van de Eurocode 3 berekening is **een aantal controles uit te voeren in uiterste grenstoestand**. Deze controles hebben betrekking op de zuivere **weerstand** van de profielen enerzijds en op het gevaar voor **instabiliteit** anderzijds.

In deze controles komen rekenwaarden voor momenten, normaalkrachten en dwarskrachten voor.

Het zijn de waarden die afkomstig zijn voor de fundamentele lastencombinaties zoals ze gespecificeerd zijn in Eurocode 1.

De **ongunstige lastencombinaties** zijn die lastencombinaties waarvan de bekomen N , M en V waarden kritisch zijn in de uit te voeren controles. Dit is ondubbelzinnig, maar in de praktijk niet te hanteren.

Om de ongunstige lastencombinaties te bepalen zal men zowel bij manuele berekeningen als bij het gebruik van computerprogramma's aangewezen zijn op eenvoudiger criteria - zoals bv. de bekomen waarden van trek- en drukspanningen.

De rekenwaarden van de momenten en de normaalkrachten zijn tevens bepalend voor het bepalen van de **klasse van secties** - en dus voor het bepalen van de **weerstandskarakteristieken** van de profielen. We maakten eerder reeds een onderscheid tussen plastisch, elastisch en effectief weerstandsmoment.

Tussen de regels lezen we hier dat de classificatie van een sectie niet dezelfde hoeft te zijn voor verschillende van de fundamentele lastencombinaties. Gelieve alvast te noteren dat **1•2•Build** hiermee rekening houdt, en zelf zorgt voor een correcte classificatie van de secties.

5.7.2.1 Hoe worden de rekenwaarden voor N, M en V bepaald ?

Er wordt een brede keuze aan mogelijkheden gelaten om de analyse (de statische berekening) uit te voeren, afhankelijk van de gewenste nauwkeurigheid en/of de berekeningsinstrumenten waarover men beschikt.

Zo zal men in de meeste gevallen de keuze hebben tussen een **eerste** en een **tweede orde berekening**.

Voor de gebruiker is het door die veelheid aan mogelijkheden niet gemakkelijk om de voor hem meest geschikte weg te vinden.

We merken nog op dat Eurocode 3 ontworpen is met vlakke raamwerken, belast in hun vlak, in het achterhoofd (veruit de meest voorkomende toepassing bij metaalbouw) - hoewel dit niet expliciet in Eurocode 3 vermeld staat. Er wordt wel melding gemaakt van de mogelijkheid om 3D structuren, onder bepaalde voorwaarden, 2D te analyseren.

Het is tevens duidelijk dat Eurocode 3 zich baseert op structuren met rechthoekige mazen. Klassieke portieken voor industriële gebouwen beantwoorden duidelijk niet aan dit criterium.

De verdere voorstelling van de berekeningswijze, wijkt naar vorm af van deze in de Eurocode, met de bedoeling deze minder ingewikkeld te maken.

Vooreerst gaan we na welke de hoofdprincipes zijn van Eurocode 3 en in welke omstandigheden een tweede orde berekening gewenst - vereist is.

De criteria die hiertoe aan de basis liggen, hebben betrekking op de vervormingen van de structuur.

Een structuur onderhevig aan horizontale en verticale lasten ondergaat vervormingen :

Zijn de horizontale verplaatsingen belangrijk dan volstaat het niet langer de structuur uitsluitend in zijn originele toestand te berekenen.

Er is een effect van de vervormingen op de uitwendige krachten, dit effect zal de horizontale verplaatsingen opdrijven.

Brengen we het effect van de vervormingen in rekening, dan spreken we van een tweede orde berekening.

We voeren een classificatie van de raamwerken door, op basis van de gevoeligheid van de structuur voor horizontale vervormingen.

BELANGRIJKE OPMERKING:

*Omwille van de volledigheid wordt bovenbedoelde classificatie der raamwerken hierna verder uitgediept. Houd er echter rekening mee dat U met **1•2•Build** steeds een eerste orde berekening uitvoert. Dit onderstelt dus impliciet dat de staalconstructie voldoende geschoord is en tevens een voldoende stijfheid tegen horizontale verplaatsing bezit. Indien deze voorwaarden niet vervuld zijn, moet worden overgeschakeld op een meer gesofisticeerde rekenstrategie – wat mogelijk is met PowerFrame.*

Berekent U een stalen balk, dan is het uiteraard steeds toegestaan deze in eerste orde te berekenen voor zover de ondersteunende constructie een voldoende stijfheid tegen zijdelingse verplaatsing van de steunen verzekert.

5.7.2.2 Classificatie van de raamwerken

5.7.2.2.1 Geschoorde en niet-geschoorde raamwerken

(Frans: contreventée - non contreventée, Engels: braced - non braced.)

Een geschoord raamwerk is een raamwerk met een voldoende sterk windverband.

Dit windverband neemt de horizontale krachten op de structuur voor zijn rekening.

Definitie van een voldoende stevig windverband :

Als de horizontale verplaatsing van de structuur vijfmaal kleiner is als deze van de structuur zonder het windverband.

Opmerkingen :

Gezien een structuur onderzocht wordt voor verschillende belastingscombinaties, kan éénzelfde structuur geschoord zijn in één situatie en niet geschoord in een andere situatie. Het is aangewezen om de structuur dan algemeen als niet geschoord te beschouwen.

Een structuur mag altijd beschouwd worden als zijnde niet geschoord.

Een geschoorde structuur mag altijd gecontroleerd worden aan de hand van een eerste orde berekening (zonder forfaitaire vermeerdering van de momentkrachten). Het windverband zelf kan daarentegen wel het onderwerp uitmaken van een tweede orde berekening.

5.7.2.2 Soepele en stijve structuren(

(Engels: sway - non sway, Frans: souple – rigide)

Een structuur is een stijve structuur als het effect van de horizontale krachten dermate klein is dat het effect op de uitwendige sollicitaties verwaarloosbaar is.

Voor een stijve structuur is geen tweede orde berekening vereist.

Wiskundig criterium voor een soepele structuur:

De kritische lastenfactor voor de beschouwde lastencombinatie is kleiner dan 10. De beschouwde lastencombinatie vermenigvuldigd met de kritische lastenfactor leidt tot elastische knik van de globale structuur.

Enkel de verticale lasten dienen hierbij beschouwd.

Verschillende lastencombinaties kunnen leiden tot verschillende classificaties van de structuur en tot verschillende berekeningsmethodes voor dezelfde structuur.

De kritische lastenfactor is echter niet eenvoudig te bepalen zonder speciale programmatuur. Volgende vereenvoudigde methode mag echter toegepast worden:

Een portiek is stijf als:

$$\delta \Sigma V / (h \Sigma H) = 0.1$$

met δ : de horizontale verplaatsing op hoogte h
 ΣH : som van de horizontale krachten
 ΣV : som van de verticale krachten
h: de hoogte

Voor een stijve structuur volstaat een eerste orde berekening. In tegenstelling van wat bij geschoorde structuren geldt, wordt er hier wel een forfaitaire vermeerdering van de momentkrachten toegepast.

5.7.2.2.3 Imperfecties van raamwerken

We onderscheiden:

Structuur fouten (f: scheefstelling)

Element fouten (e_0 : initiële uitbuiging van de staven)

Deze fouten, die uitsluitend geometrische imperfecties zijn, worden verondersteld niet alleen de normale imperfecties van de montage maar ook de andere imperfecties (residuele spanningen, de heterogeniteit van het materiaal,...) te omvatten.

Eurocode 3 laat toe de structuur en de element fouten in rekening te brengen in het model van de structuur zelf.

Dit betekent bijvoorbeeld dat we in de plaats van de structuur in haar perfect verticale toestand en met perfect verticale staven te berekenen, ze te berekenen in een scheve stand onder een hoek P en eventueel ook de kromming in rekening te brengen door middel van een vervorming e_0 in het midden van elke staaf:

Dit is een relatief nieuw concept:

In vroegere berekeningsmethodes worden de imperfecties doorgaans in rekening gebracht in de formules zelf, via bijvoorbeeld de veiligheidscoëfficiënten, of via benaderende modellen zoals die voor knik opge maakt zijn.

Het is in Eurocode 3 tevens toegelaten equivalente krachten aan te brengen op de structuur om de imperfecties scheefstelling en elementfouten in rekening te brengen.

Dit biedt een oplossing om rekenprogramma's te gebruiken die geen 2e orde berekening ondersteunen.

WANNEER MOETEN DE IMPERFECTIES, t.t.z. de structuurfouten en de elementfouten, IN REKENING GEBRACHT WORDEN ?

De structuurfouten moeten altijd, op de één of de andere manier in rekening gebracht worden bij het nazicht van de stabiliteit van de structuur.

Dit is echter niet de vraag. De vraag is wanneer moeten de imperfecties in rekening gebracht worden bij de analyse van de structuur, t.t.z. bij het bepalen van de inwendige krachten in de structuur.

Het al dan niet invoeren van de imperfecties voor het bepalen van de inwendige krachten, zal trouwens ook bepalend zijn voor de controles die dan nog uit te voeren zijn.

DE GLOBALE STRUCTUURFOUTEN

Deze moeten niet in rekening gebracht worden bij geschoorde structuren.

Bij alle andere structuren moeten de imperfecties wel ingevoerd worden om de inwendige krachten in de structuur te bepalen.

De globale imperfecties (of de ermee evenredig zijnde krachten) moeten wel toegepast worden op de windschoren zelf.

DE ELEMENT FOUTEN

Moeten enkel in rekening gebracht worden bij soepele structuren en enkel voor die elementen die aan volgende drie voorwaarden voldoen :

- ✓ Ze brengen momentkrachten over in hun uiteinden
- ✓ Ze zijn gedrukt
- ✓ De drukkracht in het element is groter dan één vierde van de kritische last :

$$N_{sd} = \pi^2 E I / (4 L^2), \text{ met } L = \text{de systeemplengte}$$

Als er één staaf is in de structuur die aan die voorwaarden voldoet is een tweede orde berekening vereist. De gevallen waarbij er een staaf is die aan die voorwaarden voldoet zijn zeldzaam.

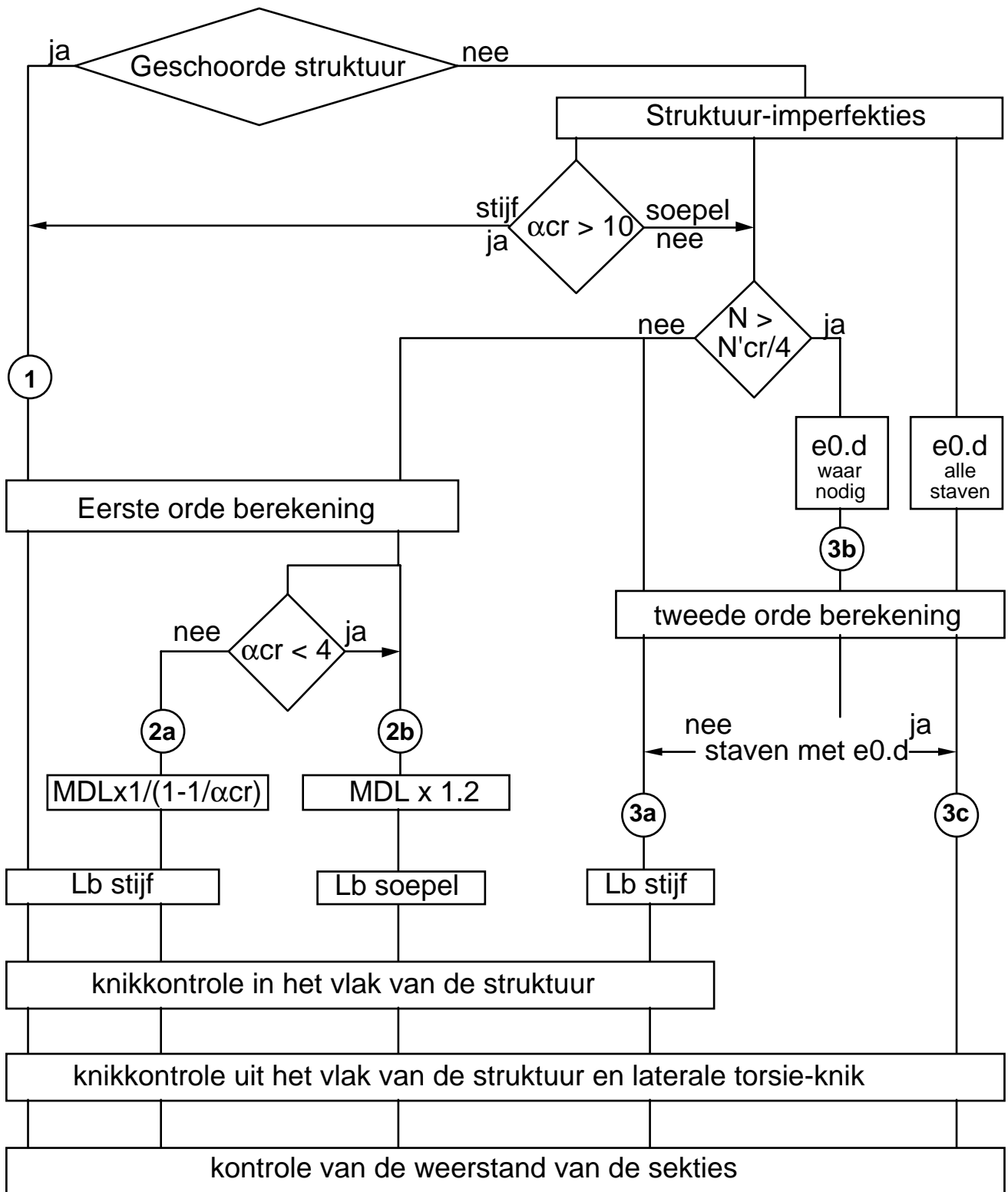
Dit is ook de enige situatie waarin Eurocode 3 werkelijk verplicht om een tweede orde berekening uit te voeren.

De uit te voeren controles voor die elementen waarvoor elementfouten ingevoerd zijn, zijn niet dezelfde controles als voor de elementen waarvoor geen elementfouten ingevoerd werden. Voor de eerste elementen is er met name geen verdere knikcontrole vereist met betrekking tot de knik in de richting van de ingevoerde fout. Vooropgesteld natuurlijk, dat er convergentie is met betrekking tot de 2e orde berekening.

Zoals eerder gezegd, voert U met **1•2•Build** steeds een eerste orde berekening uit. Bijgevolg wordt voor alle staven steeds een expliciete knikcontrole uitgevoerd.

Het schema op de volgende bladzijde vat de verschillende mogelijkheden voor het analyseren van een structuur samen.

Op de daarna volgende bladzijden vindt u een gedetailleerde uitleg met betrekking tot het schema.



α_{cr} : kritische lastfaktor, voor uitsluitend verticale lasten, leidend tot elastische knik

N : de langskracht in een staaf (rekenwaarde u.g.t.)

N'_{cr} : de kritische last voor een staaf, gebaseerd op de systeemplengte van de staaf

e0.d : staaf-imperfektie

MDL : gedeelte van de buigende momenten geassocieerd aan de hor. verplaatsingen, zie 5.2.6.2(5)

Lb : de kniklengte - te gebruiken bij de controle van de knikweerstand in het vlak van de structuur

DE KEUZE VAN EEN BEREKENINGSMETHODE VOOR HET BEPALEN VAN DE INWENDIGE KRACHTEN IN EEN STRUCTUUR

Het schema op de vorige bladzijde heeft een overzicht van de verschillende mogelijkheden die geboden worden.

Om dit schema succesvol te gebruiken, dient men zich aan volgende regels te houden:

- ✓ Het schema wordt steeds van boven naar beneden doorlopen.
- ✓ De rechthoeken geven een bewerking aan die dient uitgevoerd te worden, of een parameter waarmee men rekening dient te houden.
- ✓ De ruiten geven een criterium aan. In functie van het antwoord op het criterium vervolgt men langs de éne of de andere weg.
- ✓ Zijn er onderaan een rechthoek meerdere uitgangen, dan kan men vrij uit deze kiezen.
- ✓ De wegen die meer rechts lopen in het diagram zijn meer gecompliceerd wat betreft de berekeningsmethode. Het is echter steeds toegelaten om een weg te kiezen die meer rechts verloopt.

WEG nr. 1 - geschoorde structuur.

Als een structuur geschoord is, volstaat een eerste orde berekening.

De stabiliteit van het raamwerk in zijn vlak wordt geverifieerd aan de hand van de formules 5.5 van Eurocode 3. De kniklengtes zijn deze voor vaste staafuiteinden.

De stabiliteit uit het vlak moet geverifieerd worden.

De weerstand van de secties wordt gecontroleerd volgens de formules 5.4 van Eurocode 3.

WEG nr. 1 - stijve structuur.

Voor een stijve structuur volstaat een eerste orde berekening.

Voor die lastencombinaties waarbij weinig of geen horizontale lasten voorkomen, moeten de structuurfouten aangebracht worden (hetzij via scheefstelling, hetzij via equivalente lasten).

WEG nr. 2a en 2b - weinig soepele en soepele structuur.

Bij een soepele structuur is een eerste orde analyse mogelijk, als geen enkele van de elementen van de structuur voldoet aan de drie voorwaarden die we opsomden bij de ELEMENT FOUTEN.

In het schema zijn deze voorwaarden samengevat als $N > N'_{cr}/4$.

In dit geval moet de stabiliteit van de structuur nagegaan worden volgens de formules van hoofdstuk 5.5 van Eurocode 3.

Het gedeelte van de momentkrachten dat afkomstig is van de laterale (horizontale) vervormingen moet echter forfaitair verhoogd worden. Er zijn twee mogelijkheden:

WEG nr. 2a - weinig soepele structuren.

Is α_{cr} , de kritische lastenfactor, groter dan 4, dan spreken we van een weinig soepele structuur. De verhogingscoëfficiënt mag gelijk genomen worden aan $1/(1-1/\alpha_{cr})$.

De stabiliteit van het raamwerk in zijn vlak wordt geverifieerd aan de hand van de formules 5.5 van Eurocode 3. De kniklengtes zijn deze voor vaste staafuiteinden.

De stabiliteit uit het vlak moet geverifieerd worden.

De weerstand van de secties wordt gecontroleerd volgens de formules 5.4 van Eurocode 3.

WEG nr. 2b - soepele structuren.

Is α_{cr} , de kritische lastenfactor, kleiner dan 4, dan spreken we van een soepele structuur. De verhogingscoëfficiënt mag gelijk genomen worden aan 1.2

De stabiliteit van het raamwerk in zijn vlak wordt geverifieerd aan de hand van de formules 5.5 van Eurocode 3. De kniklengtes zijn deze voor scharnierende staafuiteinden.

De stabiliteit uit het vlak moet geverifieerd worden.

De weerstand van de secties wordt gecontroleerd volgens de formules 5.4 van Eurocode 3.

WEG nr. 3 - structuren geanalyseerd volgens tweede orde berekening.

Er zijn drie mogelijke redenen en wegen om een tweede orde berekening te doen.

WEG nr. 3a

De structuur is soepel en geen enkel van de elementen voldoet aan de drie vereisten die verplichten tot het aanbrengen van de elementfouten in de structuur. Men wenst echter toch een tweede orde berekening te doen, zonder de elementfouten aan te brengen. De reden hiertoe is het bekomen van een meer economisch resultaat - men vermijdt immers de forfaitaire vermeerdering van de momentkrachten gerelateerd aan de horizontale verplaatsingen.

De stabiliteit van het raamwerk in zijn vlak wordt geverifieerd aan de hand van de formules 5.5 van Eurocode 3. De kniklengtes zijn deze voor vaste staafuiteinden.

De stabiliteit uit het vlak moet geverifieerd worden. De weerstand van de secties wordt gecontroleerd volgens de formules 5.4 van Eurocode 3.

WEG nr. 3b

De structuur is soepel en minstens één element voldoet aan de drie vereisten die verplichten tot het aanbrengen van de elementfouten in de structuur.

Men moet dus expliciet de elementfouten aanbrengen in de staven die aan de drie vereisten voldoen. Men is verplicht een tweede orde berekening te doen.

De stabiliteit van het raamwerk in zijn vlak dient geverifieerd aan de hand van de formules 5.5 van Eurocode 3, voor die elementen waarvoor de elementfouten niet expliciet in de structuur aangebracht werden. Voor de andere elementen gaat men ervan uit dat de stabiliteit niet verder dient geverifieerd te worden, voor zover er convergentie is in de berekeningen.

De kniklengtes zijn deze voor vaste staafuiteinden.

De stabiliteit uit het vlak moet geverifieerd worden.

De weerstand van de secties wordt gecontroleerd volgens de formules 5.4 van Eurocode 3.

WEG nr. 3c

Onafhankelijk van enige classificatie van het raamwerk en onafhankelijk van de voorwaarden om de elementfouten verplicht in rekening te brengen, kan men altijd de meest rechtse weg kiezen in het schema.

Men beslist dan een tweede orde berekening uit te voeren en de elementfouten op alle staven toe te passen.

De stabiliteit van het raamwerk - in het vlak van de structuur - is impliciet geverifieerd, als er convergentie is van de berekeningen. De stabiliteit uit het vlak dient geverifieerd.

De weerstand van de secties wordt gecontroleerd volgens de formules 5.4 van Eurocode 3.