



# **BEREGNING AF MURVÆRK EFTER EC6**

## **KOGEBOG**

Copyright© Teknologisk Institut, Byggeri

### **Byggeri**

Kongsvang Allé 29  
8000 Århus C  
Tlf. 72 20 38 00  
poul.christiansen@teknologisk.dk

# KOGEBOG TIL BEREGNING AF MURVÆRK EFTER EC6

## Indholdsfortegnelse

1.	Indledning .....	3
2.	Bestemmelse af styrkeparametre .....	4
2.1	Generelt .....	4
2.2	Beregningsprogrammet Murværksprojektering, Ver 5.0.....	6
2.3	Teglstensmurværk.....	6
2.4	Eksempler. Teglstensmurværk.....	6
2.4.1	Eksempel 1 .....	6
2.4.2	Eksempel 2 .....	7
2.5	Porebeton .....	7
2.6	Eksempler .....	8
2.6.1	Eksempel 1 .....	8
2.6.2	Eksempel 2 .....	8
3.	Beregning af vægfelter udsat for hovedsagelig vandret last.....	9
3.1	Generelt .....	9
3.2	Beregning.....	9
4.	Beregning af vægfelter for hovedsagelig lodret last.....	11
4.1	Start med en brudlinieberegning .....	11
4.2	Lodrette understøtninger. Reduktion af højden .....	11
4.3	Excentricitetsbidrag .....	13
4.4	Kombinationsvægge .....	15
4.5	Beregningsmodel (revnet tværsnit).....	15
4.6	Beregningsmodel (urevnet tværsnit).....	16
4.7	Vægfelter mellem åbninger. False .....	16
5.	Beregningsprogrammet Murværksprojektering, Ver 5.0 .....	18
5.1	Excentricitets interval .....	18
5.2	Praktisk bestemmelse af excentricitetsintervaller .....	22
5.3	Overgangskurve.....	25
6.	Eksempler.....	26
6.1	Teglstensmurværk.....	26
6.1.1	Fordeling af lasterne .....	26
6.1.2	Beregning .....	26
6.2	Porebeton .....	26
6.2.1	Brudlinieberegning .....	27
6.2.2	Lodret last. Søjlevirkning .....	28
7.	Stålsøjler .....	32
7.1	Generelt .....	32
7.2	EC6 .....	33
7.3	Beregningsprogrammet Murværksprojektering, Ver. 5.0.....	34
7.3.1	Beregning af tværbelastede vægge .....	34
7.3.2	Beregning af lodret belastede vægge.....	34
7.4	Eksempel .....	34
8.	Efterspænding.....	35
8.1	Generelt .....	35
8.2	Beregningsprogrammet Murværksprojektering, Ver. 5.0.....	35
8.3	Teglmurværk .....	35
8.4	Eksempel .....	35
8.4.1	Beregninger .....	36
8.5	Porebeton .....	37
9.	Beregning af tegloverliggere .....	38
9.1	Generelt .....	38
9.2	EC6 .....	38
9.3	Teglmurværk .....	38
9.4	Eksempler.....	39

10.	Stabilitetsberegning.....	40
10.1	EC6.....	40
10.2	Beregningsprogrammet Murværksprojektering, Ver. 5.0.....	40
10.3	Eksempler.....	40
10.4	Vind på facade.....	40
10.5	Vind på gavl.....	41
11.	Koncentreret last.....	44
11.1	EC6.....	44
11.2	Beregningsprogrammet Murværksprojektering, Ver. 5.0.....	47
11.3	Eksempel.....	47
12.	Diverse.....	50
12.1	Hældning af konstruktionen.....	50
12.2	2.ordens effekter for hele konstruktionen.....	51

## 1. Indledning

EC6 blev implementeret i Danmark den 1. januar 2008. Efter udløb af overgangsperioden (den 31.12.2008) skal al projektering af murværk foretages efter denne norm.

Den fulde (rigtige) titel for EC6 er ”DS/EN 1996-1-1. Eurocode 6: Design of masonry structures – Part 1: General rules for reinforced and unreinforced masonry”. Normen findes i en dansk oversættelse, som er den juridisk gyldige. I dette notat er der dog taget udgangspunkt i den engelske version, som er den originale og som vil blive anvendt til fortolkninger, såfremt der i den danske oversættelse er uklare passager.

I EC6 er der en del uklarheder, svært forståelige afsnit, ikke operationelle modeller, etc som denne kagebog søger at uddybe og eksemplificere for kommende brugere af normen.

Der er refereret til ”Lærebogen”, hvilket er lærebogen i: <http://www.mur-tag.dk>

Andre hæfter, bøger, anvisninger, etc er der refereret til med publikationens titel. Notatet indeholder således en del referencer og kan af den årsag være lidt forvirrende at læse, men vi har ikke ønsket at kopiere emner, der er vel beskrevet andetsteds. Notatet skal således mere ses som en opsamling på metoder relateret til EC6.

Beregningsprocedurer er relateret til edb-programmet ”Murværksprojektering”, ver 5.0 som ligger på: <http://www.EC6design.com>

De fleste referencer i denne bog er til EC6. Derfor er følgende systematik valgt:

Referencer til EC6 er blot angivet som reference til den aktuelle formel, afsnit, etc, *uden at der står EC6*.

Referencer til Lærebog, anvisninger, etc er angivet *med titlen*.

Interne referencer er angivet som fx: formel (1) – *dette notat*.

Forhold omkring armeret murværk, dvs betonudstøbninger i kanaler, armering, etc er ikke behandlet i denne kagebog. Dette skyldes, at anvendelse af dette koncept er minimalt i Danmark. Kun for teglbjælker (i øvrigt behandlet i lærebogen) er beregningsreglerne for armeret murværk som angivet i EC6 beskrevet.

Nationale forhold. En række områder kan besluttes nationalt. Dette er fx partialkoefficienter, styrkeparametre. De aktuelle emner, som må beskrives i et Nationalt Anneks, er beskrevet i EC6 under ”Foreword/National Anneks for EC6”.

Det nationale anneks suppleres med en NCI (Non-contradicting Complementary Information). Her er bl.a. styrkeparametrene placeret. Det nationale Anneks og NCI'en er vedlagt i anneks 1 – *dette notat*. NCI'en er i Danmark benævnt DS/INF 167.

I eksemplerne i dette notat tages der som regel udgangspunkt i et aktuelt byggeprojekt som er beskrevet i anneks 2 – *dette notat*. Eksemplerne omhandler murværk i teglsten og porebeton. Da der ikke er så stor forskel i beregningerne gennemregnes de samme komponenter (ex vægge) ikke med begge materialer.

## 2. Bestemmelse af styrkeparametre

### 2.1 Generelt

I murværk skelnes mellem murværket styrke og mørtlens og byggestenenes styrke. Se efterfølgende for de tidligere danske betegnelser.

Tabel 2.1 Tidligere betegnelser (i DS 414:2005) (karakteristiske værdier):

Styrkeparameter	Betegnelse
<i>Murværk</i>	
Trykstyrken	$f_{cnk}$
Elasticitetsmodulet	$E_{0k}$
Bøjningstrækstyrke om liggefuge	$f_{tlk}$
Bøjningstrækstyrke om studsfuge	$f_{tsk}$
Kohæsion	$c_k$
Friktion	$\mu_k$
Forankringsstyrke for bindere	
<i>Byggesten og mørtel</i>	
Den normaliserede trykstyrke af byggesten	$f_{bn}$
Mørtlens trykstyrke	$f_m$
Mørtlens vedhæftningsstyrke	$f_{m,xk1}$

Tekniske forhold omkring styrkeparametrene er uddybet i lærebogen afsnit 14.

Begreberne mursten og blokke er i EC6 afløst af det fælleseuropæiske begreb ”byggesten”, da der i de forskellige lande findes så mange formater, at det er vanskeligt at rubricere dem entydigt, enkelt og operationelt. Derfor er **alle typer puljet og benævnt ”byggesten”**.

EC6 er bygget op omkring mørtelegenskaber (fx trykstyrke) og ikke blandingsforhold af mørtlen. Ved funktionsmørtler defineres mørtelegenskaberne, mens receptmørtler er defineret ved blandingsforholdet. Receptmørtler bliver således kun operationelle, når der etableres et værktøj (en tabel), der relaterer blandingsforhold til mørtelegenskaber. Styrkeegenskaberne i et sådant tabelværktøj vil i sagens natur blive særdeles konservative. I Danmark er dette værktøj angivet i NCI'en i tabel 1 under punktet ”NCI vedr. 3.2.2 (1).”

Byggesten og mørtler er beskrevet i produktstandarder, som ikke behandles i denne kokebog. Produktstandarderne refererer til prøvningsstandarder mht. bestemmelse af styrkeparametrene. Prøvningsstandarderne for murværks styrkeparametre er DS/EN 1052-serien (part 1-5), hvor prøvningsprocedurer for alle relevante styrkeparametre er behandlet.

Styrkeparametre kan fastlægges nationalt. Dvs alle lande har ret til at deklare styrkeparametre, der er relevante for nationalt anvendte byggesten og mørtler. I Danmark anvendes fx svagere mørtler og byggesten ift. andre lande i Europa, hvilket nødvendiggør nationalt bestemte styrkeparametre. I Danmark bestemmes bøjningstrækstyrker ud fra byggestenenes styrke kombineret med vedhæftningsstyrken. Denne fremgangsmåde anvendes ikke i andre lande og er således et nationalt anliggende.

Partialkoefficienter er tillige et nationalt anliggende. Såfremt de enkelte medlemslande ikke beskriver partialkoefficienterne i et nationalt annek, er der i afsnit 2.4.3 angivet værdier som funktion af forskellige kontrolklasser (1-5). (Definitionen af kontrolklasserne er også et nationalt anliggende).

Det ses, at disse partialkoefficienterne ikke skelner mellem fx trykstyrker og bøjningstrækstyrker og må derfor betegnes som forsimplede.

Som partialkoefficienter anvendes i Danmark værdierne angivet i det nationale anneks, se anneks 1.

Betegnelserne i EC6 for styrkeparametrene er anderledes end de tidligere betegnelser (i DS 414:2005). Det ses, at der ikke helt er konsistens mellem parametrene.  $f_k$  er friktion ( $\mu_k$ ) og vedhæftningsstyrken ( $f_{m,xk1}$ ) ikke angivet i EC6. Vedhæftningsstyrken  $f_{m,xk1}$  er angivet i NCI'en. I efterfølgende tabel er betegnelserne angivet samt hvorledes parametrene bestemmes. Alle styrkeparametre (excl.  $f_k$ ) er behandlet i NCI'en.

**Tabel 2.2 Betegnelser i EC6 (karakteristiske værdier):**

Styrkeparameter	Betegnelse	Bestemmelse af parameter
<i>Murværk</i>		
Trykstyrken	$f_k$	$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}$ (Se lærebog, afsnit 14.3.1) Definition af grupper i tabel 3.1 $K$ -faktoren er angivet i Tabel 3.3.
Elasticitetsmodulet	$E$	$E = f_k \times \min(1000, 400 \times f_m, 20 \times f_b)$ (kun C-mørtler) NCI vedr. 3.7.2
Bøjningstrækstyrke om liggefuge	$f_{xk1}$	NCI vedr. 3.6.3 (3), tabel 4c
Bøjningstrækstyrke om studsuge	$f_{xk2}$	NCI vedr. 3.6.3 (3), tabel 4d
Kohæsion (Initial forskydningsstyrke)	$f_{vk0}$	$= f_{xk1}$ NCI vedr. 3.6.2 (3), (4) og (6), tabel 3
Forskydningsstyrke	$f_{vd}$	$= \mu_k / \gamma_m \times \sigma + f_{vk0} / \gamma_m$ NCI vedr. 3.6.2 (3), (4) og (6)
<i>Byggesten og mørtel</i>		
Den normaliserede trykstyrke af byggesten	$f_b$	Angives af producenten. Typisk på Internettet
Mørtlens trykstyrke	$f_m$	Se afsnit 2.3

Det ses ovenstående, at forskydningsstyrken under trykpåvirkning i EC6 beskrevet som en selvstændig styrkeparameter. I formel (3.5) er angivet:

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \sigma_d$$

Det ses, at leddet  $0,4 \sigma_d$  svarer til  $\mu \times \sigma$ , altså friktionsleddet i det sædvanlige coulomb-udtryk.

Bemærk. Udtrykket er lidt en blanding mellem karakteristiske og regningsmæssige værdier. Værdien 0,4 svarer reelt til en karakteristisk friktionskoefficient, der i selve beregningen bliver delt med partialkoefficienten for forskydning, der er væsentlig større end partialkoefficienten for friktion (friktion repræsenterer et sejt brud, med vedblivende bæreevnereserve).

I øvrigt kan man undre sig over, hvor friktionskoefficienten bestemt efter prøvningsstandardEN 1052-3 (Standard til bestemmelse af  $f_{vk0}$  og  $\mu_k$ ) rent faktisk skal anvendes, når EC6 i realiteten fastlåser værdien for  $\mu_d$  til  $\mu_d = \mu_k / \gamma_{kohæsion} = 0,4 / 1,70 = 0,24$ .

Forsøg viser, at værdien for  $\mu_k$  for andre mørtler end ren kalkmørtel konservativt kan sættes til 1,0 (se [www.murtag.dk](http://www.murtag.dk)). Dvs en værdi for  $\mu_d$  på:  $\mu_d = \mu_k / \gamma_{friktion} = 1,0 / 1,3 = 0,77$ .

$\sigma_d$  er normalt spændingen for den givne belastning. Det kan diskuteres om det er rimeligt, at værdien skal reduceres svarende til  $\gamma_{kohæsion}$

## 2.2 Beregningsprogrammet Murværksprojektering, Ver 5.0

I beregningsprogrammet bestemmes styrkeparametre for danske sten og mørtler i faneblad ”Murværk”. Her bestemmes de styrkeparametre, der er gældende for EC6 iht. NCI'en.

## 2.3 Teglstensmurværk

Teglstensmurværk kan bestå af en række kombinationer af byggesten og mørtler og er derfor vanskeligt at optimere. Styrkeparametre, der skal dække et bredt spektrum af mørtler opmuret med et bredt spektrum af sten, bliver i sagens natur lave, da de skal dække laveste fællesnævner konservativt. Dette forhold er medvirkende årsag til at teglstensmurværk sjældent anvendes til bærende konstruktioner.

Styrkeparametre for mørtler kan defineres via:

- NCI vedr. 3.2.2 (1)
- Tegl 24
- Deklarationer. Funktionsmørtler

Styrkeparameter for byggesten defineres af producenten, typisk på Internettet.

## 2.4 Eksempler. Teglstensmurværk

### 2.4.1 Eksempel 1

*Byggesten:*

Type: Massiv blødstrøgen (Gruppe I)

$$\begin{aligned} f_b &= 20 \text{ MPa} \\ \text{MS} &= 1,8 - 2,4 \text{ kg/m}^2 \text{ (MS er minutsugning)} \end{aligned}$$

*Mørtel:*

Type: KC 50/50/700 Tørmørtel

I Tegl 24 er angivet følgende værdi:

$$\begin{aligned} f_{m,xk1} &= 0,30 \text{ MPa for minutsugning } 2,4 \text{ kg/m}^2 \\ f_m &= 5,0 \text{ MPa (estimat for ML-metode)} \end{aligned}$$

Værdierne indsættes Murværksprojektering, hvor følgende karakteristiske værdier bestemmes.

Tabel 2.3. Styrkeparametre. Tegl. Eksempel 1

Parameter	Værdi
$f_k$	5,89 MPa
$E$	2358 MPa
$f_{xk1}$	0,24 MPa
$f_{xk2}$	0,58 MPa
$f_{vk0}$	0,24 MPa

## 2.4.2 Eksempel 2

*Byggesten:*

Type: Massiv blødstrøgen (Gruppe I)

$$f_b = 25 \text{ MPa}$$

*Mørtel:*

Type: Funktionsmørtel FM5 (Fra Maxit.dk)

Fra Internettet er følgende værdi aktuelle:

$$f_{m,xk1} = 0,25 \text{ MPa}$$

$$f_m = 4,0 \text{ MPa (for MC - metode)}$$

Værdierne beregnes iht. NCI:

Tabel 2.4. Styrkeparametre. Tegl. Eksempel 2

Parameter	Beregning	Værdi
$f_k$	$0,55 \times 25^{0,7} \times 4^{0,3}$	7,93 MPa
$E$	NCI vedr. 3.7.2 (2) $7,93 \times \min(1000, 400 \times 4, 20 \times 25) = 7,93 \times \min(1000, 1600, 500)$	3967 MPa
$f_{xk1}$	NCI tabel 4 c. Indgang: 0,25 MPa og 25 MPa	0,23 MPa
$f_{xk2}$	NCI tabel 4 d. Indgang: 0,23 MPa og 25 MPa	0,62 MPa
$f_{vk0}$	NCI tabel 3. $f_{vk0} = f_{xk1}$	0,23 MPa

## 2.5 Porebeton

Bestemmelse af styrkeparametre for porebeton er rimelig enkel. Normalt anvendes kun en sommer- eller vinterlim, og den lim, der giver den laveste styrkeparameter, er deklareret.

Styrkeparameteren er normalt afhængig af porebetonens densitet. Høj densitet giver høj styrke.

Styrkeparametrene kan ses på de enkelte producenters hjemmesider. Fx [www.HplusH.dk](http://www.HplusH.dk) og [www.xella.dk](http://www.xella.dk)

Styrkeparametrene kan også bestemmes ud fra EC6, men dette er ikke hensigtsmæssigt, da deklarede (målte) værdier i sagens natur er mere nøjagtige (og højere). Trykstyrken for limet porebetonmurværk kan eksempelvis bestemmes til:  $K \times f_b^{0,85}$ .  $K$  er her 0,80.



## 2.6 Eksempler

### 2.6.1 Eksempel 1

For plader med dimensionerne ( $h \times t = 400 \times 100$ ) og densitet  $535 \text{ kg/m}^3$  fås fx følgende værdier fra Internettet:

Tabel 2.5. Styrkeparametre. Porebeton. Eksempel 1

Parameter	Værdi
$f_k$	3,5 MPa
$E$	1950 MPa
$f_{xk1}$	0,50 MPa
$f_{xk2}$	0,45 MPa
$f_{vk0}$	0,40 MPa

### 2.6.2 Eksempel 2

For blokke med dimensionerne ( $h \times t = 200 \times 360$ ) og densitet  $340 \text{ kg/m}^3$  fås følgende værdier fra Internettet:

Tabel 2.6. Styrkeparametre. Porebeton. Eksempel 2

Parameter	Værdi
$f_k$	1,77 MPa
$E$	1060 MPa
$f_{xk1}$	0,50 MPa
$f_{xk2}$	0,18 MPa
$f_{vk0}$	0,30 MPa

### 3. Beregning af vægfelter udsat for hovedsagelig vandret last

#### 3.1 Generelt

Der skelnes i EC6 mellem:

- hovedsageligt lodret belastede vægge, hvor søjlevirkningen er forekommende og
- hovedsageligt vandret belastede vægge uden søjlevirkning (ex. gavlvægge eller vægge påvirket af ringe taglast)

Overgangen mellem de 2 typer beregninger kan fx defineres ud fra, at spændingen fra den lodrette last ( $\sigma_d$ ) ikke må overstige:

$$\sigma_d \leq 0,15 \times f_{\text{buciling}} \quad (1)$$

hvor  $f_{\text{buciling}}$  svarer til trykspændingen bestemt ud fra bæreevnen for ren søjlevirkning. (Dvs er bæreevnen for ren normalkraft 100 kN/m, skal der regnes med søjlevirkning når  $N_d \geq 15$  kN/m, hvor  $N_d$  er den regningsmæssige lodrette last)

Bemærk: EC6 er lidt uklar på dette område. Pt. er grænsen mellem de 2 områder defineret i afsnit 6.3.1, hvor det angives, at  $\sigma_d \leq 0,2 f_d$ . Denne grænse kan dog overskride  $f_{\text{buciling}}$ , hvilket ikke kan være korrekt. Status pt (januar 2011) er, at EC6 systemet arbejder på sagen og at et forslag til amendement svarende til (1) er foreslået af formanden til medlemmerne.

#### 3.2 Beregning

Beregning af vægfelter for vandret last alene foretages principielt efter følgende model:

Lasterne (specielt vindlast) fordeles mellem for- og bagmur, hvorefter for- og bagmur dimensioneres hver for sig. **Fordelingen kan ske efter stivheden eller kapaciteten af de 2 vægge** (se afsnit 6.3.1 (6)).

**Bemærk:** I afsnit 6.3.1 (6) er det ikke angivet, at en fordeling efter kapaciteterne er en plasticitetsteoretisk løsning, der kræver en del flydeevne fra vangerne (medmindre de er identiske). Uagtet at dette (flydeevne)krav er undladt i teksten, bør forholdet tages i betragtning, såfremt lasterne fordeles efter kapaciteterne.

Beregningen kan foretages efter brudlinieberegningen, hvor bøjningstrækstyrkerne anvendes som indgangsparametre. En eventuel lodret spænding kan adderes til bøjningstrækstyrken om liggefugen. Se 6.3.1, formel (6.16)  $f_{\text{xd1,app}} = f_{\text{xd1}} + \sigma_d$

Selve brudlinieteorien uddybes ikke nærmere her, men specielle forhold omkring brudlinieteorien og murværk, fx understøtninger, kan ses i lærebogen, afsnit 2.

Reference til brudlinieteorien er angivet i 5.5.5 (11), hvor det angives, at **brudlinie "analogien"** må anvendes.

Bemærk: Anvendelsen af brudlinieteorien har i EC6 systemet været genstand for diskussion. Når der i EC6 er angivet, at bæreevnen for vandret påvirkede vægfelte fx kan bestemmes vha. *brudlinie analogien* og ikke *brudlinie teorien*, indikerer dette, at der (også) i EC6 systemet har været diskussioner om beregningsmodellens berettigelse og anvendelsesområde. Nogle lande er ikke begejstret for eksistensen af bøjningstrækstyrker og vælger geometriske regler (dvs max kvm, min. tykkelse, etc) for hovedsageligt vandret påvirkede vægfelte, selvom denne fremgangsmåde i princippet

også implicit forudsætter bøjningstrækstyrker (af ukendt størrelse). At geometriske regler skulle være mere korrekte og konservative kan være lidt vanskeligt at blive overbevist om.

I annek E er angivet en række tabeller for bæreevne af tværbelastede vægge. Disse værdier er fundet via brudlinieanalysen. Disse tabellers grænser er til gengæld ret optimistiske. For 3-sidet understøttede vægge (væg J-L) tillades  $h/l = 0,3$ , hvilket rent statisk svarer til et  $h/l$ -forhold på 0,15 for et 4-sidet understøttet vægfelt. Dette kræver en voldsom stor flydeevne som murværket nok ikke besidder.

Bemærk. I den gamle danske Murværksnorm (DS 414:2005) måtte bæreevnen ikke baseres på bøjningstrækspændinger i liggefugen alene (medmindre der var tale om små vægfelt eller monolitiske konstruktioner med lav udnyttelsesgrad), hvilket betød, at selvom bæreevnen for denne væg var tilstrækkelig, skulle der opføres tværafstivninger eller lignende for at sikre at bæreevnen ikke blev baseret på bøjningstrækspændinger i liggefugen alene.

Denne regel er ikke gældende i EC6. **Dvs ved anvendelse af EC6 kan bæreevnen baseres på bøjningstrækspændinger i liggefugen alene i alle situationer** (Dvs også for store vægfelt, hulmure uden høj grad af sikkerhed, etc).

## 4. Beregning af vægfelter for hovedsagelig lodret last

### 4.1 Start med en brudlinieberegning

Såfremt det undersøgte vægfelt er 3 eller 4-sidet understøttet gennemregnes vægfeltet indledningsvis som vandret bærende efter brudlinieteorien med de aktuelle lodrette og vandrette laster.

Bæreevnen for vægfeltet beregnet efter brudlinieteorien skal naturligvis være tilstrækkelig. Dvs der bør principielt foretages 2 beregninger:

1. En beregning med **minimum lodret last** for at undersøge om tværbæreevnen er tilstrækkelig
2. En beregning med **maksimal lodret last** til at bestemme den maksimale ækvivalente tværlast

Beregning 1 giver den mindste bæreevne, da den lodrette last i brudlinieberegningen er stabiliserende.

Ved beregning 2 er formålet at få fordelt den vandrette last i den del der optages gennem de lodrette understøtninger og den del der optages gennem de vandrette understøtninger.

Den del, der optages gennem de vandrette understøtninger, bidrager til søjlevirkningen og skal medtages ved beregningen af vægfeltet som lodret belastet. Den del af den vandrette last, der bidrager til søjlevirkningen, benævnes den ækvivalente vandrette last ( $q_{\text{ækv}}$ ) og er en andel af den samlede vandrette last ( $q_d$ ). Bemærk  $q_{\text{ækv}}$  kan være  $> 1,0 \times q_d$  såfremt der er mange/større åbninger i vægfeltet, idet der ved beregningen af  $q_{\text{ækv}}$  tages hensyn til åbningerne.

Emnet er noget kompliceret, men er uddybet i lærebogen, afsnit 2.2.

I EC6 bestemmes den ækvivalente vandrette last i Anneks I, gennem faktoren  $k$ , hvor

$$q_{\text{ækv}} = k \times q_d$$

Denne værdi anvendes som input i beregningen af vægfeltet som lodret belastet vægfelt.

Bemærk, at åbninger ikke er inkluderet i Anneks I, hvilket gør anvendelse noget vanskelig.

### 4.2 Lodrette understøtninger. Reduktion af søjlehøjden

Lodrette understøtninger i form af tværvægge og stålsøjler forøger stabiliteten og bæreevnen. Dette tages der hensyn til i beregningerne ved at reducere søjlehøjden. Rent formelt gøres dette ved at reducere højden ( $h$ ) til en effektiv højde ( $h_{\text{ef}}$ ) efter følgende udtryk:

$$h_{\text{ef}} = \rho_n \times h$$

hvor  $\rho_n$  er  $\rho_3$  eller  $\rho_4$ , afhængig af om vægfeltet er 3- eller 4-sidet understøttet.

I EC6 er der tillige defineret en  $\rho_2$  i 5.5.1.2 (11) (i) og (ii). Her er der mulighed for at sætte  $\rho_2 = 0,75$  såfremt væggen er belastet af et betondæk med et vederlag på minimum 2/3 af vægtykkelsen. Filosofien er, at et stift betondæk giver en form for indspænding, der på denne måde implementeres ved at reducere søjlelængden.

Bemærk: Et betondæk giver ikke nødvendigvis en gunstig understøtning. Det afgørende er størrelsen på rotationsstivheden af dækket. Dvs et betondæk, der spænder langt, giver ikke nødvendigvis bedre understøtning end en træbjælkekonstruktion med mindre spændvidde.

Hensyntagen til stive dæk er beskrevet i NCI'en (under punktet ”vedr. anneks C) og i lærebogen, afsnit 3.2. Her beskrives, hvorledes der bør tages hensyn til stive dæk i topexcentriciteten.

Det foreslås, som en pragmatisk og enkel løsning, at lade  $\rho_2$  være 1,0 i alle situationer og tage hensyn til stivheden via excentricitetsintervallet beskrevet i afsnit 5.1 – dette notat.

Udtrykkene for  $\rho_3$  og  $\rho_4$  er angivet i formel (5.6) og (5.8):

$$\rho_3 = \frac{1}{1 + \left[ \frac{h}{3l} \right]^2} \rho_2 \quad \text{For } h \leq 3,5 l$$

$$\rho_4 = \frac{1}{1 + \left[ \frac{h}{l} \right]^2} \rho_2 \quad \text{For } h \leq 1,15 l$$

For meget høje vægge er angivet andre formler (5.7) og (5.9), der dog ikke behandles i dette notat.

**Bemærk:** I 5.5.1.2 (7) er angivet, at såfremt  $l \geq 30t$  for 4-sidet understøttede vægge (og  $15t$  for 3-sidet understøttede vægge) skal der regnes med den fulde højde (Dvs  $\rho_3$  og  $\rho_4$  er 1,0). Denne regel forekommer ikke rimelig, da tykkelsen er irrelevant for reduktionsformlerne (5.6) og (5.8), som er rent teoretiske og velkendte fx i forbindelse med beregning af foldning i stålprofiler. Tykkelsen skal som sådan kun indgå i selve søjleudtrykket. Det foreslås derfor at se bort fra reglen.

De **afstivende vægge** skal have en vis stivhed. I 5.5.1.2 (4) er angivet, at den afstivende væg skal have:

- En længde svarende til  $1/5 \times$  højden (dvs en længde på 0,6 m for en 3 m høj væg)
- En tykkelse på  $0,3 \times$  den afstivende vægs tykkelse (dvs 32 mm for en 108 mm væg)

**Bemærk:** Disse regler virker noget dristige. Man kan godt stille spørgsmålstejn ved om en væg med dimensionerne  $32 \times 600$  mm kan understøtte en kraftig belastet 108 mm tung teglvæg med højden 3,0 m i en sådan grad, at et søjlebrud kun vil forekomme midt på væggen.

Det virker tillige besynderligt, at længden af den afstivende væg ikke indgår i udtrykket. Det må være afgørende, om den påvirkede væg har en udstrækning på 7 m eller 0,7 m. Det foreslås, at reglen betragtes som et absolut minimum, men at der skeles til (3I) reglerne i den gamle Murværksnorm DS 414:2005, specielt hvis der ses bort fra 5.5.1.2 (7).

### **Huller i vægge**

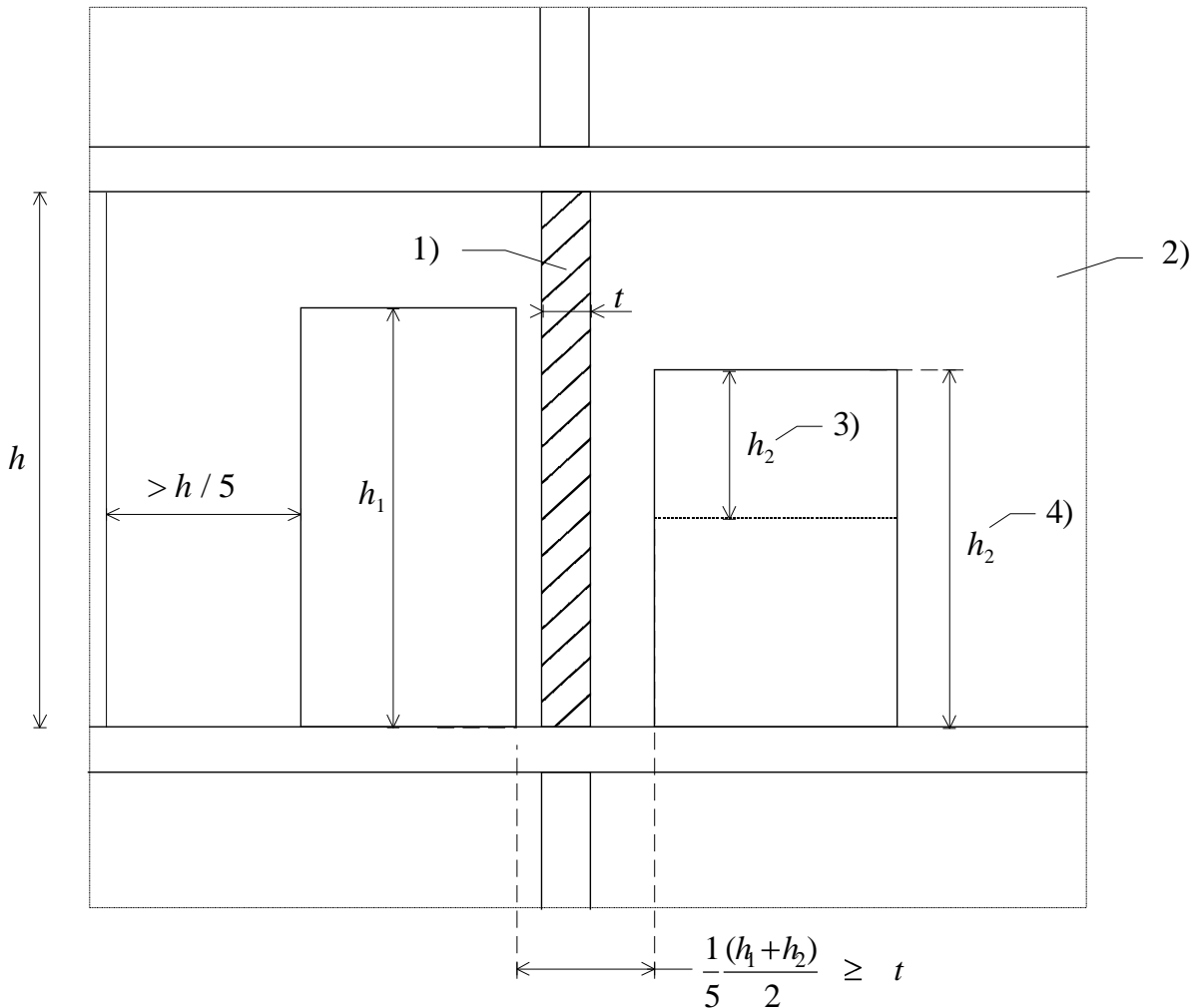
I 5.5.1.2 (4) er angivet regler for huller i de afstivende vægge. Disse regler er illustreret i efterfølgende ”figur 4.1 – dette notat, hvor

- 1) er væggen som bliver afstivet
- 2) er den afstivende væg
- 3) 4) er en dør eller et vindue

Et eksempel:

$h$	= 3,0 m
$h_1$ (dør)	= 2,1 m
$h_2$ (vindue)	= 1,2 m
$t$	= 108 mm

(Minimums-) afstanden mellem dør og vindue skal således være:  $(1/5) \times (2,1 + 1,2)/2 = 0,33$  m  
 På hver side af åbningerne skal væggen udstrække sig  $3,0/5 = 0,6$  m.



Figur 4.1 Afstivende vægge med åbninger

### 4.3 Excentricitetsbidrag

For lodret og vandret belastede vægfelter bestemmes normalt snitkræfterne  $M$  og  $N$ . For murværk angives  $M$  typisk som en excentricitet  $e = M/N$ . Normalkraften regnes normalt konstant. Momentet eller excentriciteten er sammensat af forskellige bidrag (formel 6.6):

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05 t$$

Her er

- $e_{mk}$  den totale excentricitet i midten af vægfeltet. Denne størrelse er defineret ved 2 bidrag
- $e_m$  som er den lastafhængige excentricitet
- $e_k$  som er excentriciteten hidrørende fra krybning

Bemærk. I EC6 betragtes kun snitkræfterne i det **geometriske midtærtværsnit**. Excentriciteten kan være lav i midten, fx som følge af indspændinger i enderne (Se figur 6.1).

Iht. EC6 skal forholdene i enderne tillige undersøges. Her er der ikke tale om søjlevirkning og konstruktionen er sjældent problematisk her. I de specialtilfælde, hvor enderne er kritiske (fx pga. konsoller), giver en undersøgelse sædvanligvis sig selv og forholdene omtales ikke yderligere her.

### Krybning( $e_k$ )

Excentricitet hidrørende fra krybning ( $e_k$ ) er beskrevet i formel 6.8 som:

$$e_k = 0,002 \phi_\infty \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{t e_m}$$

Her er

- $h_{ef}$  den effektive højde
- $t_{ef}$  den effektive tykkelse
- $t$  den geometriske tykkelse af den betragtede væg
- $e_m$  den lastafhængige excentricitet
- $\phi_\infty$  krybningskoefficienten

Krybningskoefficienten er beskrevet i tabel i afsnit 3.7.4 og er cirka 1,0 for tegl- og porebeton murværk.

**Bemærk.** Hensyntagen til krybning i murværk er et relativt nyt fænomen i Danmark. Størrelsesordenen på værdierne har tidligere været betragtet som negligible. Ved en aktuel beregning fås der normalt også kun værdier på få mm.

### Den lastafhængige excentricitet ( $e_m$ )

Den lastafhængige excentricitet ( $e_m$ ) er defineret i formel (6.7) som:

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} \pm e_{init}$$

Her er

- $M_{md}$  og  $N_{md}$  momentet og normalkraften i midten af vægfeltet hidrørende fra belastninger ved understøtningerne (typisk dæklast)
- $e_{hm}$  er excentriciteten hidrørende fra horisontal last (vind)
- $e_{init}$  er initialexcentriciteten

### Initialexcentriciteten ( $e_{init}$ )

Initialexcentriciteten ( $e_{init}$ ). Denne er beskrevet i 5.5.1.1 (4), hvor det angives, at den kan sættes til  $h_{ef}/450$ . Initialexcentriciteten er gældende i hele højden og dækker geometrisk afvigelse fra den plane form samt placeringsunøjagtigheder i top og bund.

### Excentriciteten hidrørende fra horisontal last ( $e_{hm}$ )

Bestemmes på sædvanlig vis som  $M_{mh}/N_{md}$ , hvor  $M_{mh}$  er momentet stammende fra vindlasten.

#### 4.4 Kombinationsvægge

Ved beregning af lodret belastede bagvægge i en kombinationsvæg kan hensyntagen til formuren foretages ved anvendelse af ”kubikrodsformlen” (Se formel 5.11).

Her angives følgende udtryk til bestemmelse af den effektive tykkelse:

$$t_{\text{ef}} = \sqrt[3]{k_{\text{tef}} t_1^3 + t_2^3}$$

Her er

- $t_{\text{ef}}$  den effektive tykkelse
- $t_1$  formurens tykkelse
- $t_2$  den belastede bagvæg
- $k_{\text{ef}}$  forholdet mellem E-modulerne ( $E_1/E_2$ )

Den effektive tykkelse  $t_{\text{ef}}$  anvendes i beregningerne i stedet for  $t_2$

Bemærk, at formurens styrkeparametre ikke indgår i udtrykket. Dvs såfremt formurens bøjningstrækstyrke er lav og elasticitetsmodulet højt (ift. bagmuren), vil udtrykket givetvis overvurdere bæreevnen af den samlede mur. Det foreslås i disse tilfælde at reducere  $k_{\text{tef}}$ , fx til  $k_{\text{tef}} = (E_1/E_2) \times (f_{\text{kk1,1}}/f_{\text{kk1,2}})$ .

Reglen konflikter noget med forholdene beskrevet i afsnit ”3.2 – dette notat”, da det er muligt at fordele vindlasterne efter kapaciteterne – dvs. udnytte formuren 100 % ifm. beregning af formuren for hovedsagelig vandret last vha. brudlinieteorien – for derefter at lade selv samme formur stabilisere bagmuren vha. kubikrodsformlen.

Følgende **indgangsvinkel** foreslås anvendt. Såfremt kubikrodsformlen ønskes anvendt i beregningerne påføres bagmuren **hele** vindlasten, hvorved al kapaciteten af formuren friholdes til at afstive bagmuren.

#### 4.5 Beregningsmodel (revnet tværsnit)

Introduktion af søjlereduktionsfaktoren er foretaget i formel 6.2:

$$N_{\text{Rd}} = \Phi t f_d$$

Her er

- $\Phi$  reduktionsfaktoren. Denne kan være  $\Phi_{\text{top}}$ ,  $\Phi_{\text{bund}}$ ,  $\Phi_{\text{m}}$
- $N_{\text{Rd}}$  kapaciteten mht. normalkraften med den aktuelle excentricitet pr længdeenhed
- $t$  tykkelsen af vægfeltet
- $f_d$  den regningsmæssige trykstyrke af murværket
- $\Phi_{\text{top}}$ ,  $\Phi_{\text{bund}}$  reduktionsfaktor ved top og bund
- $\Phi_{\text{m}}$  søjlereduktionsfaktoren

Kun  $\Phi_{\text{m}}$  søjlereduktionsfaktoren betragtes her. Udtrykket er empirisk og beskrevet i annek G. Alle formlerne gentages ikke her. Den centrale faktor er angivet i (G.4) og er:

$$\lambda = \frac{h_{\text{ef}}}{t_{\text{ef}}} \sqrt{\frac{f_k}{E}}$$



Det er væsentlig at skelne mellem  $h_{ef}$  og  $h$  samt  $t_{ef}$  og  $t$ .

Størrelserne  $h_{ef}$  og  $t_{ef}$  er parametre, der er introduceret pga. statiske forhold, som på en enkel måde ønskes implementeret i beregningerne.

Størrelserne  $h$  og  $t$  er de geometriske værdier. Dvs. når fx excentriciteten fra vindlasten skal beregnes som:

$$\begin{aligned} e_{mh} &= M_{mh}/N_{md} \\ &= 1/8 \times q_{\text{ækv}} \times h^2 / N_{md} \end{aligned}$$

er det væsentligt, at det er  $h$  og ikke  $h_{ef}$  der anvendes.

Bemærk i øvrigt, at der er en øvre grænse for forholdet  $h_{ef}/t_{ef}$ . Værdien er angivet i 5.5.1.4 (2) til 27.

#### 4.6 Beregningsmodel (urevnet tværsnit)

Dansk tradition har været baseret på en overgangskurve, hvor man tog hensyn til bøjningstrækstyrkernes effekt i belastningssituationer med lille normalkraft og moderat momentpåvirkning ved hjælp af en overgangskurve. En sådan overgangskurve er ikke som sådan introduceret i EC6.

I stedet er nævnt (i 6.3.1 (4) (ii)), at funktionen  $\Phi$  kan erstattes med  $\Phi_{fl}$ , der tager hensyn til bøjningstrækstyrkerne. Umiddelbart bagefter nævnes i en note, med endnu mindre skrift, at en sådan funktion ikke er beskrevet i EC6. Dvs. EC6 angiver, at det er tilladt at lave en overgangskurve, men angiver ikke en metode. I afsnit 5.3 – *dette notat* er den danske indgangsvinkel beskrevet.

#### 4.7 Vægfelter mellem åbninger. False

Ofte udføres åbninger med muret fals. Denne fals (eller false) forstærker tillige konstruktionen og kan medregnes under projekteringen, såfremt samlingen mellem fals og væg har tilstrækkelig forskydningskapacitet. Det vil i praksis sige, at samlingen skal være muret i forbandt eller limet.

I tabel 5.1 er forøgelsesfaktoren  $\rho_i$  angivet for forskellige geometrier.

Såfremt falsene medregnes i den bærende konstruktion bør falsene ved vinduerne føres til sokkel. Det vil sige falsene bør udføres i fuld højde. Såfremt de ikke udføres i fuld højde skal forholdene undersøges nøjere. Dette er beskrevet i lærebogen, afsnit 9.3 (tabel 9.3.2).

Beregningen kan principielt foretages på følgende måde.

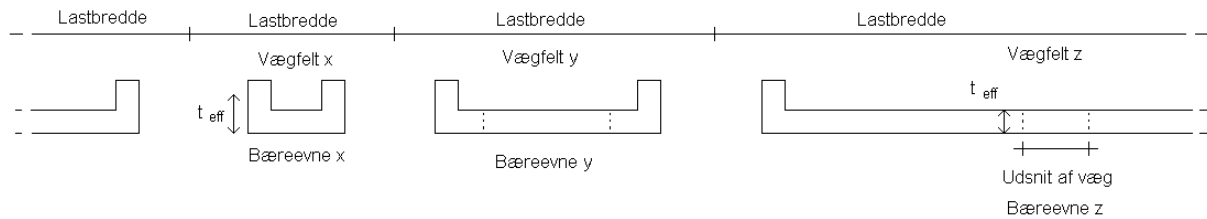
- Vægfeltet med største belastningsbredde i forhold til længden udvælges. Dette vægfelt vil typisk have 2 false. Bæreevnen af dette vægfelt bestemmes (med den fra tabel 5.1 angivne forøgede tykkelse).
- For et udsnit af vægfeltet bestemmes bæreevnen med den geometriske tykkelse.
- De resterende vægfelter vil da have en bæreevne, som er større end bæreevnen af mindsteværdien.

Forholdene er illustreret på efterfølgende figur 4.3 – dette notat.

Vægfelt x udvælges som vægfeltet med størst belastningsbredde i forhold til længden.

Vægfelt z er et udsnit med samme lastbredde som udsnittet.

Det ses intuitivt, at såfremt åbningerne er lige store, vil vægfelt y have en bæreevne, hvor  $y \in \{x..z\}$ . (y ligger i intervallet mellem x og z, da feltet i princippet kan opdeles svarende til de 2 øvrige vægfelt). Såfremt åbningerne er forskellige lægges en ingeniørmæssig vurdering til grund for udvælgelsen af kritiske vægfelt.



Figur 4.3. Konstruktion med fals

Falsene skal principielt også medregnes ved bestemmelse af den ækvivalente tværlast (Se afsnit 4.1 – *dette notat*). Det vil sige, at når vægfeltet får forøget styrke om vandret akse (men ikke om lodret akse) vil det betyde, at en større del af vindlasten vil blive understøttet gennem de vandrette understøtninger, og derved vil den ækvivalente last blive forøget.

Rent praktisk bestemmes  $\rho_t$ , hvorefter  $f_{xk1}$  forøges tilsvarende således, at der overalt kan regnes med samme vægtykkelse. Dvs  $f_{xk1,app,\rho_t} = \rho_t^2 \times f_{xk1}$ .

$\rho_t$  bestemmes ud fra antallet af fals, der gennembrydes i det aktuelle vægfelt i forhold til vægfeltets effektive længde. Det skal her sikres, at de medregnede fals er rimelig jævnt fordelt.

## 5. Beregningsprogrammet Murværksprojektering, Ver 5.0

I programmet Murværksprojektering bestemmes  $q_{\text{ækv}}$  ifm brudlinieberegningen automatisk, såfremt der er angivet en lodret last. Værdien for  $q_{\text{ækv}}$  anvendes som input i beregningen af vægfeltet som lodret belastet vægfelt.

### 5.1 Excentricitets interval

Den helt afgørende forskel på beregningerne i edb-programmet Murværksprojektering, Ver 5.0 og EC6 er forholdene omkring excentriciteterne i top og bund. Forholdene og fremgangsmåden er beskrevet efterfølgende.

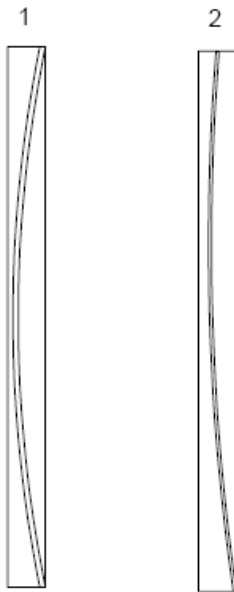
For at kunne bestemme værdien af kapacitetsreduktionsfaktoren  $\Phi$  i de 3 snit, som EC6 kræver undersøgt, er det nødvendigt at bestemme den lodrette lasts excentricitet og excentricitetsbidraget fra den vandrette tværlast i de 3 snit.

I det Nationale Anneks (Oversigt over mulige nationale valg) angives, at annek C i EC6 ikke anvendes. Annek C er en metode til bestemmelse af den lodrette lasts excentricitet i toppen og bunden af en væg, baseret på en elastisk model af den betragtede væg og de tilstødende vægge og dæk. Denne fremgangsmåde er meget følsom overfor de stivhedsantagelser der benyttes, og i mange tilfælde er resultatet uforeneligt med, at det er forudsat, at der ikke kan regnes med trækspændinger i væggen. Som følge heraf er der i annekset også angivet en metode til bestemmelse af excentriciteterne baseret på en antagelse om, at spændingerne i væggen kan omlejres som følge af revnedannelse således, at der ikke optræder trækspændinger.

Hvorledes disse metoder kan gøres operationelle fremgår ikke klart.

I programmet er valgt en anden fremgangsmåde, der er i overensstemmelse med NCI vedr. Annek C (første 3 linier).

Fremgangsmåden går kort fortalt ud på at undersøge, om der i væggen er plads til en trykbue svarende til den normalkraft og den vandrette last som væggen påvirkes af. I væggens top og bund skal trykbuen ende således, at kraften kan overføres til de tilstødende konstruktioner. Når trykbuens ende er fastlagt, er trykbuens placering i midtersnittet bestemt, og kapacitetsreduktionsfaktoren  $\Phi_m$  og dermed bæreevnen svarende til dette snit kan således bestemmes. I ”figur 5.1 – *dette notat*” er forholdene illustreret.

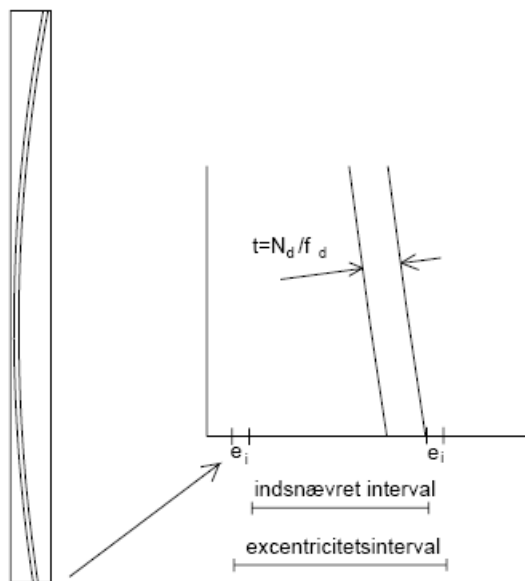


Figur 5.1 Trykbue i lodret og vandret belastet vægfelt

I tilfælde 1, vist til venstre, er trykbuen i top og bund placeret således, at kraften skal kunne optages ved væggens øvre og nedre højre kant. I tilfælde 2, vist til højre, er trykbuen placeret således, at kraften skal kunne optages i væggens nedre højre kant, mens trykbuen i toppen ender midt i snittet svarende til, at kraften i toppen skal overføres til fx en smal toprem placeret midt på væggen.

Rent inddatamæssigt betyder det, at man i stedet for at angive excentriciteten af den lodrette last i væggens top og bund, som alligevel ikke kan bestemmes med nogen grad af sikkerhed, skal angive et interval i væggens top og bund inden for hvilket trykbuens ender skal finde sig således, at kraften kan optages af de tilstødende konstruktionsdele. Disse intervaller kaldes excentricitetsintervaller.

Når det undersøges, om der er plads til en trykbue, tages der hensyn til tillægsexcentriciteten  $e_{init}$  (som jo tager højde for konstruktionsimperfektioner) ved at **indsnævre de angivne excentricitetsintervaller med størrelsen  $e_{init}$  i begge ender (og sider)**, (se figur ”5.2 – dette notat”). Når retning og størrelse af tværlasten er kendt, kan man umiddelbart bestemme placeringen af trykbuen.



Figur 5.2 Trykbue ved enderne

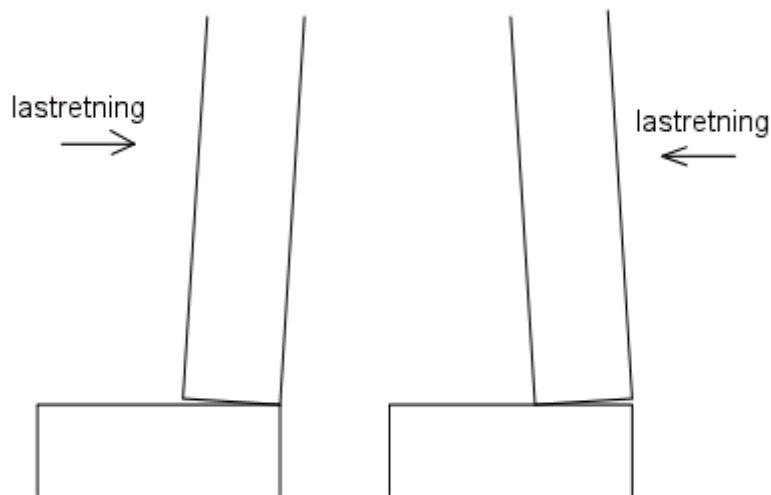
Med denne fremgangsmåde er betingelsen (6.4) i EC6 automatisk opfyldt i væggen top og bund. I midtersnittet er excentriciteten fra lasterne på væggen lig afstanden fra trykbuens midte til væggen midte. Den resulterende excentricitet i midtersnittet fås som summen af denne excentricitet og bidraget  $e_i = h_{ef}/450$  fra imperfektioner og et eventuelt bidrag  $e_k$  fra krybningen udregnet efter formel (6.8) i EC6. Med denne resulterende excentricitet kan reduktionskapacitetsfaktoren  $\Phi_m$  i væggen midte findes og væggen bæreevne dermed bestemmes.

”Pilhøjden” af trykbuen svarer således til  $e_{mk}$ . Såfremt der regnes med et excentricitetsinterval, hvor top- og bundexcentriciteten kan være til gunst, bliver trykzonen lagt således, at excentriciteten i midten er mindst mulig. Dvs evt. 0 ( $e_{mk}$  ”optages” på denne måde i ”enderne”).

Et excentricitetsinterval knyttet til toppen eller bunden af en væg angiver det område inden for hvilket den resulterende normalkraft skal befinde sig.

**De excentricitetsintervaller, der skal angives, afhænger af væggen understøtningsforhold.**

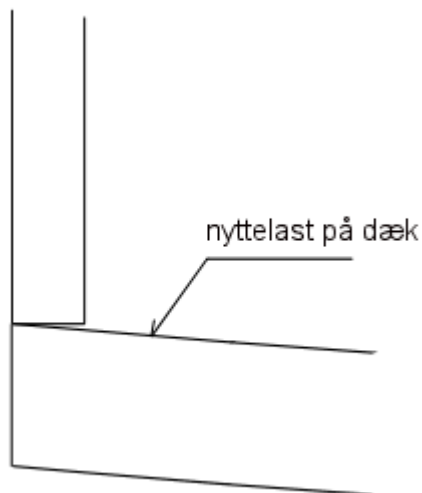
Betragtes en væg understøttet af et stift fundament vil væggen tendere mod at være understøttet enten på sit højre hjørne eller på sit venstre hjørne afhængig af retningen af tværlasten som vist på figur 5.3 – dette notat.



Figur 5.3. Væg på stift fundament.

Uanset tværlastens retning vil reaktionen fra fundamentet flytte sig, så dens excentricitet virker til gunst for væggen. Excentricitetsintervallet kan i dette tilfælde sættes til hele væggenes tykkelse. Lignende betragtninger kan foretages, hvis væggen hviler på et betondæk eller belastes via et betondæk, som må forventes at være væsentlig stivere end væggen.

Hvis væggen er understøttet af et forholdsvis slapt dæk vil væggen tendere mod at være understøttet som vist på figur 5.4 – *dette notat* som følge af nyttelasten på dækket.



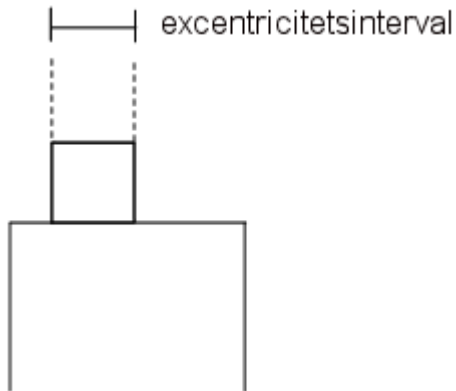
Figur 5.4. Væg understøttet af dæk påvirket af nyttelast

Om en tværlast virkende fra venstre kan flytte væggenes understøtning fra væggenes venstre kant til den højre afhænger dels af rotationsstivheden af væggen og dels af forholdet mellem den lodrette last på dækket og den vandrette last på væggen. Om denne flytning er mulig i fuldt omfang afhænger af, hvor store vinkeldrejninger i væggen der fremkommer ved et brud.

En nærmere behandling af dette emne findes i lærebogen, afsnit 3.2.

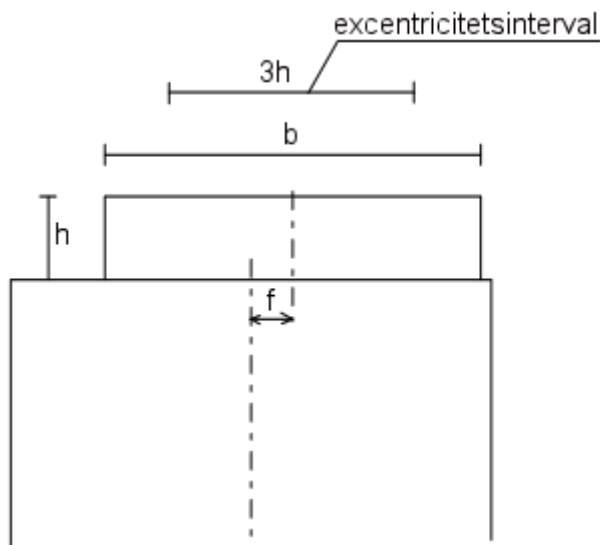
## 5.2 Praktisk bestemmelse af excentricitetsintervaller

Hvis en væg er belastet via en toprem bliver excentricitetsintervallet som vist på figur 5.5- *dette notat*



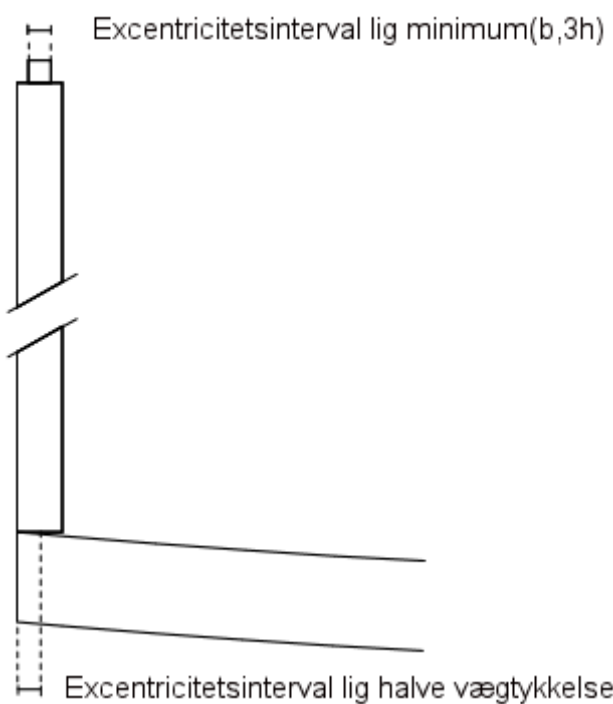
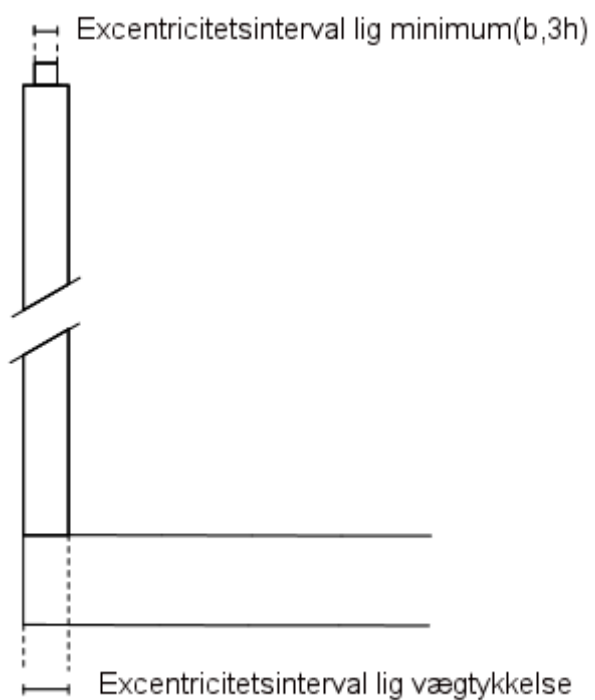
Figur 5.5. Excentricitetsinterval for væg belastet via en toprem

Hvis topremmen ikke har et tværsnit som vist på figur 5.5 – *dette notat*, men nærmere er et bræt, kan excentricitetsintervallet formindskes. Det foreslås at sætte excentricitetsintervallets bredde lig med  $3 \times h$ , dog naturligvis højst lig med  $b$ , altså *intervalbredde* = *minimum*( $b$ ,  $3h$ ). Her er  $b$  remmens bredde og  $h$  dens højde. Se figur 5.6 – *dette notat*



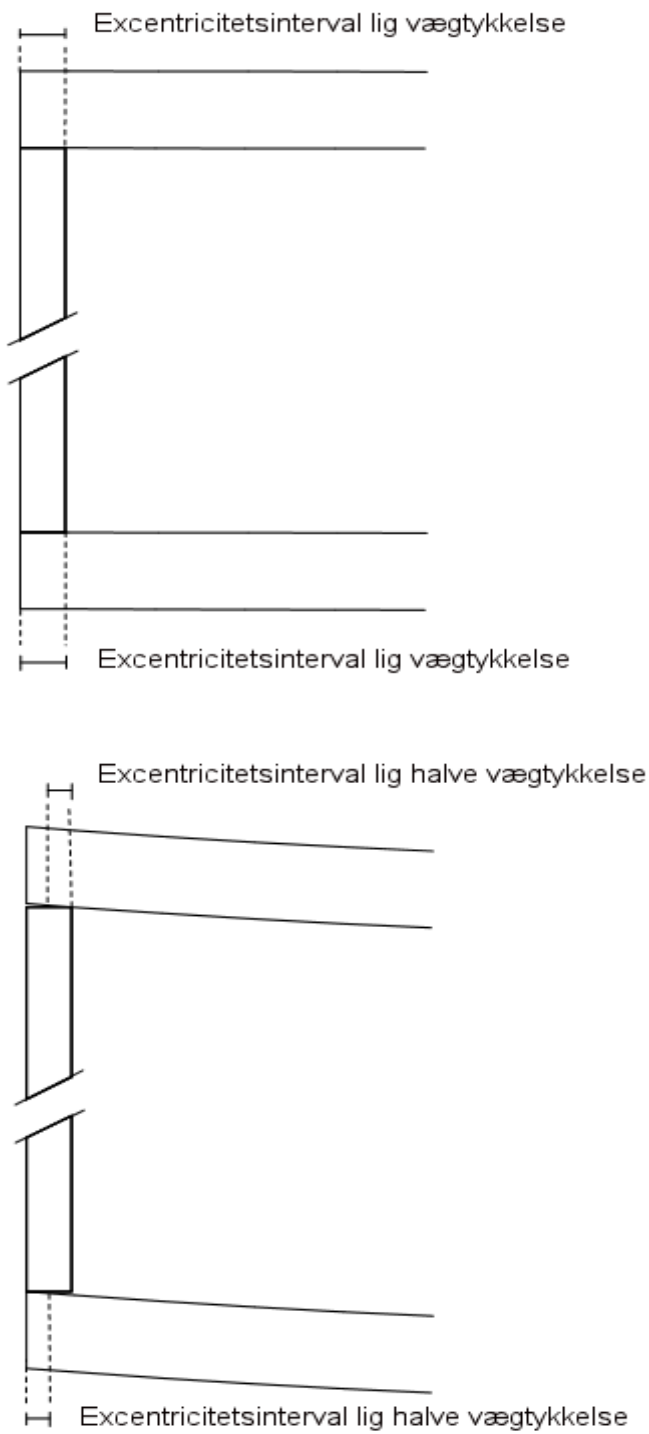
Figur 5.6. Angivelse af excentricitetsinterval ved brætformet toprem. Excentricitetsintervallet regnes symmetrisk om topremmens midtlinie

I det følgende er der givet eksempler på hvordan disse tilfælde kan kombineres.

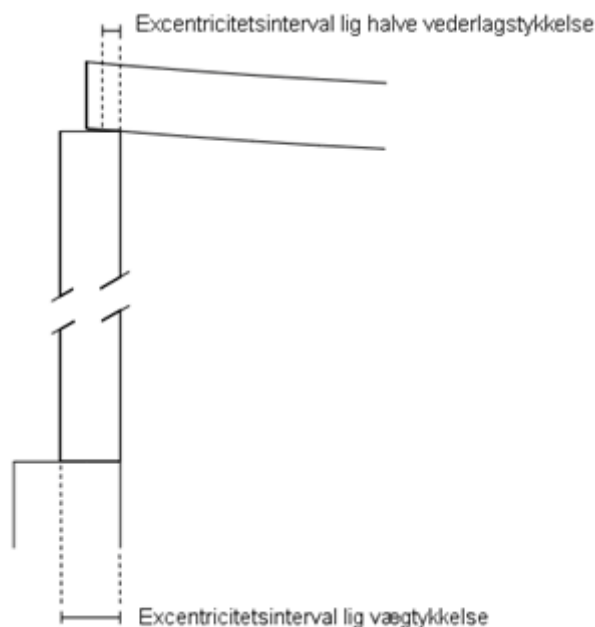


Figur 5.7. Kombination af excentricitets intervaller





Figur 5.8. Kombination af excentricitetsintervaller



Figur 5.9 **Kombination af excentricitetsintervaller**

### 5.3 Overgangskurve

På baggrund af reglerne i 6.3.1 (4) (ii)), hvor det er nævnt, at funktionen  $\Phi$  kan erstattes med  $\Phi_{fl}$ , der tager hensyn til bøjningstrækstyrkerne i belastningssituationer med lille normalkraft og moderat momentpåvirkning er det fra dansk side ”valgt” at udføre en overgangskurve baseret på **Navier-udtrykket**, hvor der tillige tages hensyn til søjleeffekten. Udtrykket er identisk med det i Letbeton-normen anvendte udtryk.

Ved en Navier-beregning tages murværkets bøjningstrækstyrke om liggefugerne i regning. De regningsmæssige tryk- og trækspændinger beregnes efter den ”udvidede Naviers formel” og sammenlignes med de regningsmæssige tryk- og trækstyrker. Tilføjelsen ”udvidede” går på, at der tages hensyn til søjlevirkning gennem en momentforøgselsfaktor  $N_{cr} / (N_{cr} - N_d)$  på bøjningsspændingsbidraget. Denne faktor svarer til søjleudbøjningen  $u_s$  og den deraf følgende forøgelse af momentet.

Ved Navier-beregningen forudsættes vægaksens udbøjning på midten at være  $e_5 = e_{init} + u_s$ , hvor de to bidrag har samme fortegn. (begrebet skal ikke forveksles med initial-krumningen i NCI annek C, der også har betegnelsen  $e_5$ )

En EC6-beregning (i det revnede tilfælde) forudsætter, at trykbuen indstiller sig således, at excentriciteten i væggens midte er *mindst* mulig. Dette begrundes med at begyndende bøjningstrækbrud betyder revner og deformationer ved væggens top og bund, som medfører en omlejring af kraftresultanterne, der normalt vil reducere momentet i væggens midte.

Når der forudsættes urevnede tværsnit er denne gunstige mekanisme ikke til stede. I Navier-beregningen er der efter forskellige overvejelser valgt følgende forudsætninger vedr. top- og bundexcentricitet:

- Lastresultanten i toppen angriber midt i excentricitetsintervallet.
- Lastresultanten i bunden (reaktionen) angriber i væggens ene sjettedelspunkt, altså  $1/6 \times$  vægtykkelsen fra midten, i modsat retning af vinden.

## 6. Eksempler

Der tages udgangspunkt i byggeprojektet beskrevet i Anneks 2 – *dette notat*.

### 6.1 Teglstensmurværk

Gavlen i modullinie G 4-6 regnes opført i teglstensmurværk

Bagmuren regnes opført med teglstensmurværk svarende til eksempel 2 (afsnit 2.4.2 – *dette notat*)

#### 6.1.1 Fordeling af lasterne

Lasterne regnes fordelt efter stivhederne. Her tages der udgangspunkt i udtrykket i NCI, hvor det angives at bøjningselasticitetsmodulet  $E_x$  kan sættes til:  $E_x = 11.500 \times f_{xkl}$ . Heraf fås:

$$\begin{aligned} E_{x,formur} &= 11.500 \times 0,24 && = 2760 \text{ MPa} \\ E_{x,bagmur} &= 11.500 \times 0,23 && = 2645 \text{ MPa} \end{aligned}$$

I praksis vil man nok betragte denne for- og bagmur som identiske, men for eksemplets skyld gennemregnes det korrekt.

$$\begin{aligned} q_{formur} &= 2760/(2645 + 2760) && = 0,51 \times 0,92 = 0,47 \text{ kN/m}^2 \\ q_{bagmur} &= 2645/(2645 + 2760) && = 0,49 \times 0,92 = 0,45 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

#### 6.1.2 Beregning

Kun formuren betragtes, da lasten er størst og bøjningstrækstyrken om studsfulgen er lavest (0,58 MPa ift bagmurens 0,62 MPa).

Beregningen foretages efter brudlinieberegningsen.

Største spænd (ved køkken) måles til: 3,45 m

Øverste vandrette understøtning regnes som indspændt, da murværket fortsætter op i gavltrekanten.

Venstre kant (set udefra) regnes som indspændt, da murværket fortsætter langs gavlen.

Hvorvidt den lille stump væg i modullinie G6 har tilstrækkelig bæreevne ifm. optagelsen af reaktionen er behandlet i lærebogen afsnit 2.1.2.5. Det vurderes her, at bæreevnen er tilstrækkelig.

Selve beregningen foretages ved hjælp af programmet Murværksprojektering. Beregningen er vedlagt som bilag 1. Det ses, at bæreevnen er tilstrækkelig, da bæreevnen af vægfeltet er 1,68 kN/m<sup>2</sup>.

## 6.2 Porebeton

Facaden i modullinie 4 og 6 regnes udført i porebeton (125 mm blokke). Blokkene har samme densitet som pladerne og der regnes med styrkeparametre som angivet i eksempel 1 (afsnit 2.6.1 – *dette notat*).

Vægfelterne er lodret belastede gennem dækkene. Vægfelt i modullinie 4 G-F betragtes.

De lette vægge som er placeret vinkelret på den betragtede væg regnes ikke at have nogen afstivende effekt. Disse kan ofte være monteret med bløde mellemlæg og kan i husets levetid blive fjernet eller flyttet.

## 6.2.1 Brudlinieberegning

Da formuren senere skal stabilisere bagmuren via ”kubikrodsformlen” regnes kræfterne fra vindlasten kun at virke på bagmuren. Det er altså **ikke relevant at foretage en fordeling af vindlasterne** (Se evt. afsnit 4.4 – *dette notat*).

Længden af vægfeltet måles til: 5,80 m.

Øverste vandrette understøtning regnes som indspændt, da murværket fortsætter kontinuerligt.

Venstre kant (set udefra) regnes som indspændt, da murværket fortsætter.

Nederste kant regnes tillige som indspændt på grund af den lodrette last. (se evt. lærebog afsnit 2.1.1.1).

Iht. afsnit 4.1 – *dette notat* bør der foretages en gennemregning af vægfeltet både for:

- den mindste lodrette last, da denne last giver mindst tværbæreevne
- den største lodrette last, da denne giver største ækvivalente tværlast.

Indledningsvis bestemmes forøgelsesfaktoren. Dvs. den værdi den lodrette last skal forøges med på grund af det reducerede tværsnit mellem døre og vinduer. Den samlede længde af døre og vinduer fås til:  $610 + 970 + 970 = 2255$  mm

Heraf fås følgende **forøgelsesfaktor** (f):

$$\begin{aligned} f &= 5,8 / (5,8 - 2,255) \\ &= 5,8 / 3,545 \\ &= 1,64 \end{aligned}$$

Den lodrette last fås således til:

$$\begin{aligned} p_d &= 1,64 (18 \text{ til } 41) \text{ kN/m (Lodret belastning fra anneks 2)} \\ &= 29,5 - 67,2 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Pga. de **lodrette false** forøges  $f_{xk1}$  som følger (se evt. afsnit 4.7 – *dette notat*):

- Brudlinierne regnes at skulle krydse 6 false (falsene vurderes at være tilstrækkelig jævnt fordelt)
- Samlet effektiv væglængde er 3,545 m

Indgangsparametre i tabel 5.1:

- (gennemsnits-)afstand mellem false ift. tykkelse af false  $(3545/6)/125 = 4,7$
- dybde af false/vægtykkelse: 2,0

Fra tabel 5.1 fås  $\rho_t = 1,4$

Der er naturligvis grænser for størrelsen på  $\rho_t$ , når falsene ikke er i fuld højde. Dette forhold er beskrevet i lærebogen, afsnit 9.3 (tabel 9.3.2). Det ses her, at højden fra bund eller top til fjerneste punkt uden fals må være  $2,6/6,66 = 0,39$  m. Højden af falsen er 2,2 m, hvilket vil sige, at der er en manko på 0,01 m. Dette vurderes acceptabelt, da der oven på falsen monteres en overligger med samme dybde som falsen.

*Minimum lodret last*

Her gennemregnes vægfeltet uden en forøgelse af  $f_{xk1}$ . Såfremt konstruktionen var i bekneb for bæreevne kunne her forsigtigt anvendes  $f_{xk1,app.pt}$ . Ved forsigtigt forstås, at vi i den aktuelle beregning har medtaget mange reserver (indspændinger langs 3 understøtningslinier, false der lige netop har den tilstrækkelige højde, etc). Er udnyttelsesgraden stadig 100 % skal foretages en ”ingeniørmæssig vurdering” af projektet.

Konstruktionen er gennemregnet i bilag 2, hvoraf det ses, at bæreevnen er tilstrækkelig og udnyttelsesgraden er 27 %.

**Maksimum lodret last**

Her gennemregnes vægfeltet med en forøgelse af  $f_{xk1}$ . Det fås

$$\begin{aligned} f_{xk1,app.pt} &= \rho_t^2 \times f_{xk1} \\ f_{xk1,app.pt} &= 1,4^2 \times 0,5 \\ &= 0,98 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Konstruktionen er gennemregnet i bilag 3, hvoraf det ses at den ækvivalente vandrette last er:

$$q_{\text{ækv}} = 0,49 \text{ kN/m}^2$$

**6.2.2 Lodret last. Søjlevirkning**

U-knast midt i vægfeltet (modullinie 4 G-F) betragtes. Denne har en bredde på 470 mm.

$\rho_t$  bestemmes til 1,4. Da der i denne knast er forholdsvis kort mellem falsene, vil det være naturligt at forvente, at værdien for  $\rho_t$  var højere end 1,4, som også var værdien fundet i forrige afsnit for hele vægfeltet. Værdien 1,4 er dog en maksimalværdi for murværk hvor forholdet: dybden af falsene/vægtykkelsen = 2.

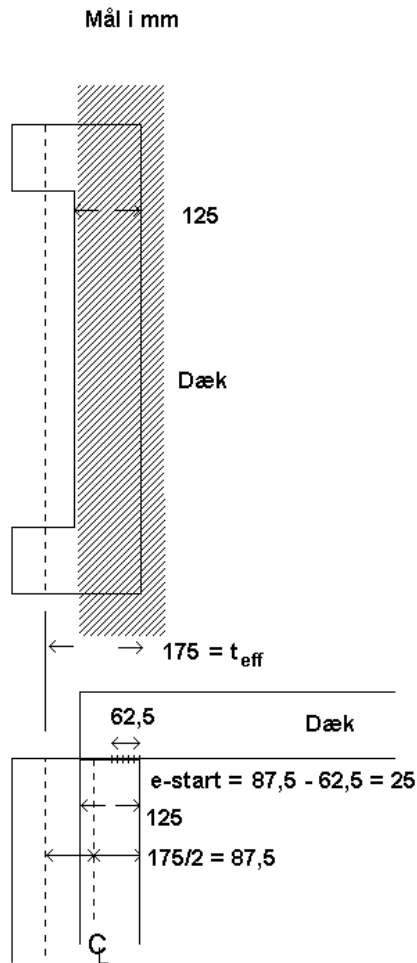
$t_{ef}$  fås således til:

$$\begin{aligned} t_{ef} &= 1,4 \times 125 \\ &= 175 \text{ mm} \end{aligned}$$

*Excentricitetsinterval ved bund.* Dette regnes i fuld tykkelse (altså svarende til vægfeltets effektive tykkelse på 175 mm), da vægfeltet er placeret på mørtelpude på betondæk på sokkel.

*Excentricitetsinterval ved top*

Dækket vurderes som værende slapt i forhold til væggen, hvorved excentricitetsintervallet kun kan regnes beliggende under den halvdel af vederlagsfladen, hvor excentriciteten er til ugunst. På efterfølgende figur ses, at dette interval er: 25 – 87,5 mm



Figur 6.1. Geometriske forhold ved dækkant

En beregning viser, at med dette excentricitetsinterval holder væggen ikke.

Alternativt kan excentriciteten (og intervallet) bestemmes ud fra modellen i lærebogen. Dette er gennemgået efterfølgende.

En vinkeldrejning af dækket estimeres (Se evt. afsnit 3.2 – lærebog):

$$\alpha_{dæk} = (1/24) \times q_d \times l^3 / (EI)_{dæk}$$

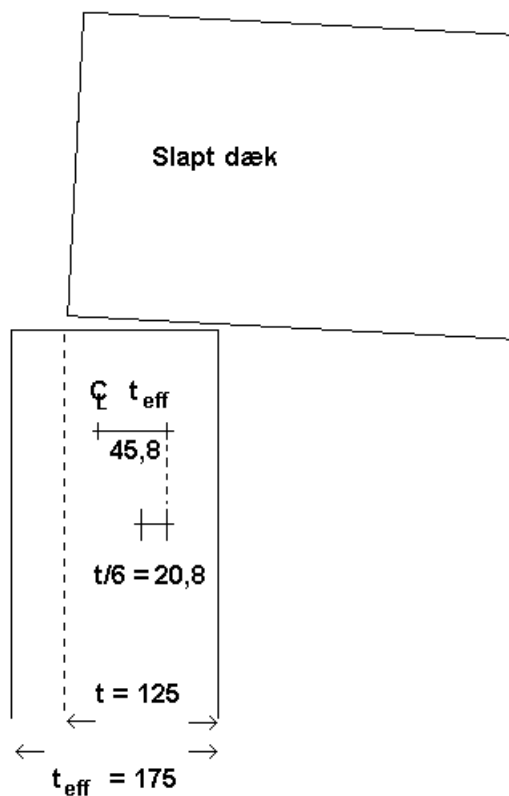
Her er	$q_d$	den jævnt fordelte last på dækket
	$l$	spændvidden af dækket
	$E$	elasticitetsmodulet for dækket
	$I$	inertimomentet af dækket
	$l$	= 8130 mm (fra tegning)
	$q_d$	= $2 \times 41/8,13$ = 10,08 kN/m <sup>2</sup>
	$E$	= 6000 MPa (langtidselasticitetsmodul)
	$I$	= $(1/12) \times 1000 \times 180^3 \times (3/4)$ (Faktoren $3/4$ repræsenterer huldækket) = $3,65 \times 10^8$

Det fås:

$$\begin{aligned}\alpha_{\text{dæk}} &= (1/24) \times 10,08 \times 8130^3 / (6000 \times 3,65 \times 10^8) \\ &= 0,10\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\alpha_{\text{væg}} &= t/3h \\ &= 125 / (3 \times 2600) \\ &= 0,016\end{aligned}$$

Det ses, at dækket er væsentligt slappere end væggen. Dvs. situationen er som vist på efterfølgende skitse. Der angives et excentricitetsinterval omkring værdien  $t/6$  til ugunst. Det ses, at værdien  $t/6$  er placeret 45,8 mm fra midterpunktet af  $t_{\text{eff}}$ . Excentricitetsintervallet skønnes til: 9 - 83 mm. Tyngdepunktet af dette excentricitetsinterval er således 46 mm ( $\approx 45,8$  mm) fra centerlinien ( $C_L$ ) af  $t_{\text{eff}}$ . [Det bør via beregningerne checkes, at stort set hele intervallet anvendes, således at den faktiske excentricitet svarer til de  $t/6$  som forudsat.]



Figur 6.2. Excentricitetsforhold for vægfelt mellem åbninger forstærket med flanger og påvirket af slapt dæk

*Søjlehøjden*

Søjlehøjden af vægfeltet kunne reduceres i henhold til reglerne angivet i Lærebogen i afsnit 3.6 ("Reduktion af søjlehøjde i vægfelte med åbninger"). Dette gøres dog ikke her, da den øverste understøttede del af "søjlen" ikke har samme tykkelse som den resterende del af søjlen, hvorved en reduktion ikke forekommer rimelig.

*Elasticitetsmodulet til "kubikrodsformlen"*

Elasticitetsmodulet af formuren sættes (iht. bemærkning i afsnit 4.4 – *dette notat*) til:

$$\begin{aligned} E_{\text{formel}} &= (0,24/0,50) \times 2358 \\ &= 1132 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Dvs. stivheden af formuren reduceres, svarende til forholdet mellem bøjningstrækstyrkerne.

*Den lodrette last*

Forøgelsesfaktoren er lokalt større for dette vægfelt. Denne bestemmes til:

$$\begin{aligned} f &= (970/2 + 970/2 + 470)/470 \\ &= 3,06 \end{aligned}$$

Heraf fås følgende lodrette last:

$$\begin{aligned} p_d &= 3,06 \times 41 \\ &= 125,6 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

*Beregning*

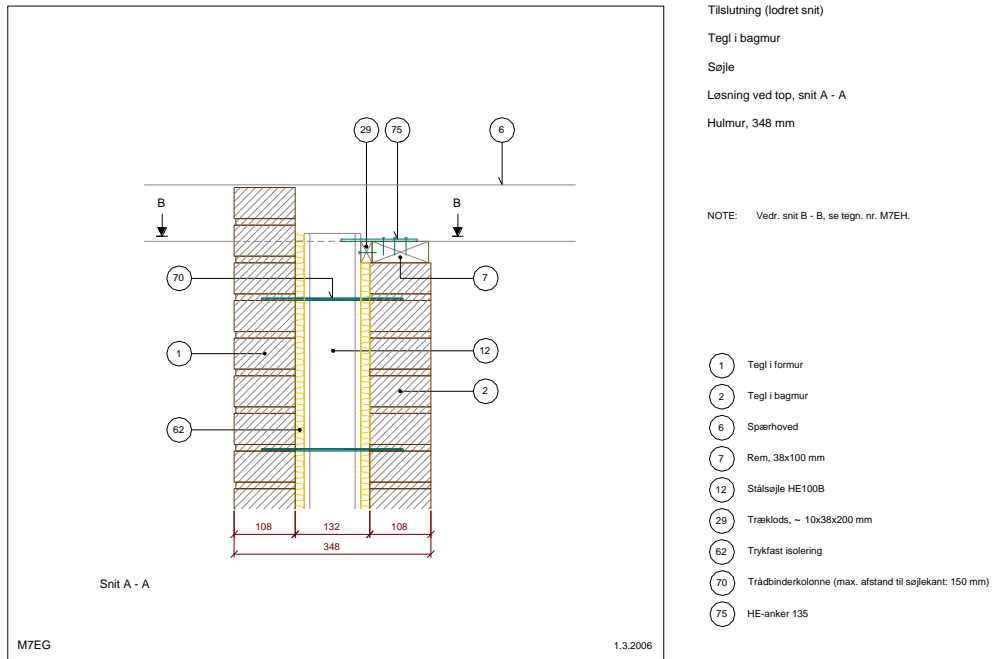
Beregningen er foretaget i bilag 4. Det ses, at bæreevnen nu er tilstrækkelig. Det ses endvidere, at hele excentricitetsintervallet er udnyttet i toppen, hvorfor konkluderes, at den faktiske excentricitet i toppen er 46 mm som forudsat. (Dette ses fx ved at inddatere en snævrere bredde, 10 – 82 mm, hvorved beregningen viser, at trykstyrken incl. reduktion for  $e_{\text{init}}$  overskrides).



## 7. Stålsøjler

### 7.1 Generelt

Stålsøjler anvendes som afstivning for specielt vandret påvirkede vægfelter. Stålsøjlerne skal normalt understøttes i top og bund således, at de statisk virker som en simpelt understøttet bjælke. I top kan stålsøjlen eksempelvis understøttes som vist her:



Tegningshistorik	
------------------	--

Fig. 7.1 Stålsøjle understøttet i top mod tagrem

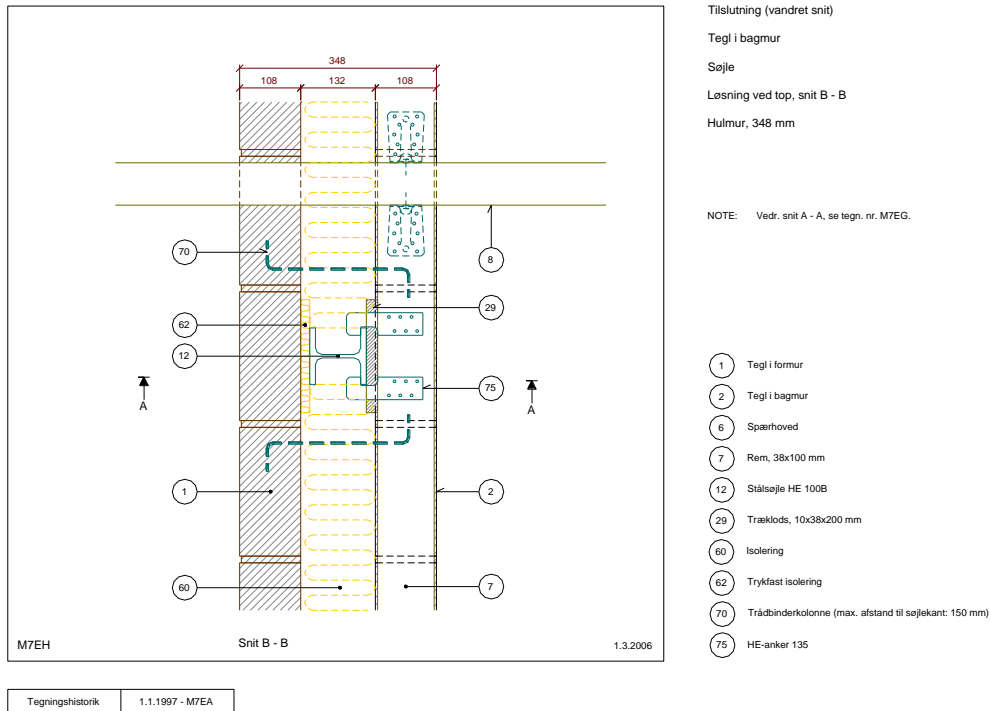


Fig. 7.2 Stålsøjle understøttet i top mod tagrem

Kun ved læmure og vægfelter uden understøtning i top skal stålsøjlen udformes som indspændt i bund og fri i top. Det er her væsentligt at betragte deformationerne i toppen, der kan blive markante. Emnet behandles ikke i dette notat.

Stålsøjlen skal **korrosionsbehandles**. Metoder, kategorisering, etc er behandlet i EN 12944, del 1-5.

Korrosionsbehandling kan være en kombination af maling, galvanisering og overtykkelse. Rene malingsløsninger må ikke anvendes.

Området er nøjere behandlet i [www.mur-tag.dk](http://www.mur-tag.dk), hvor metoder og eksempler er angivet.

## 7.2 EC6

I EC6 er stålsøjler ikke omhandlet. I stedet henvises til "EC3, design of steel structures".

Til beregning af en enkelt stålsøjle er det dog ikke nødvendigt at anvende EC3. Styrkeparametre fås fra producenters hjemmesider, teknisk ståbi eller andre steder. Partialkoefficienter for stål fra det nationale anneks ( $\gamma_M = 1,1$ ).

Beregning af stålsøjler generelt mht. udbøjning, mm er behandlet i Lærebogen afsnit 2.3 og 3.1.

## 7.3 Beregningsprogrammet Murværksprojektering, Ver. 5.0

### 7.3.1 Beregning af tværbelastede vægge

Stålsøjler i hulmuren behandles statisk som en tværvæg og angives i programmet som en lodret understøtning. Det skal undersøges, at udbøjningen af stålsøjlen ikke er for kraftig (Se Lærebog, afsnit 2.3.1.1).

### 7.3.2 Beregning af lodret belastede vægge

Stålsøjler behandles også her som tværvægge. Når det undersøges om stivheden er tilstrækkelig i forbindelse med et stabilitetsbrud ( $3I$  - kravet), skal elasticitetsmodulet medregnes (Se lærebog, afsnit 3.1).

Anvendes stivhedskravet i EC6 ( $0,3 \times t, h/5$ ) som angivet i ”4.2 – dette notat”, skal elasticitetsmodulet på tilsvarende måde medregnes.

## 7.4 Eksempel

Et eksempel:

Et vægfelt har dimensionerne:

Tykkelsen: 108 mm

Højde: 2.8 m

Længde: 2.8 m

Vægfeltet er understøttet i begge ender af en stålsøjle HE120B, således at vægfeltet kan regnes 4-sidet understøttet.

Såfremt vægfeltet var understøttet af en tværvæg skulle tværvæggen have følgende minimums dimensioner:

Tykkelse:  $0,3 \times 108 \text{ mm} = 32 \text{ mm}$

Længde:  $2800/5 = 560 \text{ mm}$

Elasticitetsmodulet af tværvæggen sættes her til 3000 MPa.

$$(EI)_{\text{tværvæg}} = 3000 \times (1/12) \times 32 \times 560^3 \\ = 1.405 \times 10^{12}$$

Heraf kan et minimumsinertimoment for stålsøjlen bestemmes:

$$(EI)_{\text{stålsøjle}} = 1.405 \times 10^{12}$$

$$I_{\text{stålsøjle}} = 1.405 \times 10^{12} / 200.000$$

$$= 7.03 \times 10^6$$

$$I_{\text{HE120B}} = 8.64 \times 10^6$$

Det ses, at stivheden af dette profil er tilstrækkelig, da stivheden af profilet er (23 %) større end den krævede stivhed.

## 8. Efterspænding

### 8.1 Generelt

Efterspændt murværk har været anvendt i Danmark i en del år med nogen succes. Konceptet er i indkøb dyrere end stålsøjler, hvilket gør anvendelse mere begrænset.

Beregningsforudsætninger for ”Efterspænding” er yderligere forklaret i ”Lærebogen” afsnit 3.7.2.

Efterspændt murværk giver i princippet den projekterende mulighed for at påsætte en vilkårlig lodret (stabiliserende) kraft på konstruktionen. På grund af topbeslaget vil excentriciteten være til gunst for konstruktionen, svarende til et excentricitetsinterval i vederlagsfladens tykkelse.

EC6 forholder sig som sådan ikke til efterspændt murværk. Beregningen foretages på traditionel vis ved at betragte vægfeltet som lodret belastet.

Foretages beregningen ”i hånden” uden brug af det i programmet Murværksprojektering, Ver. 5.0 indførte excentricitetsinterval sættes:

$$\begin{aligned} N_{id} &= N_{top,d} && \text{den valgte efterspændingskraft} \\ M_{id} &= N_{top,d} \times t/3 \end{aligned}$$

### 8.2 Beregningsprogrammet Murværksprojektering, Ver. 5.0

Påvirkningen ved toppen

$$N_{id} = N_{top,d} \quad \text{sættes til den valgte efterspændingskraft}$$

For at der er konsistens med modellerne beskrevet i afsnit 5.1-5.2 (excentricitetsintervaller) bør hele vederlagsfladen under profilet påsættes som excentricitetsinterval. Da profilet ikke bevæger sig under brud vil denne forudsætning være korrekt og situationen vil svare til et stift dæk.

I praksis sættes **excentricitetsintervallet til 90 mm (+/- 45 mm)** svarende til bredden af den indlagte trykkudlignende neoprenskive.

### 8.3 Teglmurværk

Når for- og bagmur er af tegl sættes armeringsstangen normalt i midten, således at kræfterne fordeles ligeligt på de 2 vanger.

### 8.4 Eksempel

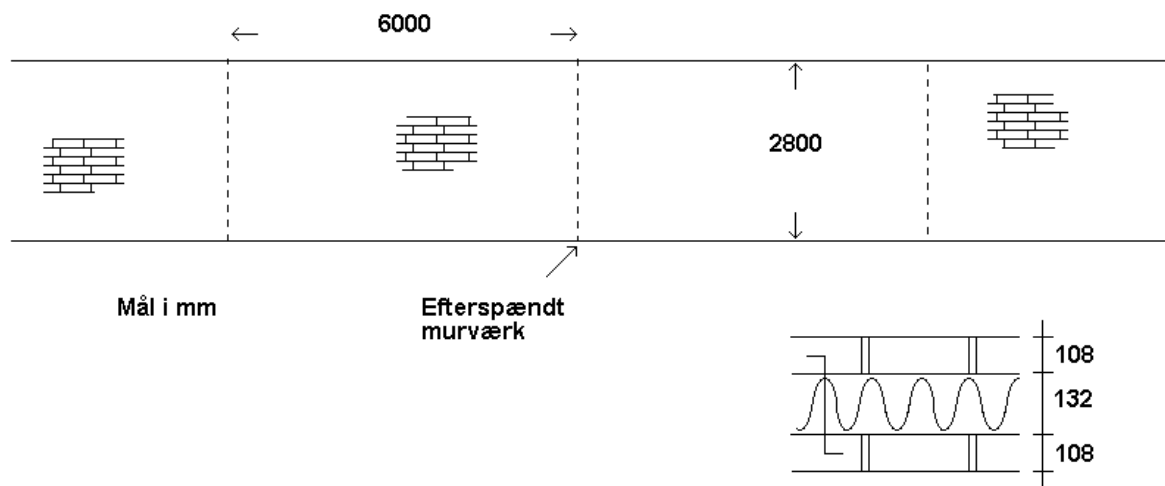
En 30 m lang hulmur understøttet i top og bund betragtes. Hulmuren er uden huller og tværafstivninger. Hulmuren er kun udsat for vindlast og bæreevnen er ikke tilstrækkelig.

Såfremt væggen afstives pr 6 m er bæreevnen af de mellemliggende vægfelter tilstrækkelig (undersøges ved brudlinieteorien). Væggen ønskes afstivet med efterspændt murværk. Beregn den nødvendige opspændingskraft.

Den regningsmæssige vindlast ( $q_d$ ) sættes til:

$$q_d = 0,92 \text{ kN/m}^2$$

Øvrig geometri ses på nedenstående figur.



Figur 8.1 Efterspændt hulmur

Der tages udgangspunkt i styrkeparametre bestemt afsnit 2.4 – *denne rapport*.

Formuren regnes udført med murværk med styrkeparametre som beskrevet i 2.4.1 eksempel 1 – *denne rapport*.

Bagmuren regnes udført med murværk med styrkeparametre som beskrevet i 2.4.2 eksempel 2 – *denne rapport*.

### 8.4.1 Beregninger

Vindlasten fordeles efter stivhederne (Elasticitetsmodulerne)

$$q_{\text{bagmur}} = 0,92 \times 3965 / (3965 + 2358) = 0,58 \text{ kN/m}^2 \quad !$$

Da bagvæggen har en forholdsmæssig større stivhed (og dermed påvirkning) end styrke betragtes kun bagvæggen.

Iht. beregningsforudsætningerne (trykkraften fordeles 1:1) betragtes et vægfelt med dimensionerne  $2800 \times 2800$  mm.

Formurens afstivende effekt tages ikke i regning via kubiksrodsformlen, da formuren tilsvarende selv er lodret bærende og ikke samtidig kan afstive bagmuren.

Beregninger er vedlagt i bilag 5. Det ses, at bæreevnen er tilstrækkelig med en lodret last på 15 kN. Opspændingen skal for teglmurværk, iht. projektmaterialiet, multipliceres med en faktor  $1/0,8$  for at sikre reservekapacitet til svind, krybning og temperaturbetingede bevægelser. Opspændingen sættes til 20 kN. (Principielt skal foretages fornyet beregning for den faktiske opspænding, hvor det sikres, at bæreevnen er tilstrækkelig og at den lodrette kraft ikke er for stor, da de temperaturbetingede bevægelser kan medføre en forøget kraft i stangen (på 10 %). I dette tilfælde er det dog ikke noget problem).

## **8.5 Porebeton**

Når formuren er af tegl og bagmuren af porebeton sættes efterspændingsstangen normalt forskudt 45 mm fra midten, således at kræfterne fordeles nogenlunde svarende til væggenes (tryk)styrkeforhold. Topbeslag med 45 mm forskydning af hul til montering leveres som standard fra producenten.

## 9. Beregning af tegloverliggere

### 9.1 Generelt

Beregning af overliggere har ikke specifikt været beskrevet i de tidligere danske normer. Beregningerne har derfor længe været foretaget efter de fælles europæiske regler.

### 9.2 EC6

Beregningsmodellen er beskrevet i afsnit ”7.2 i lærebogen”

Med hensyn til robusthed er i tabel 5.2 angivet nogle max-grænser på geometrien. En simpel understøttet bjælke må fx have et forhold mellem  $l_{ef}/d$  på 20. Dvs en 3-skifte overligger, hvor  $d = 160$  mm må have en totallængde 3200 mm. Nedbøjningen for en sådan bjælke vil dog være betragtelig og bør altid beregnes. Nedbøjningen bør ikke være mere end  $1/300$  af bjælkelængden eller 6 mm såfremt bjælken ikke udføres med pilhøjde. Værdien 6 mm svarer til  $1/2$  fuge tykkelse mod vinduet.

### 9.3 Teglmurværk

Teglbjælker kan opdeles i 2 typer:

#### *De traditionelle teglbjælker*

Består af en tegloverligger (1 eller 2 skifter med armering) samt en række påmurede skifter, der tilsammen udgør teglbjælken.

#### *Præfabrikerede teglbjælker*

Præfabrikerede teglbjælker i 3 eller flere skifter, der er bærende, formelt uafhængig af eventuelle påmurede skifter. Disse bjælker bliver mere og mere udbredt pga. den markant større bæreevne i forhold til de på byggepladsen sammenmurede bjælker.

Bjælkerne er ofte udformet med 2 Ø5 forspændt armering i hvert skifte.

Disse bjælker beregnes normalt ved hjælp af de samme metoder som traditionelle teglbjælker, da den statiske virkemåde er identisk.

Bemærk. At beregne præfabrikerede teglbjælker er i princippet i modstrid med produktstandarden for bjælker i murværk (EN 845-2), hvori angives, at bæreevnen af den enkelte overligger skal deklareres og bestemmes ved forsøg.

Da bjælkerne normalt varierer i længde, højde, stentype og armering er dette naturligvis ikke praktisk muligt og praksis har været, at der foretages enkelte forsøg med bjælkerne til bestemmelse af styrkeparametrene (herunder specielt kohæsionen som typisk ligger i intervallet  $f_{vk0} = 0,7 - 0,85$  MPa). Der foregår pt. et arbejde under kommissionen med henblik på en opblødning af reglerne således, at der kan foretages en ”typeprøvning ved beregning”. Status af dette arbejde er pt. (januar 2011), at et amendment til EN 1996 – 1 – 1, der tillader beregning af teglbjælker er i høring .

## 9.4 Eksempler

I det aktuelle projekt undersøges største åbning.

Lysningsvidde: 2290 mm betragtes

Bagmur:

Afstand fra øverste fals til dæk: 520 mm

Maksimal lodret last: 41 kN/m

**Formur:**

Overliggende murværk: 2,4 m

Egenvægt:  $1,9 \times 2,4$ : 4,56 kN/m

Bagmur:

Bæreevnen af porebetonbjælker er deklareret af producenten og skal som sådan ikke beregnes.

I det aktuelle tilfælde skal dog anvendes et stålprofil eller en jernbetonbjælke.

Formur:

En præfabrikeret teglbjælke, hvor kohæsionen ( $f_{vk0}$ ) er deklareret til:

$f_{vk0}$ : 0,80 MPa

Ved beregning (se bilag 6) fås, at en højde på 4 skifter er tilstrækkelig. (Diverse mindre vigtige parametre er skønnet)

En traditionel tegloverligger med påmurede skifter undersøges. Styrkeparametre som i eksempel 1 (afsnit 2.4.1 – *dette notat*). Her ses, at kohæsionen ( $f_{vk0}$ ) er bestemt til:

$f_{vk0}$ : (se dog sidst i dette afsnit) 0,24 MPa

Ved beregning (se bilag 7) fås, at en højde på 6 skifter er tilstrækkelig.

Fugtspærre:

Ved anvendelse af en præfabrikeret teglbjælke kan en TB-rende eller pap anvendes over bjælken.

Bjælkens højde er begrænset og disse bjælker er typisk væsentligt tættere end murværk opmuret på byggepladsen.

Ved anvendelse af en traditionel tegloverligger med påmurede skifter vil en løsning med TB-rende være at foretrække, da pappen ellers skal placeres relativt højt oppe med et større eksponeret areal som konsekvens.

Ved anvendelse af **TB-rende skal kohæsionen reduceres 10 %**, da renden gennemskærer en lille del af det aktive tværsnit. I beregningen i bilag 7 er der som følge heraf regnet med 0,21 MPa.



## 10. Stabilitetsberegning

### 10.1 EC6

Forholdene er beskrevet i lærebogen i afsnit 5.

### 10.2 Beregningsprogrammet Murværksprojektering, Ver. 5.0

Modulet i beregningsprogrammet er opbygget efter EC6, dog er der ved udstrækningen af flanger regnet med en begrænsning på  $8t$  (i stedet for  $6t$ ). Dette skyldes, at der ikke er noget teoretisk belæg for en begrænsning af udstrækningen af flangerne som funktion af tykkelsen. [Se fx Timoshenko, Theory of elasticity, 1970, 3. edition, side 262, hvor det udledes, at begrænsningen på flangerne er afhængig af spændvidden (eller afstanden mellem momentnulpunkter) og ikke tykkelsen]. I beton-normen har der dog været tradition for en værdi på  $8t$ , hvorfor denne værdi er implementeret.

### 10.3 Eksempler

For det aktuelle byggeri (Anneks 2 – *dette notat*) undersøges forholdene mht. vind på facade og vind på gavl.

### 10.4 Vind på facade

Yderste lejlighed betragtes (Beliggende mellem modullinie G og F). Kapaciteten af afstivende (tegl)gavl beregnes.

Beregninger:

- den samlede vandrette last fås til:  $4,8 \times 6,27/2 = 15,05$  kN
- lodret samling mellem bagvæg i facade og den betragtede gavl regnes muret i forbandt således, at facaden kan udgøre en flange med en stabiliserende lodret last til gavlen
- vandret samling mod terrændæk regnes muret således, at kohæsiionsbidraget er intakt (bemærk fugtspærre må så evt. indlægges mellem dæk og sokkel)
- højden på det betragtede vægfelt sættes til 5,2 m
- der regnes med en afstivende flange på 600 mm (flange-I)
- den lodrette last på denne flange sættes til:  $18 \times (610/2 + 600)/600 = 27,15$  kN/m
- kapacitet af trækstringer sættes til 20 kN svarende til Ø12 armering i kantudstøbning eller lignende.

Beregningen er angivet i bilag 8. Det ses, at væggen har en kapacitet på 54 kN, hvorved konkluderes, at bæreevnen for vind på facade er tilstrækkelig.

Flangen har ikke samme højde som den afstivende gavl. Det undersøges om dette opvejes af den murede samling, som giver højere styrker end ”bindere og trykstringere” som er forudsat i programmet:

- I bilag 8 er reaktionen mellem flange og det stabiliserende vægfelt angivet til: 18,38 kN
- Kapaciteten i det aktuelle tilfælde fås til:  $0,23/1,70 \times 108 \times 2600 \times 1E-3 = 38,0$  kN

Det ses, at kapaciteten er tilstrækkelig.

## 10.5 Vind på gavl

Yderste lejlighed betragtes. Den samlede vandrette last fås til:  $4,8 \times 8,45 = 40,6 \text{ kN}$

Der er 4 vægge med en længde omkring 1,5 m. Disse vægge er på skitsen markeret I, II, III, IV.

Væggene regnes ens. Indledningsvis analyseres, hvor stor den nødvendige lodrette stabiliserende kraft skal være.

Beregninger:

- tagkonstruktionen forudsættes at føre de vandrette kræfter ned i niveau med overkant væg
- den vandrette last på hver væg:  $40,6/4 = 10,15 \text{ kN}$
- vandret samling mod betondæk regnes limet således, at kohæsionen  $> 0 \text{ MPa}$

$$f_{vk0, \text{lim} - \text{pap} - \text{lim} \text{ løsn}ing} = 0,20 \text{ MPa}$$

$$[f_{vk0, \text{mørtel} - \text{pap} - \text{mørtel} \text{ løsn}ing} = 0,4 \times f_{vk0}]$$

- kapacitet af trækstringer sættes til 20 kN svarende til Ø12 armering i kantudstøbning eller lignende

Beregningen er foretaget i bilag 9. Det ses, at bæreevnen er tilstrækkelig, såfremt den lodrette stabiliserende last er 49 kN.

Vægfelt I er påvirket af lodret last fra dækket. Denne last bestemmes til:

$$18 \text{ kN/m} \times (1,5 + 0,97/2 + 2,29/2) \text{ m} = 56 \text{ kN}$$

Dvs for vægfelt I er bæreevnen tilstrækkelig uden yderligere forankringer.

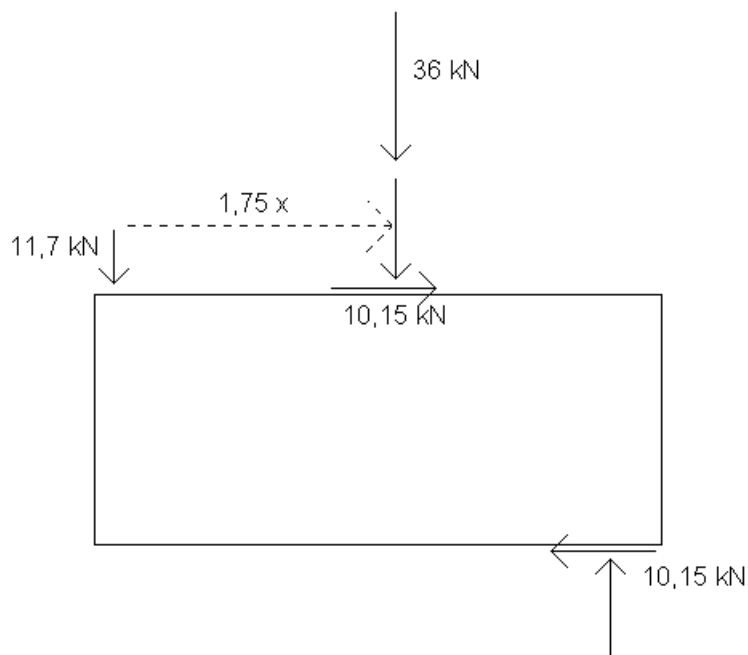
Vægfelt IV er påvirket af lodret last fra dækket. Denne last bestemmes til:

$$18 \text{ kN/m} \times (1,5 + 0,97/2) \text{ m} = 36 \text{ kN}$$

Dvs i vægfelt IV skal der etableres yderligere forankringer, der min. modsvarer den manglende lodrette last på  $49 - 36 = 13 \text{ kN}$

Mod modullinie F er væggen sammenmuret med lejlighedsskellet. Lejlighedsskellet er dog ubelastet og giver ikke tilstrækkelig "kontravægt".

I begge ender etableres et hulbånd  $40 \times 2 \text{ mm}$ . Dette har en regningsmæssig styrke på 11,7 kN (iht. SBI anvisning 189). Denne kraft virker i enden af vægfeltet. I beregningen fandtes en manglende kraft på 13 kN i midten af vægfeltet. Da problematikken er væltning, kan kraften i enden af vægfeltet flyttes til midten og multipliceres med cirka 1,75 (se efterfølgende figur for illustration) (se også evt. lærebogen, afsnit 5.9).



Figur 10.1. Illustration af forhold omkring væltning for vægfelter forankret i enderne

Vægfelt II og III betragtes.

Væggene regnes ubelastede og der skal etableres en lodret last på 49 kN. Denne kraft etableres ved forankringer i enden og størrelsen på kraften reduceres med en faktor 1,75, iht. ovenstående model.

Den nødvendige kraft fås således til:  $49/1,75 = 28 \text{ kN}$

*I hulumuren:*

Egenvægt af randbjælke og gavlvæg, der kan regnes som kontravægt, estimeres til:

$$(h_{\text{randbjk}} \times t_{\text{randbjk}} \times (16t) \times \rho_{\text{beton}} + h_{\text{gavl}} \times t_{\text{gavl}} \times (16t) \times \rho_{\text{murv}})$$

$$0,18 \times 0,108 \times 1,73 \times 23 + 2,6 \times 2 \times 0,108 \times 1,73 \times 18 = 18 \text{ kN}$$

Resulterende manglende kraft:  $28 - 18 = 10 \text{ kN}$

Denne kraft etableres ved i hulumuren ud for hver væg at placere 1 forankringsbånd  $40 \times 2 \text{ mm}$ , der har en regningsmæssig styrke på 11,7 kN.

*Inde i bygningen:*

Her er der ikke nogen egenvægt af betydning der kan medtages som kontravægt. I stedet indbores/indfræses en  $\text{Ø}12$  armeringsstang, der forankres med en kontraplade foroven i væggen.

Følgende spænding fremkommer i forankringen:

$$\sigma = 28 \times 10^3 / (\pi/4) \times 12^2$$

$$= 248 \text{ MPa}$$

Dvs der skal anvendes ribbestål.

*Forankringskraft:*

Det er væsentligt at huske, at forankringskraften for slap armering og bånd kun bidrager til kapaciteten mht. væltning.

Dvs i beregningerne bliver et friktionsbidrag i bund medtaget uden at være aktivt, hvilket er på den usikre side. Det skal således kontrolleres ved fornyet beregning, at bæreevnen alligevel er tilstrækkelig.

Dette gøres enten ved at foretage en beregning med reduceret friktionskoefficient eller ved at gennemregne kapaciteten manuelt.

I det aktuelle tilfælde er det intet problem.

## 11. Koncentreret last

### 11.1 EC6

Forholdene omkring koncentreret last er omfattende beskrevet i EC6.

I (6.10) er et empirisk udtryk angivet til:

$$N_{Rdc} = \beta A_b f_d \quad (6.10)$$

hvor

$$\beta = \left(1 + 0,3 \frac{a_1}{h_c}\right) \left(1,5 - 1,1 \frac{A_b}{A_{ef}}\right) \geq 1,0 \quad (6.11)$$

$$\leq 1,25 + \frac{a_1}{2 h_c}$$

$$\leq 1,5$$

Her er

$\beta$  forøgelsesfaktoren for koncentrerede laster

$a_1$  afstanden fra kant af væg til nærmeste kant af påvirkningen (se figur 11.1)

$h_c$  den lodrette afstand fra bund til lastens niveau

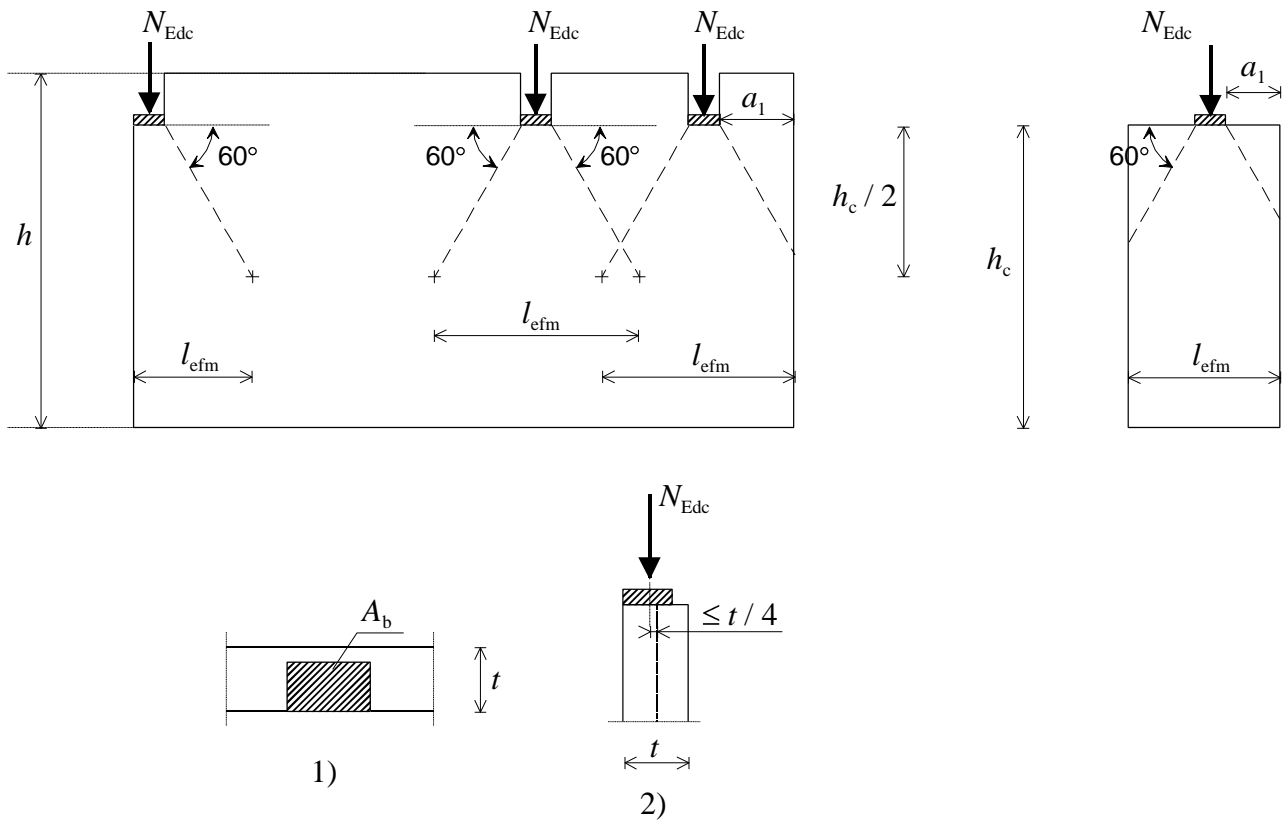
$A_b$  det belastede areal

$A_{ef}$  det effektive lastbærende areal i afstanden  $h_c/2$ . Dvs.  $l_{efm} \cdot t$

$l_{efm}$  den effektive længde af det lastbærende areal (se figur 11.1)

$t$  tykkelsen af væggen fraregnes eventuelle tilbageliggende fuger, recesser, etc større end 5 mm

$$\frac{A_b}{A_{ef}} \leq 0,45$$



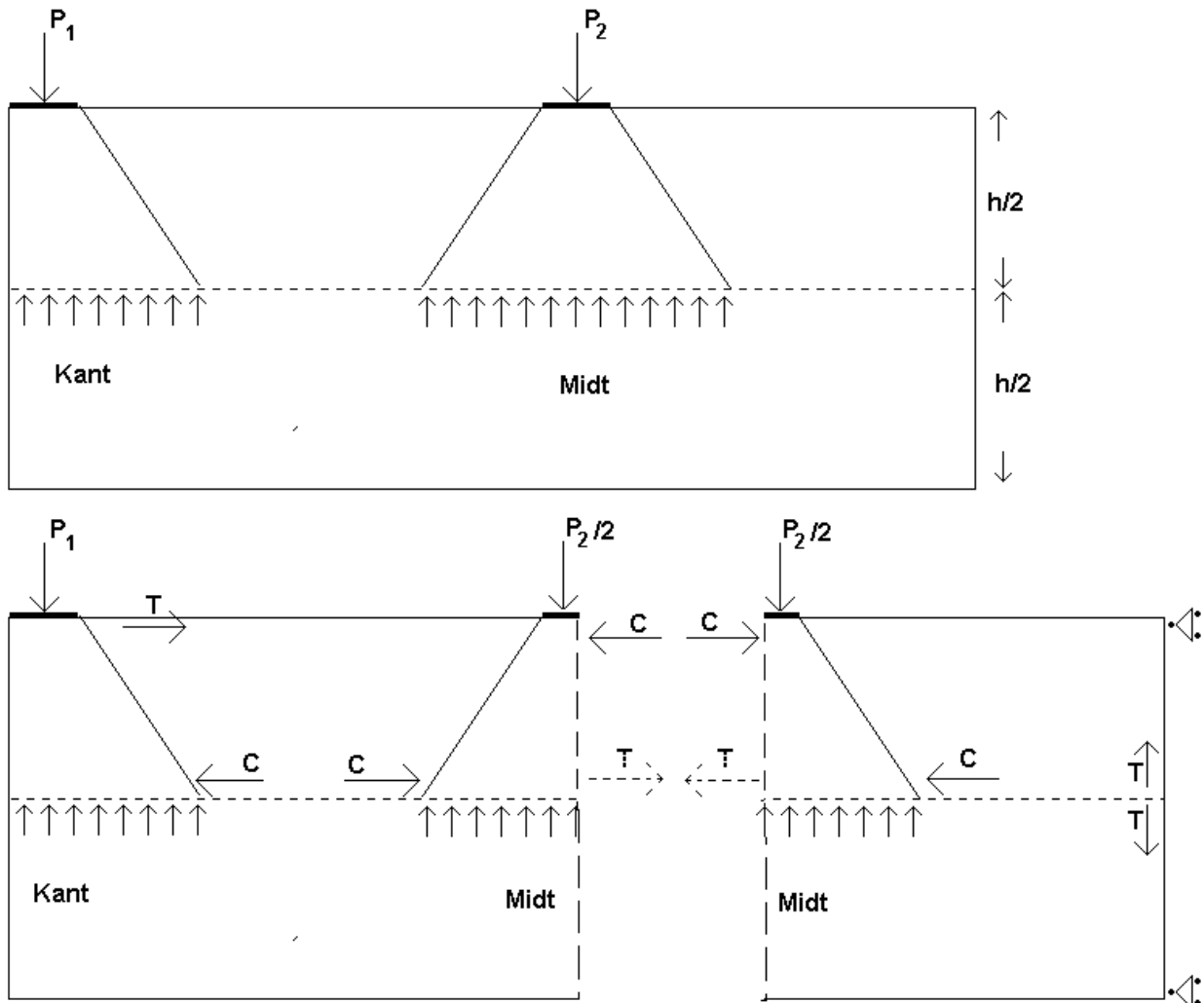
Figur 11.1. Oversigt over betegnelser for koncentrerede laster

På tegningen er:

- 1) plan
- 2) tværsnit

**Bemærk.** På figuren og i afsnit 6.1.3 (4) er angivet, at excentriciteten af lasten skal være mindre end  $t/4$ . Dette harmonerer ikke helt med den første del af tegningen, hvor lasten er angivet angribende helt ude ved kanten. Såfremt væggen var en nogenlunde kvadratisk søjle ville kravet være inkonsistent. Kravet harmonerer tillige ikke med beregningerne, hvor momenter større end  $N_{Edc} \times t/4$  kan forekomme. Kravet tolkes således, at såfremt en forøgelsesfaktor  $> 1,0$  anvendes, skal belastningen ikke have en excentricitet større end  $t/4$  virkende vinkelret på det betragtede plan.

Ved koncentrerede laster er det endvidere væsentligt at tage hensyn til de fra trykspredningen fremkomne spaltekrafter. Dette forhold er illustreret på nedenstående figur.



Figur 11.2. Illustration af spaltekrafter

En væg er påvirket af en koncentreret last  $P_1$  ved kant og  $P_2$  i midt. På grund af trykspredningen vil der fremkomme vandrette reaktioner i væggen som vist.

#### Vægfelt ved kant

Betragtes vægfeltet ved kant vil der fremkomme træk- og trykkrafter i hhv. toppen og midten. Disse kræfter betragtes i det følgende som koncentrerede i stringere.

Trækstringeren i toppen skal kunne optages af murværkets egen trækraft, armering, en rem, eller lignende.

Trykstringeren i midten er i ligevægt med trykstringeren, der tilsvarende fremkommer fra feltet i midten (såfremt  $P_1$  og  $P_2/2$  er i samme størrelsesorden).

### *Vægfelter ved midten*

Ligevægt skabes her vha. trykstringere som vist.

Øverst er der ligevægt mellem de 2 trykstringer fra hver halvdel (markeret med C på skitsen). Denne kraftoverførsel er sjældent problematisk.

I midten optræder en vis tøjning, der medfører trækspændinger i midtvertværsnittet. Dvs ved beregningen af trykstringerens kapacitet bør de tilladelige spændinger ikke sættes for høje.

Trykstringeren til venstre holdes, som før omtalt, i ligevægt af trykstringeren fra feltet ved kanten.

Trykstringeren til højre i midten skal kunne optages i vægfeltet ved almindelig skivevirkning. Dette kan i sidste ende medføre trækspændinger i et vandret snit som vist.

## **11.2 Beregningsprogrammet Murværksprojektering, Ver. 5.0**

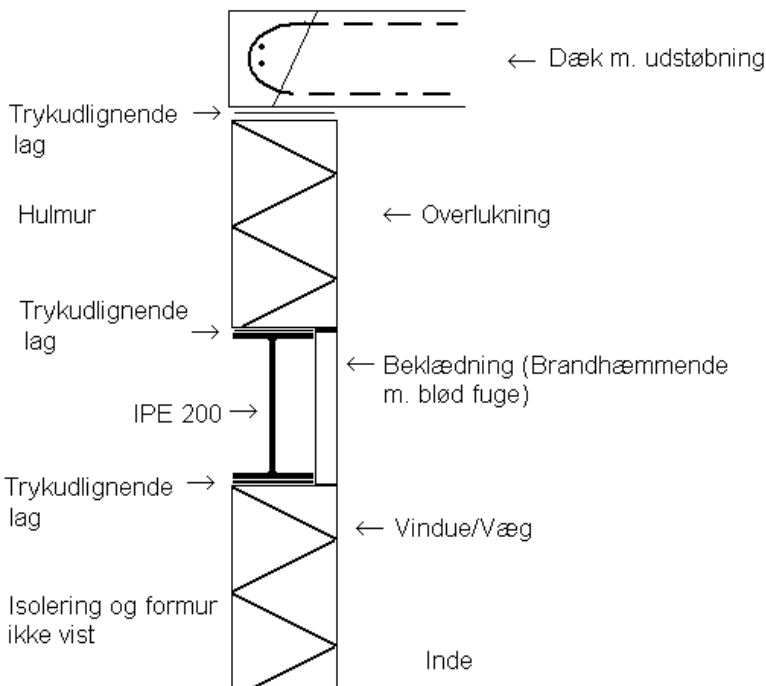
Beregningsprogrammet indeholder ikke nogen moduler til bestemmelse af koncentrerede laster. Beregningerne skal derfor foretages i hånden. Problematikken er sædvanligvis også begrænset, da murværks trykstyrker sædvanligvis er høje.

Endvidere bør man i praksis ikke ”gå til grænsen”, da ujævnheder, mm vil kunne forårsage kantafskalninger. Vederlagsplader bør trækkes cirka 5 mm væk fra kanten for at undgå kantafskalninger pga. ujævnheder

## **11.3 Eksempel**

Byggeprojektet i anneks 2 betragtes. Over åbningerne placeres IPE 200. Dette profil har en flangebredde på 100 mm og placeres som vist efterfølgende.





Figur 11.1. Placering af IPE 200 på 125 mm bagvæg af porebeton

En vederlagslængde på 250 mm estimeres. Det undersøges ud fra de aktuelle udtryk, om denne værdi er tilstrækkelig.

*t/4 krav*

Forskydningen fra centerlinien er  $(125 - 100)/2 = 12,5$  mm og dermed  $t/10$ . Dvs kravet om at forskydningen skal være mindre end  $t/4$  er opfyldt.

*Parametre*

$$\begin{aligned}
 a_1 &= 0 \text{ mm} \\
 h_c &= 2,0 \text{ m} \\
 A_b &= 100 \times 250 \text{ mm}^2 \\
 &= 25.000 \text{ mm}^2 \\
 t &= 125 \text{ mm} \\
 l_{\text{efm}} &= 100 \text{ mm} + (2000/2) \times \tan(30^\circ) \\
 &= 677 \text{ mm} \\
 A_{\text{ef}} &= 677 \times 125 \\
 &= 84.625 \text{ mm}^2 \\
 \beta &= (1 + 0,3 \times 0 / 2000) \times (1,5 - 1,1 \times 25.000 / 84.625) \\
 &= 1,18 \leq 1,25 \\
 A_b / A_{\text{eff}} &= 25.000 / 84.625 \\
 &= 0,30 \leq 0,45
 \end{aligned}$$

Dvs kapaciteten af vederlagsfladen ( $N_{\text{conc}}$ ) fås til:

$$\begin{aligned}
 N_{\text{conc}} &= 1,18 \times 100 \times 250 \times 3,5 / 1,6 \times 1\text{E-}3 \\
 &= 64,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Den faktiske reaktion ( $R$ ) fås til:

$$\begin{aligned} R &= \frac{1}{2} \times (2290 + 250 \times 2) \times 41 \times 1E-3 \\ &= 57,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

Det ses, at bæreevnen er tilstrækkelig. Som trykudlignende lag anvendes neopren 4,0 mm, shore 70.

## 12. Diverse

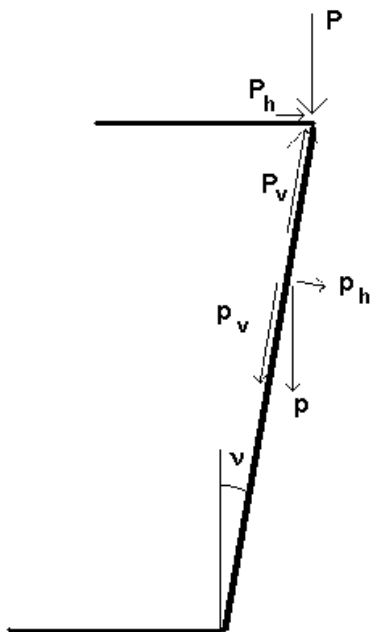
I dette afsnit er samlet enkelte emner som ikke naturligt hører til i de øvrige afsnit.

### 12.1 Hældning af konstruktionen

I afsnit 5.3 (2) er angivet, at konstruktionen skal regnes at hælde en vinkel ( $v$ ):

$$v = 1/(100\sqrt{h_{\text{tot}}})$$

og det angives, at den resulterende vandrette reaktion skal adderes til ex vindlasten. Systemet er illustreret på nedenstående figur.



Figur 12.1 Hældende konstruktion

Egenvægten  $p$  af væggen kan opløses i en komponent  $p_h$  og  $p_v$ . For små vinkler er:

$$p_h = p \times v$$

Det ses at  $v$  er størst for mindre byggerier. Beregnes  $p_h$  for et byggeri med totalhøjden  $h_{\text{tot}} = 3,6$  m og en 108 mm teglvæg fås:

$$\begin{aligned} p_h &= 1/(100\sqrt{3,6}) \times 1,9 \text{ kN/m}^2 \\ &= 0,01 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

som skal adderes til vindlasten på den aktuelle væg. For større værdier af totalhøjden vil bidraget være mindre. **Det ses, at bidraget er minimalt.**

Lodrette laster i etageskel, i figuren symboliseret med  $P$ , kan opløses i en komponent  $P_h$  og  $P_v$ , der henholdsvis vil løbe i etagedækket og væggen. Væggen vil således være belastet med stort set samme last som var den lodret, medens dækket skal optage en reaktion på fx:

$$\begin{aligned} P_h &= 1/(100\sqrt{8}) \times 50 \text{ kN} \\ &= 0,18 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dækket fører de vandrette laster til de stabiliserende skiver. Skiverne skal normalt optage den samlede vindlast som kan være 30-50 kN for en almindelig bolig. Det ses, at også dette bidrag ( $P_h$ ) er minimalt.

Alt i alt konkluderes, at reglen angivet i afsnit 5.3 (2) kun har relevans for konstruktioner, der er følsomme overfor imperfektioner.

## 12.2 2. ordens effekter for hele konstruktionen

I 5.4 (2) er følgende udtryk angivet:

$$\begin{aligned} h_{\text{tot}} \sqrt{\frac{N_{\text{Ed}}}{\sum EI}} &\leq 0,6 \quad \text{for } n \geq 4 \\ &\leq 0,2 + 0,1 n \quad \text{for } 1 \leq n \leq 4 \end{aligned} \quad (5.1)$$

hvor:

$h_{\text{tot}}$  er konstruktionens totalhøjde;  
 $N_{\text{Ed}}$  er den samlede regningsmæssige lodrette last ved fundament;  
 $\sum EI$  den samlede bøjningsstivhed af konstruktionen;

Det ses, at udtrykket har et vist sammenfald med det sædvanlige Euler-udtryk:

$$N_{\text{Ed}} = \pi^2 EI/l_s^2 \quad (5.2)$$

Her er

$$l_s = 1,12 h_{\text{tot}}$$

(da der normalt er tale om en ”indspændt bjælke” med stort set ensfordelt lastpåførsel i hele højden. Se efterfølgende figur).

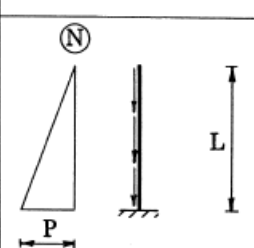
	Fri søjlelængde
	$s = 1,12 L$

Fig. 12.2. Søjlehøjde af sædvanligt byggeri

Opstilles Euler-udtrykket i 5.2 på tilsvarende måde som 5.1 fås:

$$h_{\text{tot}} \sqrt{\frac{N_{\text{Ed}}}{\sum EI}} \leq 2,8$$

**Bemærk.** Det fortæber sig lidt i det uvisse, hvorfor der er etableret en sikkerhed i (5.1) – *dette notat* på:  $2,8/(0,3 - 0,6) = 4,7-9,3$  i forhold til det teoretisk korrekte udtryk. Sikkerheden burde som sådan være indbygget i lasterne og styrkerne ( $N_{\text{Ed}}$  og  $E$ ), hvor partialkoefficienter sikrer, at betragtningerne bliver konservative.

## Anneks 1

# EN 1996-1-1 DK NA:2008

Nationalt Anneks til

**Eurocode 6: Murværkskonstruktioner –**

**Del 1-1: Generelle regler for armeret og uarmeret murværk**

---

## Forord

I forbindelse med implementeringen af Eurocodes i dansk byggelovgivning til erstatning for de danske konstruktionsnormer blev der i perioden 2006-2007 udarbejdet dette Nationale Anneks, for at gøre denne Eurocode operationel i Danmark.

## Gyldighedsområde

Dette Nationale Anneks fastsætter betingelserne for implementeringen af denne Eurocode.

## Indhold

Dette Nationale Anneks indeholder de nationale valg, der er gældende i Danmark.

De nationale valg kan være i form af nationalt gældende værdier, valg mellem flere metoder i Eurocoden eller tilføjelse af supplerende vejledning.

I dette Nationale Anneks er angivet:

- Punkter hvor der er foretaget nationale valg
- Samtlige punkter, hvor det har været muligt at foretage nationale valg
- Bibliografi: Oversigt over samtlige udarbejdede Nationale Annekser

## Anneks 1

# Punkter hvor der er foretaget nationale valg

### 2.4.3 Brudgrænsetilfældet

(1)P Følgende materiale partialkoefficienter er gældende i Danmark for brudgrænsetilfældet:

**Tabel 2.4.3.a Forudsatte svigttyper ved fastlæggelse af  $\gamma_1$**

<b>Konstruktion (IN SITU)</b>		
Murværks trykstyrke og E-modul		
Kategori I byggesten	$\gamma_c=$	$1,60 \cdot \gamma_3$
Kategori II byggesten	$\gamma_c=$	$1,70 \cdot \gamma_3$
Armeret murværks trykstyrke og E-modul	$\gamma_c=$	$1,45 \cdot \gamma_3$
Murværks bøjningstrækstyrke	$\gamma_c=$	$1,70 \cdot \gamma_3$
Armeringsstyrker og E-modul <sup>1)</sup>	$\gamma_c=$	$1,20 \cdot \gamma_3$
Armerings vedhæftningsstyrke <sup>1)</sup>	$\gamma_c=$	$1,70 \cdot \gamma_3$
Kohæsion	$\gamma_c=$	$1,70 \cdot \gamma_3$
Friktionskoefficienter	$\gamma_c=$	$1,30 \cdot \gamma_3$
<b>Præfabrikerede Elementer beregning</b>		
Murværks trykstyrke og E-modul		
Kategori I byggesten	$\gamma_c=$	$1,55 \cdot \gamma_3$
Kategori II byggesten	$\gamma_c=$	$1,65 \cdot \gamma_3$
Armeret murværks trykstyrke og E-modul	$\gamma_c=$	$1,40 \cdot \gamma_3$
Murværks bøjningstrækstyrke	$\gamma_c=$	$1,60 \cdot \gamma_3$
Armeringsstyrker og E-modul <sup>1)</sup>	$\gamma_c=$	$1,20 \cdot \gamma_3$
<b>Funktionsprøvning</b>		
Sejt brud <sup>2)</sup>	$\gamma_M=$	$1,20 \cdot \gamma_3$
Skørt brud	$\gamma_M=$	$1,40 \cdot \gamma_3$

Note 1: Armering, trådbindere og andre indstøbte, indmurede eller iborede forankringsmidler

Note 2: Elementer antages at have sejt brud hvis en af følgende forudsætninger er opfyldt:

- det kan påvises, at armeringen flyder i brudtilstanden
- der ved brud er et udpræget jævnt fordelt revnemønster i den til belastningsformen forventede brudzone
- for bøjningsbrud, hvis elementet får en udbøjning, der overstiger 3/200 af spændvidden.

Alle andre brudformer skal betragtes som skøre brud. Brud i elementer påvirket af normalkræfter skal altid betragtes som skøre brud.

Partialkoefficienterne i tabel 5.1.1a er fremkommet på grundlag af retningslinjerne for opstilling af resulterende partialkoefficienter i brudgrænsetilstanden i henhold til NA/EN1990, hvor  $\gamma_M = \gamma_1 \cdot \gamma_2 \cdot \gamma_3 \cdot \gamma_4$ .

$\gamma_1$ : tager hensyn til svigt typen

$\gamma_2$ : tager hensyn til usikkerhed relateret til beregningsmodel

$\gamma_3$ : tager hensyn til kontrolklassen ved produktion henholdsvis på byggeplads (se tabel 2.4.3.c)

$\gamma_4$ : tager hensyn til variationen i styrkeparameteren/målte bæreevne

## Anneks 1

Ved fastlæggelsen af  $\gamma_1$  er de i Tabel 2.4.2.b angivne svigttyper anvendt.

**Tabel 2.4.2.b Forudsatte svigttyper ved fastlæggelse af  $\gamma_1$**

<b>Konstruktioner, in situ arbejde</b>	
Trykstyrke og E-modul i armeret murværk	Varslet brud uden bæreevnereserve
Trykstyrke og E-modul i uarmeret murværk	Uvarslet brud
Bøjningstrækstyrke i armeret og uarmeret murværk	Uvarslet brud
Styrker og E-modul i armering <sup>1</sup>	Varslet brud uden bæreevnereserve
Kohæsion	Uvarslet brud
Friktionskoefficienter	Varslet brud uden bæreevnereserve
Styrke og E-modul i bindere	Varslet brud med bæreevnereserve
Trådbinderses forankring	Uvarslet brud
<b>Præfabrikerede elementer, beregning</b>	
Trykstyrker og E-modul i armeret murværk	Varslet brud uden bæreevnereserve
Trykstyrke og E-modul i uarmeret murværk	Uvarslet brud
Bøjningstrækstyrke i armeret og uarmeret murværk	Uvarslet brud
Styrker og E-modul i armering <sup>1</sup>	Varslet brud uden bæreevnereserve
<b>Præfabrikerede elementer, funktionsprøvning</b>	
Funktionsprøvning med sejt brud <sup>2</sup>	
Funktionsprøvning med skørt brud <sup>2</sup>	

Note 1 hhv. 2: se note 1 hhv. note 2 til tabel 2.4.3.a.

Tabel 2.4.3.c angiver værdier for  $\gamma_3$  afhængig af kontrolklassen. For murværkskonstruktioner kan de i tabel 2.4.3.d med + viste kombinationer af konsekvens- og kontrolklasse anvendes.

**Tabel 2.4.3.c Afhængighed af kontrolklasse**

Kontrolklasse	Lav	Normal	Skærpet
$\gamma_3$	1,10	1,0	0,95



## Anneks 1

**Tabel 2.4.3.d Kombination af sikkerhedsklasser og inspektionsklasser**

		Sikkerhedsklasse		
		Lav	Normal	Høj
Inspektionsklasse	Skærpet		+	+
	Normal	+	+	+
	Lempet	+	+	

(3) Til dimensionering i brudgrænsetilstanden er den nedre karakteristiske værdi 5 % fraktilen og den øvre karakteristiske værdi er 95 % fraktilen.

(4) P Materiale partialkoefficienterne sættes til  $\gamma_M = 1,0$  i ulykkes-grænsetilfældet.

### 2.4.4 Anvendelsesgrænsetilfældet

(1) Materiale partialkoefficienterne sættes til  $\gamma_M = 1,0$  i anvendelses-grænsetilfældet.

#### 3.6.1.2 (1) Karakteristisk basistrykstyrke af murværk

(1) Metode (i) i EN 1996-1-1 kan anvendes hvis dokumentation af parametrene i formel 3.1 er givet. Metode (ii) kan anvendes uden yderligere dokumentation.

#### 6.1.2.2(2) Reduction faktor for slankhedsforhold og excentricitet

Slankhedsforholdet  $\lambda_c$  anbefales sat til:  $\lambda_c = 27$ .

#### 8.5.2.2(2) Hulmur, skalmur og dobbeltvægge

(2) Minimums antallet af bindere mellem vægge i hulumre, skalmure og dobbeltvægge bør sættes til

$n = 2$  pr.  $m^2$ , af det betragtede areal af muren. Hvis væggene benyttes som kombinationsvægge, hvor vindlast fordeles mellem væggene afhængig af væggenes stivheder skal antallet af bindere være mindst  $n = 4$  pr.  $m^2$ , jævnt fordelt.

## Anneks 1

### Oversigt over mulige nationale valg

Nedenstående oversigt viser de steder, hvor nationale valg er mulige og hvilke informative annekser, der er gældende/ikke gældende.

Endvidere er der i dette Nationale Anneks henvisninger til supplerende (ikke - modstridende) oplysninger, som kan være til hjælp for brugeren af Eurocoden.

<b>Punkter</b>	<b>Kommentar</b>
2.4.3(1)P	Ændring
2.4.4(1)	Ændring
3.6.1.2(1)	Ændring
3.6.2 (3)(4) og(6)	Ingen ændringer
3.6.3(3)	Ingen ændringer
3.7.2(2)	Ingen ændringer
3.7.4(2)	Ingen ændringer
4.3.3(3) og (4)	Ingen ændringer
5.5.1.3(3)	Ingen ændringer
6.1.2.2(2)	Ændring
8.1.2(2)	Ingen ændringer
8.5.2.2(2)	Ændring
8.5.2.3(2)	Ingen ændringer
8.6.2(1)	Ingen ændringer
8.6.3(1)	Ingen ændringer
Anneks A	Anvendes ikke
Anneks B	Anvendes
Anneks C	Anvendes ikke
Anneks D	Anvendes
Anneks E	Anvendes
Anneks F	Anvendes
Anneks G	Anvendes
Anneks H	Anvendes
Anneks I	Anvendes
Anneks J	Anvendes

### Supplerende (ikke - modstridende) oplysninger

NOTE:

**Styrke- og stivheds egenskaber**

**3.2.2 (1), 3.6.2 (3),(4) og (6), 3.6.3(3), 3.7.2 (2), 5.5.1.3(3).**

## Anneks 1

# Bibliografi

## Oversigt over samtlige Nationale Annekser

EN 1990 DK NA:2007	Nationale Anneks til Eurocode 0 - Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner
EN 1991-1-1 DK NA:2007	Nationale Anneks til Eurocode 1: Last på bygværker - Del 1-1: Almindelige laster - Densiteter, egenlast og nyttelast for bygninger
EN 1991-1-2 DK NA:2007	Nationale Anneks til Eurocode 1: Last på bygværker - Del 1-2: Generelle laster - Brandlast
EN 1991-1-3 DK NA:2007	Nationale Anneks til Eurocode 1 - Last på bygværker - Del 1-3: Generelle laster - Snelast
EN 1991-1-4 DK NA:2007	Nationale Anneks til Eurocode 1: Last på bygværker - Del 1-4: Generelle laster - Vindlast
EN 1991-1-5 DK NA:2007	Nationale Anneks til Eurocode 1: Last på bygningsværker - Del 1-5: Almindelige laster - Termiske laster
EN 1991-1-6 DK NA:2007	Nationale Anneks til Eurocode 1: Last på bygværker - Del 1-6: Generelle laster - Last på konstruktioner under udførelse
EN 1991-1-7 DK NA:2007	Nationale Anneks til Eurocode 1:- Last på konstruktioner - Del 1-7: Generelle laster - Ulykkeslast
EN 1992-1-1 DK NA:2007	Nationale Anneks til Eurocode 2: Betonkonstruktioner - Del 1-1: Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner
EN 1992-1-2 DK NA:2007	Nationale Anneks til Eurocode 2: Betonkonstruktioner - Del 1-2: Generelle regler - Brandteknisk dimensionering
EN 1993-1-1 DK NA:2007	Nationale Anneks til Eurocode 3: Stålkonstruktioner - Del 1-1: Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner
EN 1993-1-2 DK NA:2007	Nationale Anneks til Eurocode 3: Stålkonstruktioner - Del 1-2: Generelle regler - Brandteknisk dimensionering
EN 1993-1-3 DK NA:2007	Nationale Anneks til Eurocode 3: Stålkonstruktioner - Del 1-3: Koldformede elementer og beklædning af tyndplade
EN 1993-1-4 DK NA:2007	Nationale Anneks til Eurocode 3: Stålkonstruktioner - Del 1-4: Rustfrit stål
EN 1993-1-5 DK NA:2007	Nationale Anneks til Eurocode 3: Stålkonstruktioner - Del 1-5: Pladekonstruktioner
EN 1993-1-6 DK NA:2007	Nationale Anneks til Eurocode 3: Stålkonstruktioner - Del 1-6: Styrke og stabilitet af skalkonstruktioner
EN 1993-1-7 DK NA:2007	Nationale Anneks til Eurocode 3: Stålkonstruktioner - Del 1-7: Styrke og stabilitet af pladekonstruktioner med tværbelastning
EN 1993-1-8 DK NA:2007	Nationale Anneks til Eurocode 3: Stålkonstruktioner - Del 1-8: Samlinger
EN 1993-1-9 DK NA:2007	Nationale Anneks til Eurocode 3 Stålkonstruktioner - Del 1-9: Udmattelse
EN 1993-1-10 DK NA:2007	Nationale Anneks til Eurocode 3: Stålkonstruktioner - Del 1-10: Materialesejhed og egenskaber i tykkelsesretningen
EN 1994-1-1 DK NA:2007	Nationale Anneks til Eurocode 4: Kompositkonstruktioner - Stål og beton - Del 1-1: Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner
EN 1994-1-2 DK NA:2007	Nationale Anneks til Eurocode 4: Kompositkonstruktioner - Stål og beton - Del 1-2: Generelle regler - Brandteknisk dimensionering
EN 1995-1-1 DK NA:2007	Nationale Anneks til Eurocode 5: Trækstruktioner - Del 1-1: Generelt - Almindelige regler samt regler for bygningskonstruktioner
EN 1995-1-2 DK NA:2007	Nationale Anneks til Eurocode 5: Trækstruktioner - Del 1-2: Generelt - Brandteknisk dimensionering
EN 1996-1-1 DK NA:2007	Nationale Anneks til Eurocode 6: Murværkskonstruktioner - Del 1-1: Generelle regler for armeret og uarmeret murværk
EN 1996-1-2 DK NA:2007	Nationale Anneks til Eurocode 6: Murværkskonstruktioner - Del 1-2: Generelle regler - Brandteknisk dimensionering
EN 1996-2 DK NA:2007	Nationale Anneks til Eurocode 6: Murværkskonstruktioner - Del 2: Designbetragtninger, valg af materialer og udførelse af murværk
EN 1997-1 DK NA:2007	Nationale Anneks til Eurocode 7: Geoteknik - Del 1: Generelle regler
EN 1999-1-1 DK NA:2007	Nationale Anneks til Eurocode 9: Aluminiumkonstruktioner - Del 1-1: Generelle regler
EN 1999-1-2 DK NA:2007	Nationale Anneks til Eurocode 9: Design af aluminiumkonstruktioner - Del 1-2: Brandteknisk dimensionering
EN 1999-1-3 DK NA:2007	Nationale Anneks til Eurocode 9: Design af aluminiumkonstruktioner - Del 1-3: Udmattelse

## Anneks 1

### NCI for Murværk

## DS/INF supplerende vejledning for murværk i forbindelse med brug af Eurocode 6

### 0. Forord

Fra 1. januar 2009 indføres de europæiske konstruktionsnormer, Eurocodes og de velkendte danske konstruktionsnormer trækkes tilbage, herunder også DS 414 Norm for konstruktioner af murværk.

Denne vejledning er derfor udarbejdet for at lette overgangen fra DS 414 til Eurocode 6.

Vigtige informationer kan forsvinde med indførelsen af Eurocodes for murværk (EN 1996-1-1, EN 1996-1-2 og EN 1996-2) og tilbagetrækning af DS 414:2006, Norm for murværkskonstruktioner. En sådan situation er forudset. Derfor er der i Eurocodes indført et begreb, som hedder ”ikke modstridende supplerende informationer” forkortet NCI. Disse informationer kan gives sammen med det nationale anneks. Denne vejledning er en samling af disse NCier.

### 1. Indledning

Det nummer, som NCien vedrører, er det afsnitsnummer i Eurocoden, som omhandler det pågældende emne.

I DS 414 i anneks D er der for kendte receptmørtler angivet en omsætning fra blandingsforhold til trykstyrke og bøjningstrækstyrker for disse mørtler. De samme oplysninger er gengivet her. Ved anvendelsen af omsætningen bør det sikres, at forudsætningerne bag omsætningen bliver opfyldt.

I DS 414 i anneks E er der angivet murværksstyrker baseret på europæiske prøvningsmetoder. Nogle af disse er med i EN 1996-1-1, andre er angivet meget udetaljeret og igen andre mangler helt. De murværksstyrkeinformationer, der mangler eller ikke er angivet detaljeret, er medtaget her.

Den kubikrodsformel, som er angivet i EN 1996-1-1 afsnit 5.5.1.3(3) vedrørende beregning af murværks effektive tykkelse, anses i nogle tilfælde at være på den usikre side. En mere detaljeret beregning er anvendt i DS 414. Denne er gengivet her.

Det er et nationalt anliggende at fastlægge de partialkoefficienter, der skal anvendes ved fastlæggelse af regningsmæssige laster og materialeparametre. I denne forbindelse anvendes 3 forskellige kontrolklasser for udførelse, nemlig Lempet kontrol, Normal kontrol og Skærpet kontrol. Beskrivelsen af disse kontrolklasser er foretaget her. Når der ved et projekt er valgt en kontrolklasse for udførelsen i forbindelse med fastlæggelsen af partialkoefficient, er det vigtigt, at kravene angivet for den pågældende kontrolklasse sikres gennemført.

## **Anneks 1**

I DS 414, anneks A er der angivet en metode til excentricitetsberegning, som afspejler den danske byggeskik. Denne metode er gengivet her.

I EN 1996-2 foretages der en fastlæggelse af forskellige miljøklasser, som murværk kan blive udsat for. I vejledningen angives danske erfaringer i forbindelse med valg af korrosionsbeskyttelse af hjælpematerialer.

### **1.1 Følgende afsnit i EN 1996-1-1 er der givet en vejledning til:**

1.5.4 Benævnelser vedr. byggesten

3.2.2 (1) Specifikation af mørteltyper til murværk

3.6.1.2 Karakteristisk trykstyrke af andet murværk end skalindmuret murværk

3.6.2 (3), (4) og (6) Murværks karakteristiske forskydningsstyrke

3.6.3 (3) Murværks karakteristiske bøjningstrækstyrke

3.6.4 Armeringens karakteristiske forankringsstyrke

3.7.2 (2) Elasticitetsmodul

5.5.1.3 (3) Murværks effektive tykkelse

Anneks A, Vurdering af partialkoefficienter i forbindelse med udførelse

Anneks C, En forenklet metode til beregning af excentriciteten ud af vægplanet

### **1.2 Følgende afsnit i EN 1996-2 er der givet en vejledning til:**

2.2.4 Supplerende bygningsdele og armering

## **2. Vejledninger til EN 1996-1-1**

Informationer i det følgende kan anvendes i forbindelse med projektering af murede konstruktioner efter EN 1996-1-1:2005. Det er en forudsætning, at de anvendte murværksprodukter opfylder kravene i de respektive europæiske produktstandarder (EN 771-serien, EN 845-serien og EN 998-serien).

### **NCI vedr. 1.5.4 Benævnelser vedr. byggesten**

Letbeton er en betegnelse for porebeton og beton med lette tilslag i form af letklinker (letklinkerbeton).

### **NCI vedr. 3.2.2 (1) Specifikation af mørteltyper til murværk**

Trykstyrke og bøjningstrækstyrke for receptmørtel

(1) Prøvningsmetoden for bestemmelse af mørtlers trykstyrke EN 1015-11 indeholder to forskellige fremstillingsmetoder af mørtelprismene afhængig af mørtlernes kalkindhold. For de kalkrige mørtler (mørtler med et kalkindhold på 50 % eller mere af den samlede bindemiddelmængde) skal

## Anneks 1

der under udstøbningen foretages en afsugning af vand med trækpapir for at give kalken en mulighed for i hærdningsperioden at karbonatisere. Dette skal ikke foretages for de cementbaserede mørtler (mørtler med et cementindhold på 50 % eller mere af den samlede bindemiddelmængde). Omsætningsfaktoren for trykstyrken af traditionelle mørtler mellem de to metoder (cementbaseret/kalkbaseret) er 0,5. Trykstyrken bestemt efter metoden for kalkbaserede mørtler angives med et ML efterfulgt af den minimumstrykstyrke, der vil eller skal være opfyldt. Trykstyrken bestemt efter metoden for cementbaserede mørtler angives med et MC efterfulgt af den minimumstrykstyrke, der vil eller skal være opfyldt.

(2) For receptmørtel kan der forudsættes de trykstyrker og bøjningstrækstyrker, der er angivet i tabel 1, hvis de i mørtlen indgående delmaterialer opfylder følgende krav:

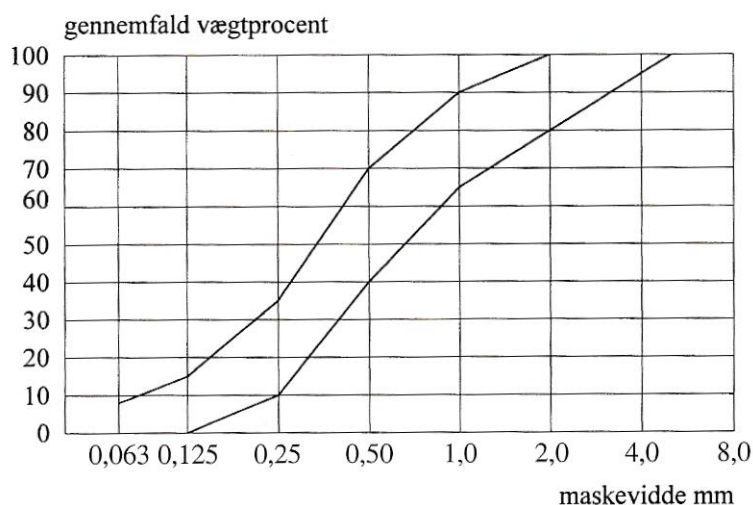
(3) *Hydratkalk.* Hydratkalk skal opfylde kravene i EN 459-1 og må ikke indeholde læskningsdygtige partikler.

(4) *Cement.* Cement skal mindst tilhøre styrkeklasse 42,5 og opfylde kravene i EN 197-1

(5) *Tilslagsmaterialer.* Tilslagsmaterialer til mørtel skal opfylde kravene i EN 13139 og skal være fraktioneret således, at kornkurven bestemt som angivet i EN 933-1 ligger imellem de grænsekurver, som er vist i figur 1. Hvis tilslagsmaterialet er forurenet med humusstoffer, må farverekationen ved bedømmelse af humusindholdet efter prøvningsmetoden angivet i EN 1744-1 ikke være mørkere end 1 del standardfarve fortyndet med 3 dele vand, medmindre det forsvarlige heri dokumenteres.

(6) *Tilsætningsstoffer.* Der må ikke anvendes tilsætningsstoffer.

(7) I den færdige mørtel må tørmassen af det enkelte delmateriale højst afvige 5 % fra den pågældende delmængde.



**Figur 1: Grænsekurver for sand**

## Anneks 1

**Tabel 1: Relation mellem mørtels trykstyrke  $f_m$ , bøjningstrækstyrke  $f_{m,t}$  og blandingsforhold**

Blandingsforhold	Min. trykstyrke MC/ML	Min. bøjningstrækstyrke
KC 60/40/850	ML 0,8 MPa	0,2 MPa
KC 50/50/700	MC 0,9 MPa/ML 1,8 MPa	0,5 MPa
KC 35/65/650	MC 2 MPa	0,6 MPa
KC 20/80/550	MC 4,5 MPa	1,4 MPa

Note: Såfremt de i punkt (2), (3), (4), (5) og (6) anførte krav ikke er opfyldt, må relationen mellem mørteltrykstyrke og blandingsforhold fastlægges ved forsøg.

### NCI vedr. 3.6.1.2 Karakteristisk trykstyrke af andet murværk end skalindmuret murværk

(1) I tabel 2 er anført karakteristiske basistrykstyrker for murværk af Gruppe 1S massive letklinkerbetonbyggesten og massive porebetonbyggesten med en højde  $\geq 185$  mm og nominelle fuger på 10 mm, hvor mørtlens trykstyrke ML mindst svarer til basistrykstyrken for murværket og trykstyrken MC mindst svarer til 0,5 gange basistrykstyrken af murværket. Tabelværdierne er gældende for byggesten kategori I med en dokumenteret variationskoefficient for trykstyrken på højst 10 % og for tryk vinkelret på liggefladerne.

Midt i fuger i uarmerede mure af letbeton med tykkelse på 190 mm og derover tillades dog en indtil 50 mm bred mørtelfri zone fx i forbindelse med en indlagt varmeisoleringsstrimmel.

**Tabel 2: Basistrykstyrker  $f_k$  i MPa for murværk af massive letklinkerbetonbyggesten og massive porebetonbyggesten med højde  $\geq 185$  mm**

Byggestenenes trykstyrke - $f_{b,k}$ 5 % fraktil	Basistrykstyrke - $f_k$ 5 % fraktil
2,0	1,8
2,5	2,2
3,0	2,6
3,5	3,1
4,0	3,5
4,5	3,9
5,0	4,4

Byggestenenes trykstyrke - $f_{b,k}$ 50 % fraktil	Basistrykstyrke - $f_k$ 5 % fraktil
2,0	1,5
2,5	1,9
3,0	2,3
3,5	2,7
4,0	3,0
4,5	3,4
5,0	3,8

## Anneks 1

### NCI vedr. 3.6.2 (3), (4) og (6) Murværks karakteristiske forskydningsstyrke

(1) Den regningsmæssige forskydningsstyrke ( $f_{vd}$ ) kan bestemmes af følgende udtryk:

$$f_{vd} \leq \mu_k / \gamma_m \times \sigma + f_{vk0} / \gamma_m$$

dog max:  $\begin{cases} k_m \times f_b \\ 1,5 \text{ MPa} \end{cases}$

hvor

- $\sigma$  er en eventuel regningsmæssig trykspænding i snit parallel med liggefugen fra den aktuelle lastkombination, konstruktionen undersøges for
- $\mu_k$  er karakteristisk friktionskoefficient
- $f_{vk0}$  er karakteristisk initial forskydningsstyrke
- $\gamma_m$  er den til egenskaben hørende partialkoefficient
- $k_m$  er 0,07 for teglbyggesten
- $k_m$  er 0,20 for letbetonbyggesten

(2) I tilfælde af, at kohæsionen og friktionskoefficienten ikke er kendt, kan værdierne angivet i tabel 3 benyttes.

**Tabel 3: Karakteristisk friktionskoefficient og kohæsion**

Fugetype	$\mu_k$	$f_{vk0}$ MPa
mørtelfuge	0,6	$f_{xk1}^{1)}$
mørtelfuge (til ugunst)	2,0	$2,5 \times f_{xk1}^{1)}$
mørtelfuge på fugtspærre	0,4	0
mørtelfuge på fugtspærre (til ugunst)	0,7	0,03

<sup>1)</sup>  $f_{xk1}$  er den karakteristiske bøjningstrækstyrke med brud i liggefugerne.

### NCI vedr. 3.6.3 (3) Murværks karakteristiske bøjningstrækstyrke

(1) I tilfælde, hvor bøjningstrækstyrkerne  $f_{xk1}$  og  $f_{xk2}$  eller vedhæftningsstyrken  $f_{m,xk1}$ , ikke er angivet eller bestemt ved forsøg, kan anvendes de i tabel 4 a, b, c og d anførte værdier.

(2) I tabel 4a er angivet værdier for bøjningstrækstyrkerne  $f_{xk1}$  og  $f_{xk2}$  for murværk af byggesten med en højde  $\geq 185$  mm. Hvis der til mørtlen er tilsat tilsætningsstoffer enten ved direkte tilsætning eller gennem de anvendte bindemidler, kan det ikke antages, at værdierne er gældende for den anvendte mørtel.



## Anneks 1

**Tabel 4a: Basisbøjningstrækstyrker  $f_{xk1}$  og  $f_{xk2}$  for murværk af byggesten med en højde  $\geq 185$  mm**

Byggesten	Mørtel			
	mindste trykstyrke af byggesten		mørteltrykstyrke MC $\geq 3,5$ MPa mørteltrykstyrke ML $\geq 7$ MPa	
	$f_b$ MPa		$f_{xk1}$ MPa	$f_{xk2}$ MPa
5 % fraktil	50 % fraktil			
Letklinkerbeton	2,4	2,9	0,20	0,45
Porebeton	2,4	2,9	0,20	0,45
Tegl	10	15	0,20	0,45

(3) I tabel 4b er angivet værdier for vedhæftningsstyrken  $f_{m,xk1}$ , for murværk af teglbyggesten. Hvis der til mørtlen er tilsat tilsætningsstoffer enten ved direkte tilsætning eller gennem de anvendte bindemidler, kan det ikke antages, at værdierne er gældende for den anvendte mørtel.

**Tabel 4b: Vedhæftningsstyrke  $f_{m,xk1}$  for murværk af teglbyggesten**

Mørtel		
$f_{m,xk1}$ MPa	$f_{m,xk1}$ MPa	$f_{m,xk1}$ MPa
KC50/50/700 (NCI.1) <sup>1)</sup>	mørteltrykstyrke MC $\geq 1,5$ MPa	mørteltrykstyrke MC $\geq 3,5$ MPa
K <sub>h</sub> 100/400 <sup>2)</sup>	mørteltrykstyrke ML $\geq 3$ MPa	mørteltrykstyrke ML $\geq 7$ MPa
KK <sub>h</sub> 20/80/475 <sup>2)</sup>		
0,10	0,15	0,25

<sup>1)</sup> Mørtlen skal fremstilles i overensstemmelse med NCI vedr. 3.2.2 (1).

<sup>2)</sup> Mørtlen skal fremstilles af hydraulisk kalk betegnet HL5 eller NHL5 og med en kornkurve som foreskrevet i NCI vedr. 3.2.2 (1) Specifikation af mørteltyper til murværk.

(4) I tilfælde, hvor  $f_{xk1}$  for en mørtel er deklareret på basis af EN 1052-2 eller hvor vedhæftningsstyrken  $f_{m,xk1}$  er deklareret på basis af EN 1052-5 eller fastlagt af tabel 4 b kan  $f_{xk1}$  og  $f_{xk2}$  bestemmes for byggesten af tegl med højde mindre end 60 mm ud fra tabel 4 c og d.

## Anneks 1

**Tabel 4c: Basisbøjningstrækstyrken  $f_{xk1}$  i MPa bestemt ud fra vedhæftningsstyrken  $f_{m,xk1}$  og byggestenenes normaliserede trykstyrke  $f_b$**

$f_{m,xk1}$ MPa	Byggestenenes normaliserede trykstyrke $f_b$ MPa								
	5	10	15	20	25	30	35	40	45
0,10	0,06	0,08	0,09	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10
0,15	0,08	0,11	0,13	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14
0,20	0,10	0,13	0,16	0,18	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19
0,25	0,13	0,16	0,19	0,21	0,23	0,24	0,24	0,24	0,24
0,30	0,15	0,18	0,21	0,24	0,26	0,28	0,28	0,28	0,28
0,35	0,17	0,20	0,23	0,26	0,28	0,31	0,32	0,32	0,32
0,40	0,18	0,22	0,26	0,28	0,31	0,34	0,36	0,38	0,38
0,45	0,18	0,23	0,28	0,31	0,33	0,36	0,38	0,41	0,44
0,50	0,18	0,24	0,29	0,33	0,36	0,39	0,41	0,43	0,46
0,55	0,18	0,24	0,30	0,35	0,38	0,41	0,43	0,46	0,48
0,60	0,18	0,24	0,30	0,35	0,40	0,43	0,45	0,48	0,51
0,65	0,18	0,24	0,30	0,35	0,40	0,45	0,48	0,50	0,53
0,70	0,18	0,24	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,53	0,55

**Tabel 4d: Basisbøjningstrækstyrken  $f_{xk2}$  i MPa bestemt ud fra bøjningstrækstyrken  $f_{xk1}$  og byggestenenes normaliserede trykstyrke  $f_b$**

$f_{xk1}$ MPa	Byggestenenes normaliserede trykstyrke $f_b$ MPa								
	5	10	15	20	25	30	35	40	45
0,10	0,29	0,32	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34
0,15	0,32	0,39	0,44	0,49	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
0,20	0,36	0,43	0,48	0,54	0,60	0,64	0,66	0,66	0,66
0,25	0,40	0,47	0,52	0,59	0,64	0,69	0,74	0,79	0,82
0,30	0,44	0,51	0,57	0,63	0,68	0,73	0,78	0,84	0,89
0,35	0,49	0,56	0,61	0,67	0,73	0,77	0,82	0,88	0,93
≥0,40	0,53	0,60	0,65	0,71	0,77	0,82	0,87	0,92	0,98

Der kan interpoleres mellem værdierne. For  $f_{xk1}$  i intervallet 0,06-0,10 kan der ekstrapoleres.

## Anneks 1

Ved lodret belastning på murværket kan som indgangsværdi i stedet for  $f_{xk1}$  anvendes ( $f_{xk1} + 0,25 \sigma$ ), hvor  $\sigma$  er en eventuel regningsmæssig trykspænding i snit parallel med liggefugerne fra den aktuelle lastkombination, konstruktionen undersøges for.

### NCI vedr. 3.6.4 Armeringens karakteristiske forankringsstyrke

(1) For armering indstøbt i mørtel kan den karakteristiske forankringsstyrke,  $f_{bok}$ , givet i tabel 5 anvendes.

**Tabel 5: Karakteristisk forankringsstyrke for armering i mørtel, der ikke er indstøbt i byggesten**

Styrkeklasse for Mørtel	MC2	MC5	MC10	MC15	MC20
$f_{bok}$ for glatte stænger af kulstofstål (N/mm <sup>2</sup> )	0,5	0,7	1,2	1,4	1,4
$f_{bok}$ for forkammet armering af kulstofstål og rustfrie stålstænger (N/mm <sup>2</sup> )	0,5	1,0	1,5	2,0	2,4

Der kan interpoleres mellem værdierne.

### NCI vedr. 3.7.2 (2) Elasticitetsmodul

(1) Når der ikke foreligger prøvningsdata for et konkret projekt kan følgende værdier for begyndelsestrykelasticitetsmodulet anvendes.

$$E = K_E f_k$$

hvor

for murværk opmuret i teglbyggesten og/eller kalksandstensbyggesten med kalkmørtler uden cementindhold:

$$K_E = 150 f_m$$

for murværk opmuret i teglbyggesten og/eller kalksandstensbyggesten med mørtler med andre bindematerialer (såsom cement):

$$K_E = \min \begin{cases} 20 f_b \\ 400 f_m \\ 1000 \end{cases}$$

for murværk opmuret i letklinkerbetonbyggesten:

$$K_E = 1000$$

## Anneks 1

for murværk opmuret i porebetonbyggesten:

$$K_E = 450$$

hvor

- $f_k$  er den karakteristiske basistrykstyrke for murværket i MPa.
- $f_b$  er den normaliserede trykstyrke for byggestenene i MPa.
- $f_m$  er trykstyrken af mørtlen i MPa (se 3.2.3 i EN1996-1-1).

### NCI vedr. 5.5.1.3 (3) Murværks effektive tykkelse

*Kombinationsvægge og hule mure*

#### 1. Indledning

- (1) Lodrette påvirkninger skal regnes optaget af den delvæg, hvorpå de virker, medens horisontale påvirkninger - herunder også momenter fra lodrette påvirkninger - kan regnes fordelt mellem de to samvirkende delvægge, når det ved hjælp af bindere sikres, at udbøjningen af de to delvægge bliver ens. De to delvægge kan herefter dimensioneres hver for sig, med de fordelte horisontale påvirkninger, idet den enkelte delvæg dimensioneres i henhold til den pågældende konstruktionsnorm.
  - (2) I det følgende er angivet en tilnærmet beregningsmetode for kombinationsvægge.
  - (3) Momenter fra vandrette laster og excentriciteter regnes fordelt på formur og bagmur efter disses stivheder, idet der benyttes en statisk tilladelig kraftfordeling på binderne, som medfører samme udbøjningsfigur for de to delvægge.
  - (4) Stivheden af en vægdel regnes til  $S = f E_x I / h^2$ , hvor  $f$  er en stivhedsfaktor, der tilnærmet kan sættes lig 10,  $I$  er inertimomentet af tværsnittet,  $E_x$  er bøjningselasticitetsmodulen og  $h$  er højden af væggen.
  - (5) Til bestemmelse af elasticitetsmodulet for bøjning kan anvendes udtrykket  $E_x = 0,5 E$ . Som alternativ til elasticitetsmodulet for bøjning kan for byggesten af tegl følgende formeludtryk anvendes:  $E_x = f_{xkl} \times 11500 \text{ MPa}$
- hvor
- $E_x$  er 50 % fraktilen for begyndelseselasticitetsmodulet for bøjning.
- (6) Ved fordelingen af lasterne på for- og bagmur skal de anvendte elasticitetsmoduler være baseret på samme fraktilværdi.

## Anneks 1

### 2. Beregninger

- (1) Alle momenter fordeles efter delvæggens relative stivhedstal  $S$ .

$$S_f = \frac{E_{xf} I_f}{E_{xf} I_f + E_{xb} I_b}$$

$$S_b = \frac{E_{xb} I_b}{E_{xf} I_f + E_{xb} I_b}$$

$$M_f = S_f (M_0 + N u)$$

$$M_b = S_b (M_0 + N u)$$

hvor

$M_0$  er moment fra vandrette laster, imperfektioner  $N e_5$  og excentrisk placeret normalkraft  $N e_0$ ,

hvor

$e_5$  er excentricitet stammende fra den betragtede vægkonstruktions mulige afvigelse fra den plane form.

$e_0$  er den resulterende excentricitet for normalkraften på væggen.

$Nu$  er tillægsmomentet, idet kombinationsvæggens udbøjning er givet ved

$$u = \frac{M_0}{S_f + S_b - N} = \frac{M_f}{S_f} = \frac{M_b}{S_b} = \frac{M_f + M_b}{S_f + S_b}$$

hvor

$S$  er stivheden af delvæggene.

- (2) Momenterne kan reduceres efter principperne angivet i EN 1996-1-1, Anneks I.
- (3) Formursfeltet dimensioneres for momentet  $M_f = S_f (M_0 + N u)$
- (4) Bagmursfeltet dimensioneres for momentet  $M_b = S_b (M_0 + N u)$  og  $N$  centralt virkende.
- (5) Binderne dimensioneres for fladelasterne:

$$w_{binder} = S_b w_f + S_f w_b + S_f \frac{8N u}{h^2}$$

idet sug på de enkelte delvægge regnes positive ved bestemmelse af tværlasterne  $w$  fra vandret last.

## Anneks 1

Sidste led forudsætter at normalkraften virker på bagmuren.

De øverste binderrækker skal endvidere kunne overføre momentet fra den excentriske normalkraft:  $S_f N e_0$ .

### 3. Kombinationsvægge uden lodrette sideunderstøtninger

- (1) For kombinationsvægge uden lodrette sideunderstøtninger skal det eftervises, at bæreevnen af bagmuren er tilstrækkelig, selv om formurens stivhed reduceres ved lastfordeling. Den reducerede stivhed kan indføres ved at ansætte elasticitetsmodulen af formuren til  $E_{xf} = 0,25 E_f$ .
- (2) Formuren dimensioneres for lastfordelingen bestemt med stivheden  $E_{xf} = 0,5 E_f$ .
- (3) Den lodrette afstand mellem binderrækkerne må højst være 400 mm.

### NCI vedr. Anneks A, Vurdering af partialkoefficienter i forbindelse med udførelse

I forbindelse med fastlæggelse af partialkoefficienter skelnes der mellem lempet, normal og skærpet kontrol i følgende sammenhænge under følgende forudsætninger:

#### 1. Delformater

- (1) Delformater af byggesten skal tildannes således, at kravene til fugemål som foreskrevet i tabel 6 opfyldes. Hvis der ved tildannelsen opstår revner i byggestenene, må disse ikke indmures.
- (2) *Lempet og normal kontrol.* Delformater af byggesten kan fremstilles ud fra hele sten ved skæring, klipning eller hugning.
- (3) *Skærpet kontrol.* Tildannelse af delformater af byggesten ud fra hele sten skal foregå ved skæring eller klipning.

#### 2. Afvigelse ved placering

- (1) Målforsætninger skal for hver etage udføres således, at fejlphobning undgås.
- (2) *Lempet kontrol.* Afstanden mellem midterplanerne af to over hinanden stående mure eller søjler må højst afvige 20 mm fra den i projektet forudsatte afstand.
- (3) *Normal kontrol.* Afstanden mellem midterplanerne af to over hinanden stående mure eller søjler må højst afvige 15 mm fra den i projektet forudsatte afstand.
- (4) *Skærpet kontrol.* Afstanden mellem midterplanerne af to over hinanden stående mure eller søjler må højst afvige 10 mm fra den i projektet forudsatte afstand.

## Anneks 1

### 3. Fuger

- (1) Murværk af byggesten skal opfylde de i tabel 6 angivne krav til fugetykkelser.

**Tabel 6: Krav i mm for fugetykkelser**

	Nominelt mål (n)	Liggefuge			Studsfuge		
		Skærpet kontrol	Normal kontrol	Lempet kontrol	Skærpet kontrol	Normal kontrol	Lempet kontrol
Tykfuge	14	$n \pm 5$	$n \pm 6$	$n \pm 7$	$n \begin{cases} +10 \\ -5 \end{cases}$	$n \begin{cases} +12 \\ -6 \end{cases}$	$n \begin{cases} +14 \\ -7 \end{cases}$
Normalfuge	8 – 14	$n \pm 3$	$n \pm 4$	$n \pm 5$	$n \begin{cases} +6 \\ -3 \end{cases}$	$n \begin{cases} +8 \\ -4 \end{cases}$	$n \begin{cases} +10 \\ -5 \end{cases}$
Tyndfuge	3 – 8	$n \pm 2$	$n \pm 3$	$n \pm 4$	$n \pm 2$	$n \pm 3$	$n \pm 4$
Limfuge	3	$n \pm 1$	$n \pm 2$	$n \pm 3$	$n \pm 1$	$n \pm 2$	$n \pm 3$

- (2) *Lempet kontrol.* Kontaktarealet mellem mørtel og byggesten skal være mindst 75 % af stenens enkelte flader mod ligge- og studsfuger eksklusive andel fra eventuel foreskrevet tilbageliggende fugeforside. Afvigelser fra 100 % fugefyldning må ikke give anledning til væsentlig reduktion af forudsat styrke, tæthed eller holdbarhed af betydning for konstruktionen.

Midt i fuger i uarmerede mure af letbeton med tykkelse på 190 mm og derover tillades dog en indtil 50 mm bred mørtelfri zone fx i forbindelse med en indlagt varmeisoleringsstrimmel.

- (3) Manglende kontaktareal må fx ikke have form af gennemgående hulrum fra for- til bagside eller hulrum, som hindrer effektiv komprimering af fugen, ligesom det ikke må forekomme hovedsageligt i den ene side (fx bagsiden).

- (4) *Normal kontrol.* Kontaktarealet mellem mørtel og byggesten skal være mindst 85 % af stenens enkelte flader mod ligge- og studsfuger eksklusive andel fra eventuel foreskrevet tilbageliggende fugeforside. Afvigelser fra 100 % fugefyldning må ikke give anledning til væsentlig reduktion af forudsat styrke, tæthed eller holdbarhed af betydning for konstruktionen.

Midt i fuger i uarmerede mure af letbeton med tykkelse på 190 mm og derover tillades dog en indtil 50 mm bred mørtelfri zone fx i forbindelse med en indlagt varmeisoleringsstrimmel.

- (5) Manglende kontaktareal må fx ikke have form af gennemgående hulrum fra for- til bagside eller hulrum, som hindrer effektiv komprimering af fugen, ligesom det ikke må forekomme hovedsageligt i den ene side (fx bagsiden).

- (6) *Skærpet kontrol.* Kontaktarealet mellem mørtel og byggesten skal være mindst 95 % af stenens enkelte flader mod ligge- og studsfuger eksklusive andel fra eventuel foreskrevet tilbageliggende fugeforside.

## Anneks 1

gende fugeforside. Afvigelser fra 100 % fugefyldning må ikke give anledning til reduktion af forudsat styrke, tæthed eller holdbarhed af betydning.

(7) Manglende kontaktareal må fx ikke have form af gennemgående hulrum fra for- til bagside eller hulrum, som hindrer effektiv komprimering af fugen, ligesom det ikke må forekomme hovedsageligt i den ene side (fx bagsiden).

### 4. Forbandt

(1) Alle konstruktioner skal mures i forbandt, hvor andet ikke er angivet.

(2) Ved anvendelse af stående fortanding skal det sikres, at kræfterne kan overføres i den fuldførte konstruktion.

(3) *Lempet kontrol.* På byggepladsen skal der forefindes tegninger eller anden beskrivelse, som angiver eventuelle særlige sammenskæringsdetaljer og eventuel særlig placering af bindere. For bygninger med højde indtil 8,5 m tillades stående fortanding dog uden nærmere eftervisning, når der anbringes en Ø4 mm trådbinder i hvert tredje skifte i fortandingsfugen.

(4) *Normal kontrol.* På byggepladsen skal der forefindes tegninger eller anden beskrivelse, som angiver forbandt, nødvendige sammenskæringsdetaljer og placering af nødvendige bindere. For bygninger med højde indtil 8,5 m tillades stående fortanding dog uden nærmere eftervisning, når der anbringes en Ø4 mm trådbinder i hvert tredje skifte i fortandingsfugen.

(5) *Skærpet kontrol.* På byggepladsen skal der forefindes tegninger, som viser forbandt, nødvendige sammenskæringsdetaljer og placering af bindere.

### 5. Riller og udsparinger

(1) Riller og udsparinger må kun udføres, såfremt det kan dokumenteres, at bæreevnen af det reducerede tværsnit er tilstrækkelig. Der kan normalt uden nærmere undersøgelse udføres enkelte mindre, udfræsede, lodrette riller med en største dybde på 25 mm og største bredde på 50 mm samt mindre udfræsninger til eldåser og elkontakter.

(2) *Lempet kontrol.* Alle riller, som fremstilles i den færdige væg, tillades udført ved hugning.

(3) *Normal kontrol.* Alle riller, som fremstilles i den færdige væg, skal udføres ved fræsning.

(4) *Skærpet kontrol.* Riller og udsparinger må kun udføres i det omfang, som er angivet på tegningerne. Alle riller, som fremstilles i den færdige væg, skal udføres ved fræsning.



## Anneks 1

### 6. Modtagekontrol

#### 6.1 Generelt

- (1) Ved modtagelse af leverancer på byggeplads skal der foretages en visuel kontrol af materialer, eventuel mærkning og medfølgende dokumenter. Det skal herved sikres, at de leverede materialer svarer til de materialer, hvis varedeklARATIONER opfylder de forudsætninger, der er anvendt ved beregning og konstruktionsudformning.
- (2) Ved leverance af materialer, hvis produktion ikke er omfattet af en 3. partskontrol, skal der desuden gennemføres en supplerende modtagekontrol efter retningslinierne i henholdsvis punkt 6.2, 6.3 og 6.4.
- (3) I EN 1990, Anneks D er beskrevet statistiske principper for kontrol af materialeegenskaber.

#### 6.2 Supplerende modtagekontrol for byggesten

- (1) *Normal og skærpet kontrol.* For byggesten med højde  $< 185$  mm skal der for hver kvalitet foretages en prøvning til eftervisning af de deklarerede egenskaber for de først påbegyndt leverede 25.000 byggesten og derefter en prøvning for hver påbegyndt leverede 100.000 sten.
- (2) *Normal og skærpet kontrol.* For byggesten med højde  $\geq 185$  mm skal der for hver kvalitet foretages en prøvning til eftervisning af de deklarerede egenskaber for de først påbegyndt leverede 3.500 byggesten og derefter en prøvning for hver påbegyndt leverede 14.000 byggesten.

#### 6.3 Supplerende modtagekontrol for mørtel

- (1) *Normal kontrol.* For fabriksfremstillet mørtel til konstruktioner, der opføres under normal kontrol, skal der for hver type foretages en mørtelprøvning til eftervisning af de deklarerede egenskaber for de først påbegyndt leverede  $20 \text{ m}^3$  færdigblandet mørtel i våd tilstand og derefter en prøvning for hver påbegyndt leverede  $60 \text{ m}^3$  mørtel.
- (2) *Skærpet kontrol.* For fabriksfremstillet mørtel til konstruktioner, som opføres under skærpet kontrol, skal der for hver mørteltype foretages en mørtelprøvning til eftervisning af de deklarerede egenskaber for hver påbegyndt leverede  $20 \text{ m}^3$  færdigblandet mørtel i våd tilstand.

#### 6.4 Supplerende modtagekontrol for andre materialer

- (1) For mørtelmaterialerne bindemidler og tilslagsmaterialer skal det ved prøvning eftervises, at mørtelmaterialernes deklarerede egenskaber er i overensstemmelse med det forudsatte ved beregning og konstruktionsudformning. Eftervisningen skal ske med samme omfang som for fabriksfremstillet mørtel.

## Anneks 1

### 7. Udførelseskontrol

#### 7.1 Generelt

(1) Det skal kontrolleres, at alle Eurocodens og projektbeskrivelsens krav til konstruktion og udførelse er overholdt.

#### 7.2 Byggepladsfremstillet mørtel

(1) For mørtler fremstillet på byggeplads skal det kontrolleres, at aktuelle krav i EN 1996-2 punkt 3.3.1 til mørtel og mørtelmaterialer er overholdt. Hvis NCI vedr. 3.2.2 (1) Specifikation af mørteltyper til murværk er anvendt skal kravene heri også kontrolleres.

(2) *Lempet kontrol.* For mørtel fremstillet på byggeplads skal det dokumenteres, at den fremstillede mørtel overholder de forudsatte blandingsforhold eller egenskaber. Dokumentationen skal foretages for den først producerede mørtel.

(3) *Normal kontrol.* For mørtel fremstillet på byggeplads skal det dokumenteres, at den fremstillede mørtel overholder de forudsatte blandingsforhold eller egenskaber. Dokumentationen skal foretages for de først påbegyndt producerede 15 m<sup>3</sup> mørtel og derefter en dokumentation for hver påbegyndt producerede 40 m<sup>3</sup> mørtel. Eventuel anvendelse af tilsætningsstoffer skal dokumenteres.

(4) *Skærpet kontrol.* For mørtel fremstillet på byggeplads skal det dokumenteres, at den fremstillede mørtel overholder de forudsatte blandingsforhold eller egenskaber. Dokumentationen skal foretages for hver påbegyndt producerede 15 m<sup>3</sup> mørtel. Eventuel anvendelse af tilsætningsstoffer skal dokumenteres.

### NCI vedr. Anneks C, En forenklet metode til beregning af excentriciteten ud af vægplanet

Excentricitet i top og bund kan vurderes ud fra de indgående elementers stivhed. Dvs rotationsstivheden ved top og bund af dæk og fundament ift rotationsstivhed af væggen. Såfremt en sådan vurdering ikke udføres kan nedenstående metode, der er gældende for slappe dæk, anvendes.

Ved undersøgelse af bæreevnen af trykpåvirket murværk kan bestemmelsen af faktisk forekommende excentriciteter begrænses til bestemmelse af de i vederlagene optrædende excentriciteter samt den største excentricitet i konstruktionen.

I det følgende vises eksempler på, hvorledes de resulterende excentriciteter kan bestemmes.

For de nævnte delbidrag til den samlede excentricitet gælder, at kun væsentlige bidrag skal medtages.

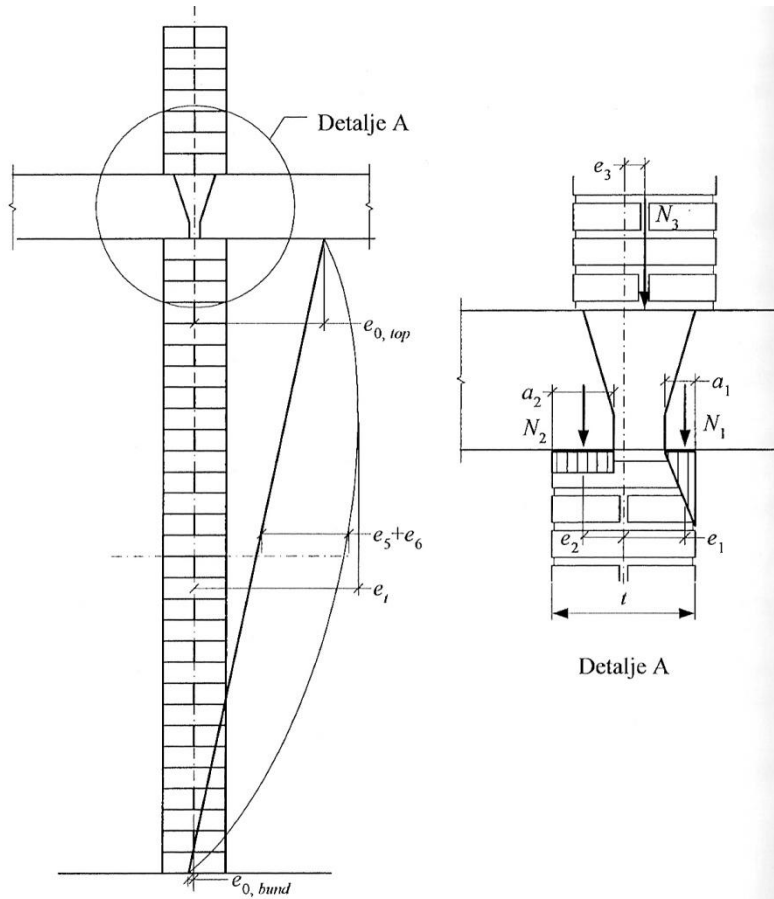
## Anneks 1

Der er anvendt følgende betegnelser:

$e_{0,top}$	er den resulterende excentricitet for lasten øverst på væggen.
$e_{0,bund}$	er den resulterende excentricitet virkende til gunst ved understøtningen nederst på væggen.
$e_1$	er excentricitet for normalkræfter fra dæk eller bjælker, der hviler direkte på væggen. Afhængigt af, hvad der er ugunstigst, regnes kræfterne angribende enten i vederlagsfladernes tredjedelspunkter svarende til trekantformet spændingsfordeling med største spænding langs væggenes kant eller i vederlagsfladernes midtpunkt svarende til ensformig spændingsfordeling.
$e_2$	som $e_1$ .
$e_3$	er excentricitet fra mulig forskydning af tyngdepunktet for væggen eller søjlen i overliggende etage.
$e_4$	er excentricitet fra indspændingen af dæk eller bjælker der ikke er gennemgående.
$e_5$	er excentricitet stammende fra den betragtede vægkonstruktions mulige afvigelse fra den plane form.
$e_6$	er excentricitet hidrørende fra eventuel tværpåvirkning, fx vindlast, jordtryk og temperaturdifferencer.
$e_t$	er den resulterende største excentricitet på den midterste tredjedel af væggen.

## Anneks 1

### Eksempel 1: Excentriciteter fra frit oplagte dæk eller bjælker



Figur C.1: Frit oplagte dæk eller bjælker

Idet dækkene forudsættes at være simpelt understøttede,  $a_2$  er den foreskrevne vederlagsdybde og  $a_1$  den mindste tilladelige, findes når  $N_1 \geq N_2$ :

$$e_1 = \frac{t}{2} - \frac{1}{3} a_1$$

$$e_1 = \frac{t}{2} - \frac{1}{2} a_2$$

$e_{0,bund}$  kan maksimalt sættes til  $t/6$ , når muren placeres på et stift fundament.

Her er

- $e_3 = 20$  mm for lempet kontrol, 15 mm for normal kontrol og 10 mm for skærpet kontrol
- $e_4 = 0$  mm
- $e_5 = 10$  mm

## Anneks 1

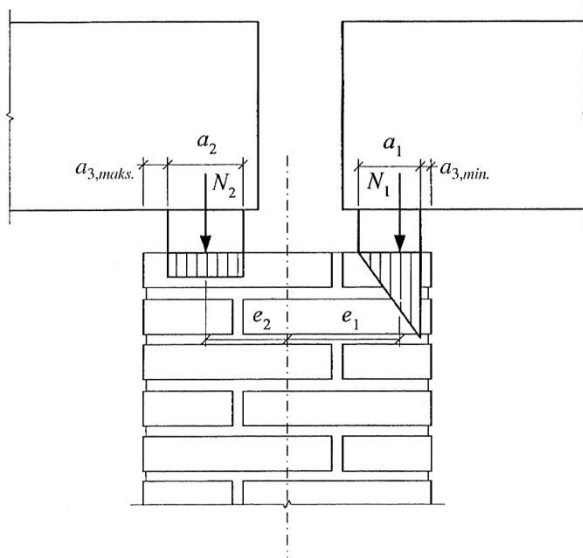
Den største excentricitet foroven i væggen er:

$$e_{0,top} = \frac{1}{N_1 + N_2 + N_3} ( e_1 N_1 - e_2 N_2 + e_3 N_3 ) + e_4$$

Den største excentricitet på den midterste tredjedel af væggen bliver i tilfældet  $e_{0,bund} = 0$  da:

$$e_t = \frac{2}{3} e_{0,top} + e_5 + e_6$$

Eksempel 2: Excentriciteter fra dæk og bjælker oplagt med lejeplader



Figur C.2: Dæk eller bjælker med lejeplader

Idet  $N_1 > N_2$  findes:

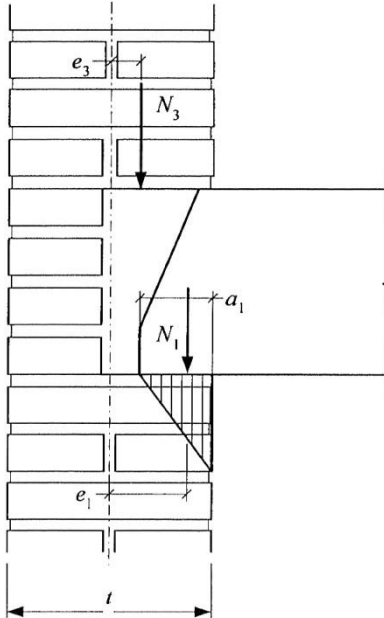
$$e_1 = \frac{t}{2} - a_{3,min} - \frac{1}{3} a_1$$

$$e_2 = \frac{t}{2} - a_{3,max} - \frac{1}{2} a_2$$

I øvrigt som eksempel 1.

## Anneks 1

### Eksempel 3: Excentriciteter fra ensidigt oplagte dæk og bjælker



Figur C.3: Ensidigt oplagt dæk

$$e_1 = \frac{t}{2} - \frac{1}{3} a_1$$

Her er

$e_3$  = 20 mm for lempet kontrol, 15 mm for normal kontrol, og 10 mm for skærpet kontrol

$e_5$  = 10 mm

$$e_{0,top} = \frac{1}{N_1 + N_3} ( e_1 N_1 + e_3 N_3 )$$

$$e_t = \frac{2}{3} e_{0,top} + e_5$$

### 3. Vejledning til EN 1996-2

Informationer i det følgende kan anvendes i forbindelse med projektering af murede konstruktioner efter EN 1996-2:2005. Der er en forudsætning, at de anvendte murværksprodukter opfylder kravene i de respektive europæiske produktstandarder (EN 771-serien, EN 845-serien og EN 998-serien).

## **Anneks 1**

### **NCI vedr. 2.2.4 Supplerende bygningsdele og armering**

Øgede isoleringskrav til byggeriet medfører forøgede temperatur- og fugtbetingede bevægelser/ differensbevægelser. Dette forhold er væsentlig at have for øje i forbindelse med valg af korrosionsbeskyttelse af hjælpematerialer herunder især murbindere. Sårbarheden af korrosionsbeskyttelsen i forbindelse med håndtering af hjælpematerialer er også en vigtig. De danske erfaringer er, at hjælpematerialer bestående af austenitisk rustfast stål 1.4301 efter EN 10088 og tinbrønde CuSn 6 efter ISO 427 opfylder kravet om korrosionsfasthed i eksponeringsklasse MX2 og MX3.

## Anneks 2

### Byggeprojekt

På efterfølgende skitse ses udpluk af boligbyggeri. Byggeriet består af 8 rækkeboliger, hvor de 2 betragtes her. Konstruktionen ønskes beregnet iht. EC6 for:

- 125 mm porebetonblokke i bagmuren i facaden og i indvendige vægge
- 108 mm teglstensmurværk i bagmuren i gavlen (og i lejlighedsskel).

Følgende parametre er relevante:

#### *Geometri:*

- Højden af konstruktionen sættes til 2,60 m

#### *Regningsmæssige laster:*

- Vindlasten er bestemt til 0,92 kN/m<sup>2</sup>
- Vindlasten ifm. beregning af stabiliserende vægge er bestemt til 4,8 kN/m. Denne kraft regnes virkende i kote 7,4, svarende til underkant loft på 2. sal. Denne last regnes gældende både på gavl og facade. I denne last er fraregnet den andel af lasten, der kan regnes at blive overført direkte til terrændæk og lodrette understøtninger i form af ydermure.
- Facadevæggene regnes påvirket af huldæk og tag (vind og sne) med den samlede, lodrette belastning: 18-41 kN/m. Der ses bort fra reduceret last ud fra trappe felt.

#### *Formur af tegl:*

- Formuren er teglmurværk med styrkeparametre svarende til eksempel 1 (afsnit 2.4.1).

#### *Vægge af porebeton:*

- Falsene i bagvæggen regnes ført til bund og op til en højde på 2,20 m.
- Oven på falsene placeres overligger med samme dybde som falsen.
- Falsene udføres som blokke muret i forbandt med den resterende væg. Falsene regnes at have en dybde på 250 mm.
- Gavl og lejlighedsskel parallel med gavl regnes udført som én enhed i fuld højde. Dvs uden fugtspærre i etageskel, men dog med kantstøbning ved dæk.

#### *Dæk:*

- Dækkene er forspændte huldæk med højden 180 mm.
- Dækkene regnes at have fuldt vederlag på væggene. Dvs udstøbningen og den tilhørende armering (randbjælke) skal have egenskaber, der medfører, at udstøbningen virker som en del af dækket.

#### *1. Sal og kviste:*

- 1. sal regnes udført som let selvbærende konstruktion, hvor den vandrette reaktion fra vindlast på gavl overføres til dækket og momentet til gavl/lejlighedsskel og evt. forankringer.
- Kviste i facader forankrer murværket i nederste vandrette understøtningslinie.

#### *Gavltrekant:*

- Gavltrekanten er udført af murværk.



## Anneks 2

Tag:

- Tagkonstruktionen regnes forankret for sug via lodrette forankringsbånd i hulmuren. Ellers samme forudsætninger som for 1. sal og kviste.

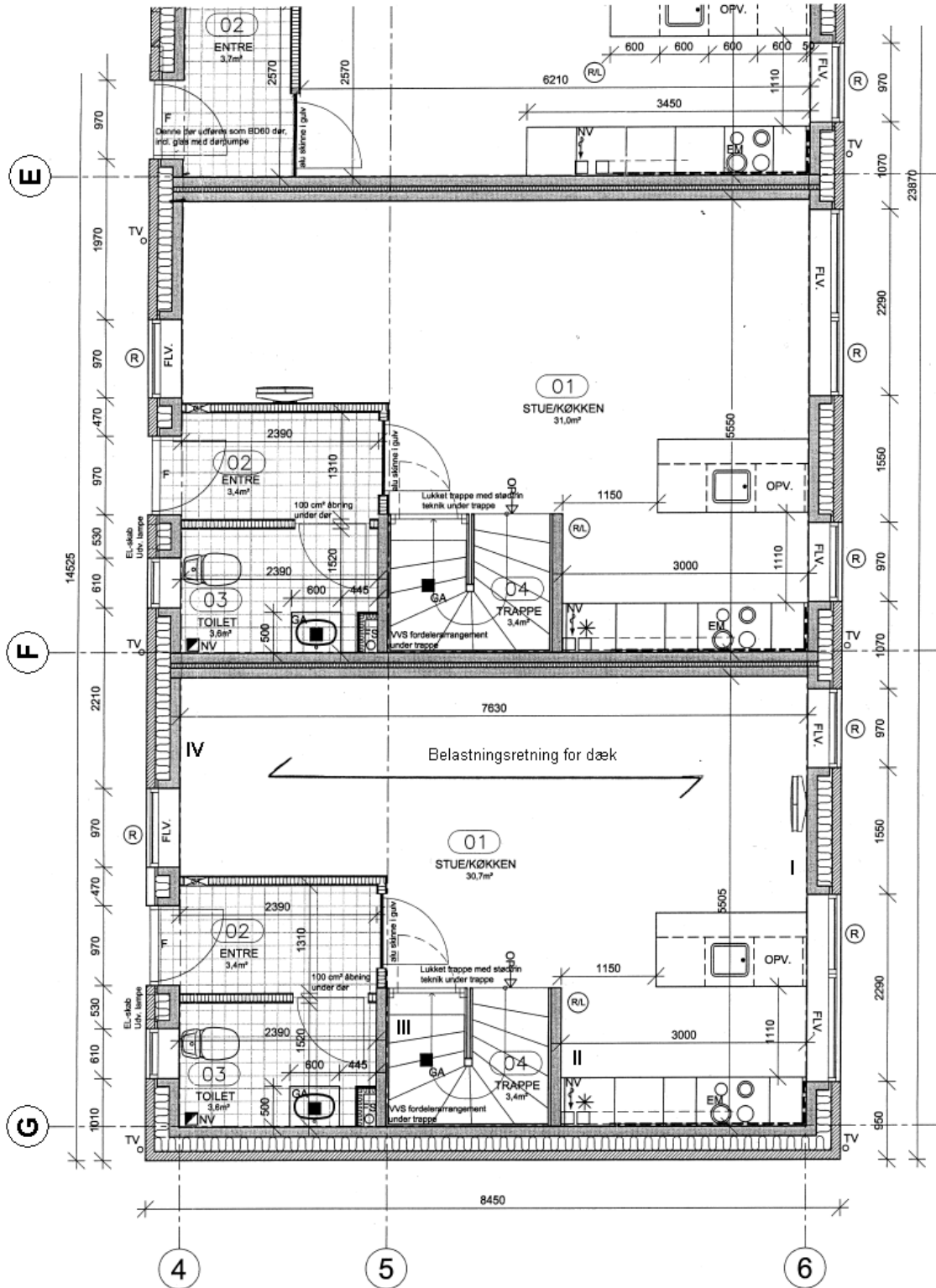


Fig. 1. Plan

## Anneks 2

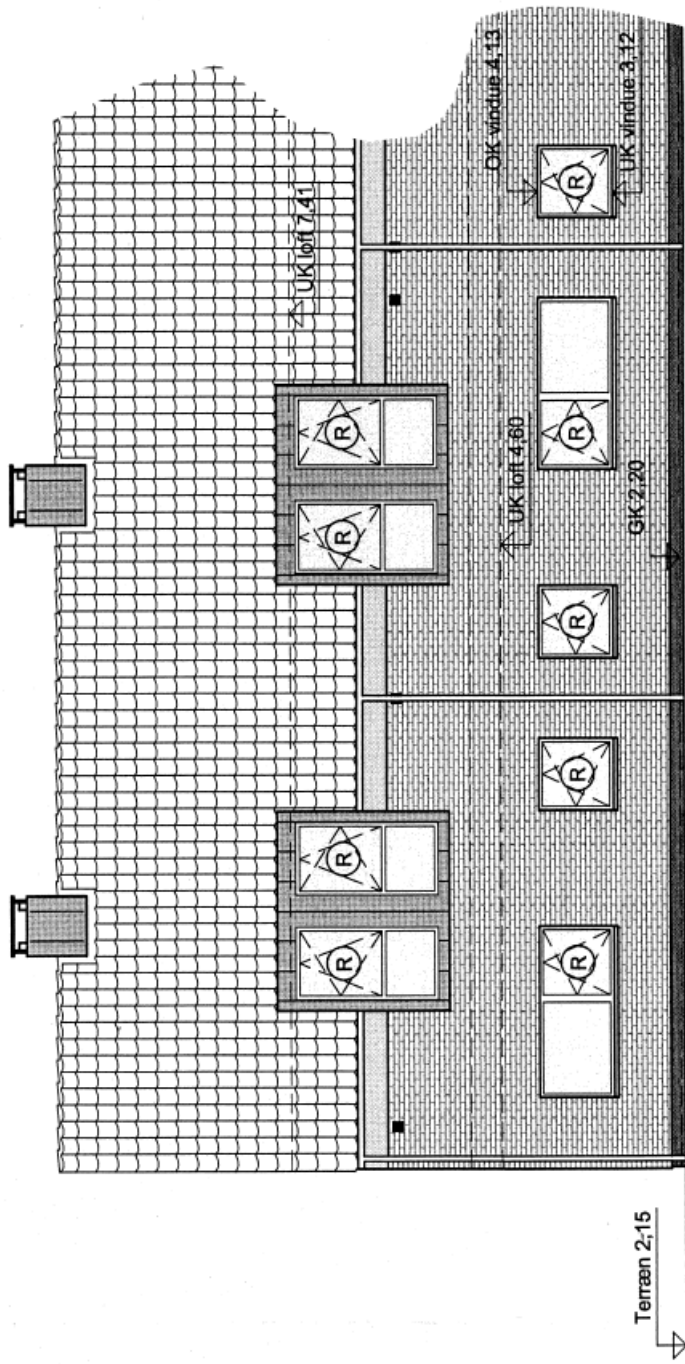


Fig. 2. Opstalt. "Til højre"

## Anneks 2

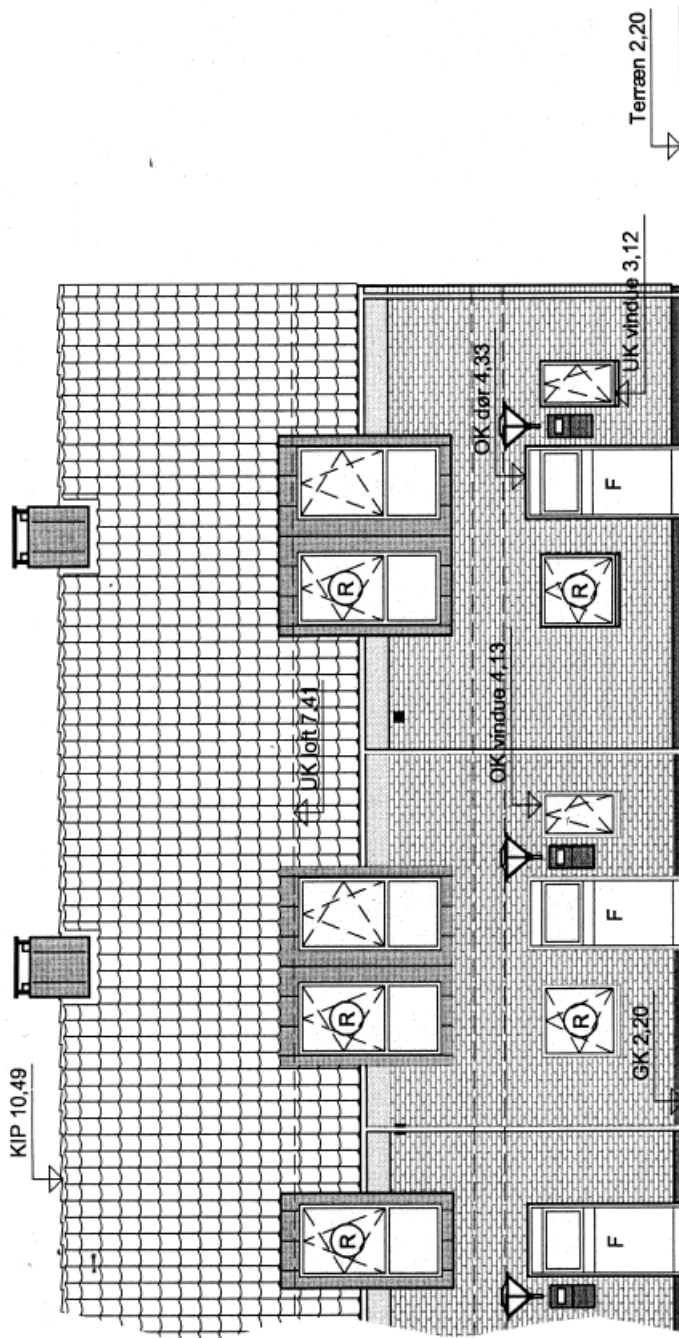
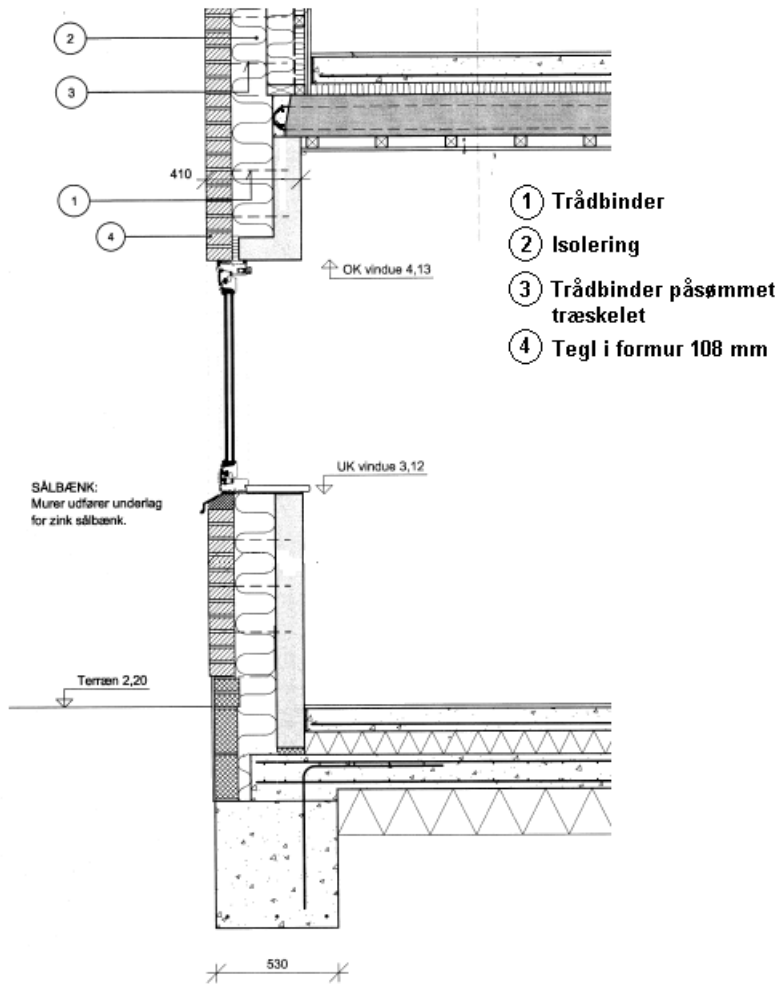


Fig. 3. Opstalt. "Til venstre"

**Anneks 2**



**Figur 4. Lodret tværsnit af ydervæg**