

BEREGNING AF MURVÆRK EFTER EN 1996 – 1 – 1 MED EC6DESIGN.COM

KOGEBOG

Copyright© Danske Tegl
Kommenteret af Teknologisk Institut

KOGEBOG TIL BEREGNING AF MURVÆRK EFTER DS/EN 1996 - 1 - 1

Indholdsfortegnelse

1. Indledning	5
1.1 Generelt	5
1.2 Anvendelse af det Nationale Anneks for andre lande	6
2. Bestemmelse af styrkeparametre	6
2.1 Generelt	6
2.2 Beregningsprogrammet Murværksprojektering	8
2.3 Teglstensmurværk	8
2.4 Eksempler. Teglstensmurværk	9
2.4.1 Eksempel 1	9
2.4.2 Eksempel 2	9
2.5 Porebeton	10
2.6 Eksempler	10
2.6.1 Eksempel 3	10
2.6.2 Eksempel 4	10
3. Beregning af vægfelter udsat for overvejende vandret last	11
3.1 Generelt	11
3.2 Beregning	11
3.2.1 Fordeling af laster mellem for- og bagmur	11
3.2.2 Beregning efter brudlinieteorien	12
4. Beregning af vægfelter for overvejende lodret last	13
4.1 Start med en brudlinieberegning	13
4.2 Lodrette understøtninger. Reduktion af søjlehøjden	13
4.3 Excentricitetsbidrag	15
4.4 Kombinationsvægge	16
4.5 Beregningsmodel (revnet tværsnit)	16
4.6 Beregningsmodel (urevnet tværsnit)	17
4.7 Vægfelter mellem åbninger. False	18
5. Beregningsprogrammet Murværksprojektering (EC6design.com)	19
5.1 Excentricitets interval	19
5.2 Praktisk bestemmelse af excentricitetsintervaller	23
5.3 Overgangskurve	26
6. Eksempler	27
6.1 Teglstensmurværk	27
6.1.1 Fordeling af lasterne	27
6.1.2 Beregning	27
6.2 Porebeton	27
6.2.1 Brudlinieberegning	28
6.2.2 Lodret last. Søjlevirkning	29
7. Stålsøjler	33
7.1 Generelt	33
7.2 EN 1996 - 1 - 1	35
7.3 Beregningsprogrammet Murværksprojektering	35
7.3.1 Beregning af tværbelastede vægge	35
7.3.2 Beregning af lodret belastede vægge	35
7.4 Eksempel	35
8. Efterspænding	36
8.1 Generelt	36
8.2 Beregningsprogrammet Murværksprojektering	36
8.3 Teglmurværk	37
8.4 Eksempel	37

8.4.1	Beregninger	37
8.5	Porebeton	38
9.	Beregning af tegloverliggere	39
9.1	EN 1996 - 1 - 1	39
9.2	Teglmurværk	39
9.3	Eksempler fra det aktuelle projekt	40
9.4	Andre typer eksempler	41
9.4.1	Buevirkning over teglbjælker	41
9.4.2	Manglende buevirkning over teglbjælker	42
9.4.3	Lokal påvirkning, trykspredning	45
10.	Stabilitetsberegning	46
10.1	EN 1996 - 1 - 1	46
10.2	Beregningsprogrammet Murværksprojektering	46
10.3	Eksempler	46
10.4	Vind på facade	46
10.5	Vind på gavl	46
11.	Koncentreret last	50
11.1	EN 1996 - 1 - 1	50
11.2	Beregningsprogrammet Murværksprojektering	53
11.3	Eksempel	53
12.	Diverse	55
12.1	Hældning af konstruktionen	55
12.2	2. ordens effekter for hele konstruktionen	56
13.	Transparent murværk	58
13.1	Eksempel	59
13.1.1	Vindlast:	59
13.1.2	Partialkoefficient på vindlasten:	60
13.1.3	Hastighedstrykket:	60
13.1.4	Den regningsmæssige vindlast på det transparente murværk:	60
13.1.5	Understøtningsforhold:	60
13.1.6	Beregning af selve vægfeltet	60
13.1.7	Effektive bøjningsstyrker:	61
13.1.8	Brudlinie beregning:	62
13.1.9	Linieunderstøtninger i større vægfelter	62
13.1.10	Vurdering af forankringsstyrker:	62

1. Indledning

1.1 Generelt

EN 1996 – 1 – 1 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 titel er ”DS/EN 1996-1-1. Eurocode 6: Design of masonry structures – Part 1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures”. Normen findes i en dansk oversættelse. I denne kagebog 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 denne bog refereres der til udgaven DS/EN 1996-1-1 + A1:2013, som er den aktuelle udgave pr 2018. A1:2013 angiver et amendement, der blev implementeret i 2013.

I DS/EN 1996 – 1 - 1 er der en del uklarheder, svært forståelige afsnit, ikke operationelle modeller, etc som denne kagebog søger at uddybe og eksemplificere for brugere af normen.

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

Andre hæfter, bøger, anvisninger, etc er der refereret til med publikationens titel. Kagebogen 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. Kagebogen skal således ses som en opsamling af metoder relateret til DS/EN 1996 - 1 - 1.

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

De fleste referencer i denne bog er til DS/EN 1996 - 1 - 1. Derfor er følgende systematik valgt: Referencer til DS/EN 1996 - 1 - 1 er blot angivet som reference til den aktuelle formel, afsnit, etc, *uden at der står DS/EN 1996 - 1 - 1.*

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

Interne referencer er angivet som fx: **formel** (1) – *denne kagebog*

Der er ingen referencer til Teknisk Ståbi.

Forhold omkring armeret murværk, dvs. fx lodret armerede betonudstøbninger i kanaler, 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 beskrevet.

Nationale forhold: En række områder kan besluttet nationalt. Dette er fx partialkoefficienter og styrkeparametre. De aktuelle emner, som må beskrives i et Nationalt Anneks, er beskrevet i DS/EN 1996 - 1 - 1 under ”Foreword/National Anneks for DS/EN 1996 - 1 - 1 ”.

Det nationale anneks kan suppleres med en NCI (”Non-contradicting Complementary Information”). Dvs ”Ikke modstridende supplerende informationer”). NCI’en er i Danmark benævnt DS/INF 167. Referencerne i DS/INF167 er angivet som fx ”2.4 NCI vedr. 3.6.2 (3), (4) og (6)”. Her er 2.4 det fortløbende nummer i DS/INF167, mens referencen er til nummereringen i DS/EN 1996 - 1 - 1.

I eksemplerne i denne kagebog tages der som regel udgangspunkt i et aktuelt byggeprojekt, som er beskrevet i anneks 1 – *denne kagebog*. 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.

1.2 Anvendelse af det Nationale Anneks for andre lande

I programmet EC6design.com er der mulighed for at angive parametre fra det Nationale Anneks tilhørende andre lande end DK. For Sverige og Norge er parametrene (som for DK) prædefinerede og vælges blot ud fra rullelisten i Faneblad "Opsætning"/"Setup".

For andre lande inddateres parametrene som beskrevet efterfølgende:

- Styrkeparametre. Disse angives typisk direkte i det enkelte modul
- Partialkoefficienter. Disse angives i faneblad "Opsætning"/"Setup" med funktionen "Op-
ret"/"Create", hvor de aktuelle værdier angives og gemmes
- Andre N.A. forhold. Angives for det aktuelle land.

I bilag 1 er angivet et eksempel, hvor den engelske udgave er anvendt, da det typisk vil være denne udgave, der skal anvendes ved beregninger relateret til andre lande.

2. Bestemmelse af styrkeparametre

2.1 Generelt

I murværk skelnes mellem murværket styrke og mørtlens og byggestenenes styrke. Tekniske forhold omkring styrkeparametrene er uddybet i lærebogen afsnit 15.

Begreberne mursten og blokke (bl.a. fra DS 414) er i DS/EN 1996 - 1 - 1 afløst af det fælleseuropæiske begreb "byggesten". Dette skyldes, at der i de forskellige lande findes så mange formater, at det ville være vanskeligt at rubricere dem entydigt, enkelt og operationelt. Derfor er alle typer puljet og benævnt "byggesten".

EN 1996 - 1 - 1 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 bliver i sagens natur særdeles konservativt. I Danmark er dette værktøj angivet i DS/INF 167 i tabel 1 under punktet "NCI vedr. 3.2.2 (1)." Muremørtler er beskrevet i produktstandarden DS/EN 998-2

Krav til byggesten og mørtler er beskrevet i produktstandarde, som ikke behandles i denne kagebog. Produktstandarde refererer til prøvningsstandarde mht. bestemmelse af styrkeparametrene. (DS/EN 1052-serien (part 1-5)).

Styrkeparametre kan fastlægges nationalt. Dvs alle lande har ret til at deklarere 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 foreløbig 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 partialkoefficienterne i DS/EN 1996 - 1 - 1 ikke skelner mellem fx trykstyrke og bøjningstrækstyrke og må derfor betegnes som værende noget forsimplede.

Som partialkoefficienter anvendes i Danmark værdierne angivet i det nationale annek (DS/EN 1996-1-1 DK NA: Gældende udgave).

Betegnelserne i DS/EN 1996 - 1 - 1 for styrkeparametrene er ikke helt konsistente med DS/INF 167. Fx er friktionen (μ_k) og vedhæftningsstyrken ($f_{m,xk1}$) ikke angivet i DS/EN 1996 - 1 - 1. I efterfølgende tabel er alle murværkets styrkeparametre angivet. Alle styrkeparametre (excl. f_k) er behandlet i DS/INF 167.

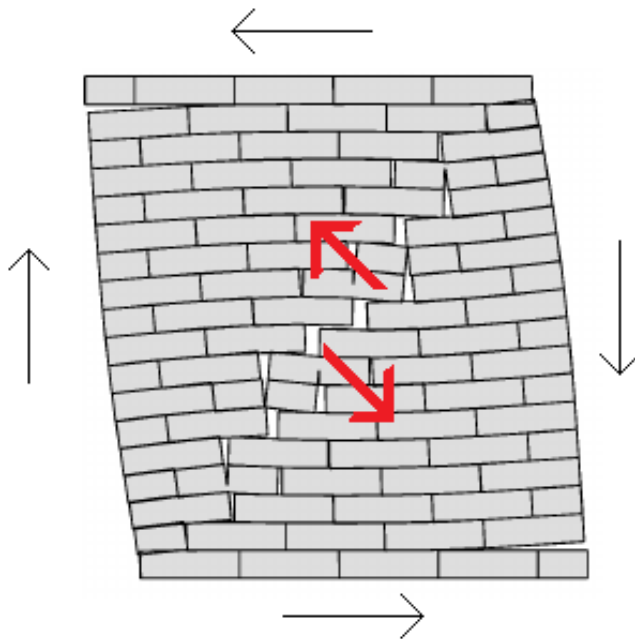
Tabel 2.1 Styrkeparametre

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 15.3.1) 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}	Kan sættes til værdien for 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)
Friktion	μ_k	NCI vedr. 3.6.2 (3), tabel 3
<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 – <i>denne kagebog</i> .
Fugens vedhæftningsstyrke	$f_{m,xk1}$	NCI vedr. 3.6.3 (3), tabel 4b Se afsnit 2.3 – <i>denne kagebog</i> .

Forskydningsstyrken under trykpåvirkning i DS/EN 1996 - 1 - 1 er beskrevet som en selvstændig parameter. I formel (3.5) er angivet:

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

Leddet $0,4 \sigma_d$ kan minde om $\mu \times \sigma$, (altså friktionsleddet i det sædvanlige coulomb-udtryk), men er et empirisk bestemt udtryk fra en række forsøg (af Mann – Müller) relateret til forskydningspåvirkede vægge.



Figur 2.1 Illustration af Mann-Müller brud mekanisme

Bemærk. Formel (3.5) er en lidt underlig blanding mellem karakteristiske og regningsmæssige værdier, men er alene relateret til bruddet illustreret i figur 2.1

Der er således tale om 2 mulige brudmekanismer for en skive. Diagonalt brud i selve skiven (som vist i ovenstående figur) og glidning i bunden, hvor mørtelfugen i en række tilfælde er svagere, men ”friktionskoefficienten” større

Man kan således godt have følgende styrkeparametre:

- for vægfeltet på $f_{vk0} = 0,63$ MPa og $\mu_{\text{formel}} = 0,4$ og
- for bunden fx $f_{vk0} = 0,30$ MPa og $\mu_k = 1,0$

hvor μ_k (friktionskoefficienten) er bestemt iht EN 1052 – 3 (hedder p.t. α). Forsøg viser, at værdien for μ_k for andre mørtler end ren kalkmørtel kan sættes til 1,0 (se www.mur-tag.dk). Dvs en værdi for μ_d på: $\mu_d = \mu_k / \gamma_{\text{friktion}} = 1,0 / 1,3 = 0,77$. Parameteren σ_d er normalt den regningsmæssige spænding for den givne belastning.

2.2 Beregningsprogrammet Murværksprojektering

I beregningsprogrammet bestemmes styrkeparametre for danske sten og mørtler i faneblad ”Murværk”. Her bestemmes de styrkeparametre, der er gældende for DS/EN 1996 - 1 - 1 og DS/INF 167.

2.3 Teglstensmurværk

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

Styrkeparametre for mørtler kan bestemmes via:

- NCI vedr. 3.2.2 (1)

- Tegl 24 (se eventuelt www.mur-tag.dk)
- Deklarationer. Funktionsmørtler
- Styrkeparameter for byggesten deklareres af producenten, typisk på Internettet.

2.4 Eksempler. Teglstensmurværk

2.4.1 Eksempel 1

Byggesten:

Type: Massiv blødstøgen (Gruppe I)

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

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 i programmet Murværksprojektering, hvor følgende karakteristiske værdier bestemmes.

Tabel 2.2. Styrkeparametre. Tegl

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 blødstøgen (Gruppe I)

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

Mørtel:

Type: Funktionsmørtel M5

Fra Internettet fås følgende værdier:

$$\begin{aligned} f_{m,xk1} &= 0,25 \text{ MPa} \\ f_m &= 5,0 \text{ MPa (for MC-metode)} \end{aligned}$$

Værdierne beregnes:

Tabel 2.3. Styrkeparametre. Tegl

Parameter	Beregning	Værdi
f_k	$0,55 \times 25^{0,7} \times 5^{0,3}$	8,48 MPa
E	NCI vedr. 3.7.2 (2) $8,48 \times \min(1000, 400 \times 5, 20 \times 25) = 8,48 \times \min(1000, 2000, 500)$	4240 MPa

f_{xk1}	NCI vedr. 3.6.3 (3), tabel 4 c. Indgang: 0,25 MPa og 25 MPa	0,23 MPa
f_{xk2}	NCI vedr. 3.6.3 (3), tabel 4 d. Indgang: 0,23 MPa og 25 MPa	0,62 MPa
f_{vk0}	NCI vedr. 3.6.2, tabel 3. Parameteren f_{vk0} sættes lig 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.

Styrkeparametrene kan også bestemmes ud fra DS/EN 1996 - 1 - 1, men dette er ikke hensigtsmæssigt, da deklarerede (målte) værdier i sagens natur er mere nøjagtige (og normalt højere). Trykstyrken for limet porebetonmurværk kan eksempelvis bestemmes til: $K \times f_b^{0,85}$. K er her 0,80.

Bemærk: Limens trykstyrke er underordnet, da det er en tyndfuge.

2.6 Eksempler. Porebeton

2.6.1 Eksempel 3

For plader med dimensionerne ($h \times t = 400 \times 100$) og densitet 535 kg/m^3 kan styrkeparametrene være:

Tabel 2.4. Styrkeparametre. Porebeton

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 4

For blokke med dimensionerne ($h \times t = 200 \times 360$) og densitet 340 kg/m^3 kan styrkeparametrene være:

Tabel 2.5. Styrkeparametre. Porebeton

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 overvejende vandret last

3.1 Generelt

Der skelnes i DS/EN 1996 - 1 - 1 mellem:

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

Overgangen mellem de 2 typer beregninger kan defineres ud fra, at spændingen fra den lodrette last (σ_d) ikke må overstige hvad der svarer til $0,15 \times N_{Rd}$, hvor N_{Rd} svarer til den regningsmæssige bæreevne for ren søjlevirkning uden påsat excentricitet. (Dvs er bæreevnen for ren normalkraft fx 100 kN/m, skal der regnes med søjlevirkning, når $N_d \geq 15$ kN/m, hvor N_d er den regningsmæssige lodrette last)

Bemærk: Ovenstående forhold er implementeret i DS/EN 1996 - 1 - 1 (6.17) i 2013. Tidligere har grænsen mellem de 2 områder fejlagtigt været defineret til $\sigma_d \leq 0,2 f_d$. Denne grænse kan dog overskride N_{Rd} markant, hvilket ikke er korrekt.

3.2 Beregning

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

3.2.1 Fordeling af laster mellem for- og bagmur

Lasten (normal 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. Det vurderes her, at en fordeling efter kapaciteterne kun er forsvarlig, såfremt forholdet mellem deformationskapaciteterne højst er 3. Deformationskapaciteten U_i for væg "i" defineres som:

$$U_i = \frac{f_{xk1,i}}{t_i \cdot E_i} \quad (1)$$

Forholdet mellem deformationskapaciteterne for formuren (1) og bagmuren (2) fås til:

$$\frac{U_1}{U_2} = \frac{f_{xk1,1} \cdot t_2 \cdot E_2}{t_1 \cdot E_1 \cdot f_{xk1,2}}$$

Størrelsen skal således være mellem 1/3 og 3.

Betragtes fx tegl i formur med:

$$\begin{aligned} t_1 &= 108 \text{ mm} \\ E_1 &= 3000 \text{ MPa} \\ f_{xk1,1} &= 0,30 \text{ MPa} \end{aligned}$$

i kombination med porebeton i bagmur:

$$\begin{aligned} t_2 &= 100 \text{ mm} \\ E_2 &= 2000 \text{ MPa} \\ f_{xk1,2} &= 0,50 \text{ MPa} \end{aligned}$$

fås:

$$\frac{U_1}{U_2} = \frac{0,30 \cdot 100 \cdot 2000}{108 \cdot 3000 \cdot 0,50} = 0,37 > 1/3$$

Det ses, at forholdet mellem deformationskapaciteterne er mellem 1/3 og 3, og derfor kan fordelingen af lasterne foretages efter kapaciteterne.

3.2.2 Beregning efter brudlinieteorien

Selve beregningen foretages som en brudlinie beregning, hvor bøjningstrækstyrkerne anvendes som indgangsparametre. En eventuel lodret spænding kan adderes til bøjningstrækstyrken om liggefugen. Se 6.3.1, formel (6.17) $f_{xd1,app} = f_{xd1} + \sigma_d$

Selve brudlinieteorien uddybes ikke nærmere her, men specielle forhold omkring brudlinieteorien og murværk, fx understøtninger, kan ses i lærebogen, afsnit 2. Dog skal fremhæves, at brudlinieteorien ikke inkluderer søjleeffekten.

Referencen til brudlinieteorien er angivet i 5.5.5 (11), hvor det angives, at brudlinie ”analogien” må anvendes.

Bemærk: Anvendelsen af brudlinieteorien har i DS/EN 1996 - 1 - 1 systemet været genstand for nogen diskussion. Når der i DS/EN 1996 - 1 - 1 er angivet, at bæreevnen for vandret påvirkede vægfelter fx kan bestemmes vha. *brudlinie analogien* og ikke *brudlinie teorien*, indikerer dette, at der (også) i DS/EN 1996 - 1 - 1 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 overvejende vandret påvirkede vægfelter, selvom denne fremgangsmåde i princippet også implicit forudsætter bøjningstrækstyrker (af varierende størrelse). At geometriske regler skulle være mere korrekte og konservative kan være lidt vanskeligt at blive overbevist om.

I aneks E er angivet en række tabeller for bæreevne af tværbelastede vægge. Disse værdier er fundet via brudlinieanalogien. 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. I praksis bør regnes med en afgrænsning for 3-sidet understøttede vægge på 0,6, således, at tabellerne bliver konsistente.

Bemærk. I den gamle danske Murværksnorm (DS 414:2005) måtte bæreevnen ikke baseres på bøjningstrækspændinger i liggefugen alene (medmindre der var tale om små vægfelter eller monolitiske konstruktioner med lav udnyttelsesgrad), hvilket betød, at selvom bæreevnen for disse vægge 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 DS/EN 1996 - 1 - 1. Dvs ved anvendelse af DS/EN 1996 - 1 - 1 kan bæreevnen baseres på bøjningstrækspændinger i liggefugen alene i alle situationer (Dvs også for store vægfelter, hulmure uden høj grad af sikkerhed, etc).

Dog er der i amendment (A1_2013) i 6.4.3 blevet tilføjet, at anvendelse af bøjningsstyrkerne ”in case of combined loading may only be used when failure of the building part under consideration is not essential to the overall stability of the structure”.

4. Beregning af vægfeltet for overvejende 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 (jf. $f_{xd1,app} = f_{xd1} + \sigma_d$).

Ved beregning 2 er formålet (populært beskrevet) 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 ($q_{ækv}$) og er en andel af den samlede vandrette last (q_d). Bemærk $q_{ækv}$ kan være $> 1,0 \times q_d$ såfremt der er mange/større åbninger i vægfeltet, idet der ved beregningen af $q_{ækv}$ tages hensyn til åbningerne.

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

I DS/EN 1996 - 1 - 1 bestemmes den ækvivalente vandrette last i Anneks I, gennem faktoren k , hvor

$$q_{ækv} = k \times q_d$$

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

Bemærk, at åbninger ikke er inkluderet i Anneks I, hvilket vanskeliggør anvendelsen af annekset. Annekset lovliggør dog metoden anvendt i EC6design.com

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 den geometriske højde (h) til en effektiv højde (h_{ef}) efter følgende udtryk:

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

hvor ρ_n er ρ_3 eller ρ_4 , afhængig af om vægfeltet er 3- eller 4-sidet understøttet.

I DS/EN 1996 - 1 - 1 er der tillige defineret en ρ_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 et træbjælkelag med mindre spændvidde.

Hensyntagen til stive dæk er beskrevet i DS/INF 167 under punktet ”vedr. annek C (1)” (de første 3 linier) og i lærebogen, afsnit 3.2. Her beskrives, hvorledes der tages hensyn til stive/slappe dæk ved bestemmelse af topexcentriciteten.

Det foreslås, som en pragmatisk og enkel løsning, at lade ρ_2 være 1,0 i alle situationer og tage hensyn til stivheden via excentricitetsintervallet beskrevet i afsnit 5.1 – *denne kagebog*.

Udtrykkene for ρ_3 og ρ_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 denne kagebog.

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 ρ_3 og ρ_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 er væsentlig mere dristige end de tidligere 3I – regler i den gamle Murværksnorm DS 414:2005 (hvor det var angivet, at den afstivende væg skulle have et inertimoment, der var 3 x inertimomentet af den afstivende væg). Det har dog vist sig, at der skal meget lidt sidestøtte til at fastholde en søjle mod udbøjning, hvorfor de ny regler virker acceptable.

I enkelte situationer er de ny regler dog ikke operationelle, fx hvis et hjørneområde udformet som et L – profil ønskes beregnet. Her kan geometrien fx være: $L = 0,5 \text{ m} \cdot 0,5 \text{ m}$ og højde = 3,0 m. Jævnfør ovenstående regler vil de 2 vægge ikke virke understøttende på den hosliggende væg, hvilket naturligvis ikke er korrekt. I et sådant tilfælde kan 3I – reglen anvendes (eller tværsnittet kan regnes som et komplekst tværsnit)

4.3 Excentricitetsbidrag

For lodret og vandret belastede vægfeltet 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 DS/EN 1996 - 1 - 1 betragtes kun snitkræfterne i det geometriske midtvertværsnit. Excentriciteten kan være lav i midten, fx som følge af indspændinger i enderne (Se figur 6.1).

Iht DS/EN 1996 - 1 - 1 skal forholdene i enderne tillige undersøges. Her er der dog ikke tale om søjlevirkning, men ren spændingsundersøgelse.

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
ϕ_{∞}	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 negligerel. Ved en aktuel beregning fås der normalt også kun værdier på få mm. Ved anvendelse af programmet Murværksprojektering medtages bidraget automatisk i beregningerne. Ved håndberegninger kan værdien normalt negligeres.

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

Bemærk: ”i midten” er typisk mellem vinduer og døre, hvor det effektive tværsnit er mindre. Den lodrette last skal proportioneres til dette tværsnit.

Initialexcentriciteten (e_{init})

Denne er beskrevet i 5.5.1.1 (4), hvor det angives, at den kan sættes til $h_{\text{ef}}/450$. 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 $M_{\text{mh}}/N_{\text{md}}$, hvor M_{mh} er momentet stammende fra vindlasten.

4.4 Kombinationsvægge

Ved beregning af lodret belastede bagvægge i en kombinationsvæg kan hensyntagen til formurens stabiliserende effekt medregnes 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_{ef} den effektive tykkelse

t_1 formurens tykkelse

t_2 den belastede bagvæg

k_{ef} forholdet mellem E-modulerne (E_1/E_2)

Den effektive tykkelse t_{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_{tef} , fx til $k_{\text{tef}} = (E_1/E_2) \times (f_{\text{sk1},1}/f_{\text{sk1},2})$.

Kubikrodsformlen konflikter noget med DS/EN 1996 - 1 - 1-reglen (6.3.1 (6)), hvor det er muligt at fordele vindlasten efter kapaciteterne – dvs udnytte formuren 100 %. At selv samme formur senere i beregningerne skulle kunne stabilisere bagmuren vha. kubikrodsformlen virker ikke korrekt.

Følgende indgangsvinkel foreslås anvendt: Såfremt kubikrodsformlen ønskes anvendt, (når vægfeltet undersøges for søjlevirkning), påføres bagmuren **hele** vindlasten, hvorved al kapaciteten af formuren friholdes til at afstive bagmuren. Ved bestemmelse af den ækvivalente vindlast til beregningerne er det ikke afgørende, hvilken tykkelse der anvendes.

4.5 Beregningsmodel (revnet tværsnit)

Introduktion af søjlereduktionsfaktoren er foretaget i formel (6.2):

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

Her er

Φ reduktionsfaktoren. Denne kan være Φ_{top} , Φ_{bund} , Φ_{m}

N_{Rd} kapaciteten mht. normalkraften pr længdeenhed med den aktuelle excentricitet
 t tykkelsen af vægfeltet
 f_d den regningsmæssige trykstyrke af murværket
 Φ_{top} , Φ_{bund} reduktionsfaktor ved top og bund
 Φ_m søjlereduktionsfaktoren

Kun Φ_m (søjlereduktionsfaktoren) betragtes her. Udtrykket er empirisk og beskrevet i anneks G. Alle formlerne gentages ikke her. Den centrale faktor er angivet i (G.4) og er:

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

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.

Den øvre grænse for forholdet h_{ef}/t_{ef} er angivet i 5.5.1.4 (2) til 27.

Bemærk: Såfremt forholdet mellem E_{0k} og f_k er mindre end 500 kan beregningen i programmet Murværksprojektering ikke gennemføres. Dette skyldes, at formeludtrykket i DS/EN 1996-1-1 er rent empirisk og optimeret til $E_{0k}/f_k = 1000$. For lave værdier af dette forhold stiger bæreevnen, såfremt f_k reduceres og alle andre parametre fastholdes. Dette virker ikke korrekt, hvorfor beregningen i programmet afbrydes.

I praksis er der 2 metoder til at løse dette problem:

- Beregningen foretages efter Ritter metoden (hvor der tages hensyn til eventuel excentricitet til gunst)
- Den fundne trykstyrke reduceres således, at forholdet mellem $E_{0k}/f_k \geq 500$ og beregningen kan gennemføres. Det antages, at en reduktion af f_k er konservativ.

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 direkte introduceret i DS/EN 1996 - 1 - 1.

I stedet er nævnt (i 6.3.1 (4) (ii)), at funktionen Φ kan erstattes med Φ_{fl} , der tager hensyn til bøjningstrækstyrkerne. Umiddelbart bagefter nævnes i en note, med endnu mindre skrift, at en sådan funktion ikke er beskrevet i DS/EN 1996 - 1 - 1. Dvs DS/EN 1996 - 1 - 1 angiver, at det er tilladt at lave en overgangskurve, men angiver ikke en metode. I afsnit 5.3 – *denne kogeboek* er den danske indgangsvinkel beskrevet.

4.7 Vægfelter mellem åbninger. False

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

I tabel 5.1 er forøgelsesfaktoren ρ_t angivet for forskellige geometrier.

Såfremt falsene medregnes i den bærende konstruktion, skal falsene ved vinduerne føres til sokkel. Det vil sige falsene skal udføres i fuld højde. Såfremt de ikke udføres i fuld højde skal forholdene undersøges nøjere. Dette er beskrevet i lærebogen, afsnit 9.2.

Beregningen kan principielt foretages på følgende måde.

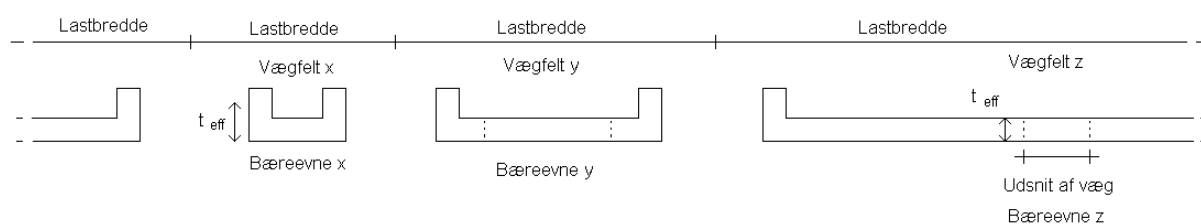
- Vægfeltet med største belastningsbredde i forhold til længden udvælges. Dette vægfelt vil typisk have 2 false. Bæreevnen af dette vægfelt bestemmes (med den fra tabel 5.1 angivne forøgede tykkelse). Denne bæreevne skal være større end lasten pr længdeenhed forøget ift belastningsbredden.
- For et udsnit af vægfeltet bestemmes bæreevnen for et vægfelt med den sædvanlige tykkelse uden forøgelsesfaktor. Denne bæreevne skal være større end lasten pr længdeenhed.
- De resterende vægfelter vil da have en bæreevne, som er større end bæreevnen af mindsteværdien.

Forholdene er illustreret på efterfølgende figur 4.1 – *denne kagebog*.

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 $y \in \{x..z\}$. (Bæreevnen for y ligger i intervallet mellem x og z, da feltet i princippet kan opdeles svarende til de 2 øvrige vægfelter). Såfremt åbningerne er forskellige lægges en ingeniørmæssig vurdering til grund for udvælgelsen af kritiske vægfelter.



Figur 4.1. Konstruktion med false

Falsene skal medregnes ved bestemmelse af den ækvivalente tværlast (Se afsnit 4.1 – *denne kagebog*). 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 af de vandrette understøtninger, og dermed vil den ækvivalente last blive forøget.

Rent praktisk bestemmes ρ_t iht. tabel 5.1, hvorefter f_{xk1} forøges tilsvarende således, at der overalt kan regnes med samme vægtykkelse. Dvs $f_{xk1,app,\rho_t} = \rho_t^2 \times f_{xk1}$.

ρ_t bestemmes ud fra antallet af false, placeret i det aktuelle vægfelt i forhold til vægfeltets effektive længde. Det skal her sikres, at de medregnede false er rimelig jævnt fordelt.

5. Beregningsprogrammet Murværksprojektering (EC6design.com)

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

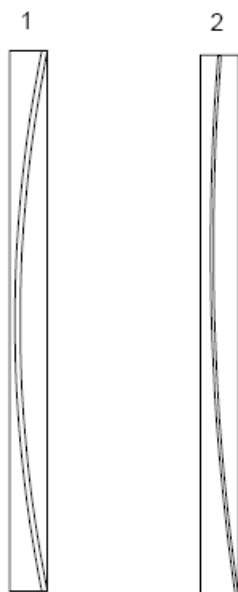
Den helt afgørende forskel på beregningerne i edb-programmet Murværksprojektering og DS/EN 1996 - 1 - 1 er forholdene omkring excentriciteterne i top og bund som beskrevet efterfølgende.

For at kunne bestemme værdien af kapacitetsreduktionsfaktoren Φ i de 3 snit, som DS/EN 1996 - 1 - 1 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 angives, at anneks C i DS/EN 1996 - 1 - 1 ikke anvendes (anneks 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. Anneks C (1) (de 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 ender er fastlagt, er trykbuens placering i midtersnittet bestemt. Kapacitetsreduktionsfaktoren Φ_m og dermed bæreevnen svarende til dette snit kan således bestemmes. I ”figur 5.1 – denne kogebo” er forholdene illustreret.

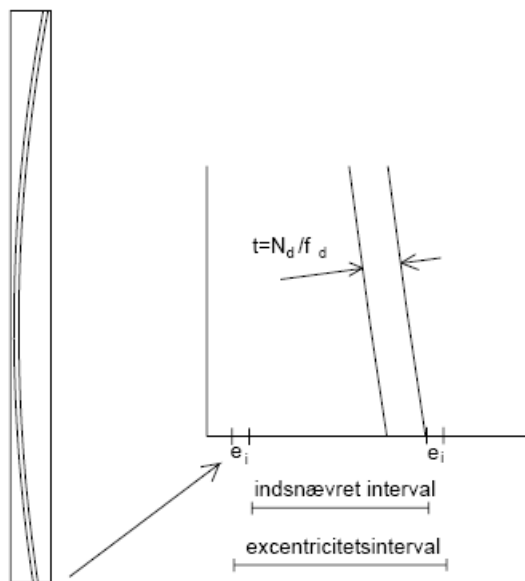


Figur 5.1 Trykbue i lodret og vandret belastet vægfelt

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 befinde 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 – denne kagebog”). Når retning og størrelse af tværlasten er kendt, kan man umiddelbart bestemme placeringen af trykbuen.



Figur 5.2 Trykbue ved enderne

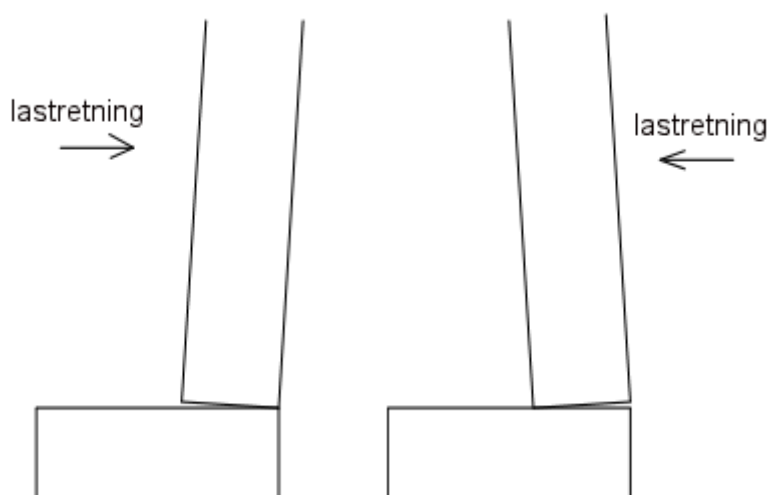
Med denne fremgangsmåde er betingelsen (6.4) i DS/EN 1996 - 1 - 1 automatisk opfyldt i væggen top og bund. I midtersnittet er excentriciteten fra lasterne på væggen lig afstanden fra trykbuens midte til væggen midte. Den resulterende excentricitet i midtersnittet fås som summen af denne excentricitet og bidraget $e_i = h_{ef} / 450$ fra imperfektioner og et eventuelt bidrag e_k fra krybningen udregnet efter formel (6.8) i DS/EN 1996 - 1 - 1. Med denne resulterende excentricitet kan reduktionskapacitetsfaktoren Φ_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.

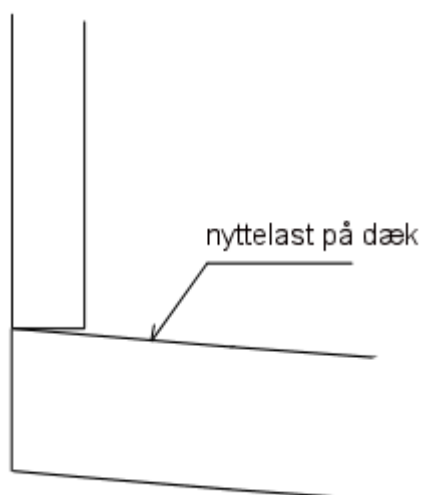
Betragtes en væg understøttet af et stift fundament vil væggen tendere mod at være understøttet enten på sit højre hjørne eller på sit venstre hjørne afhængig af retningen af tværlasten som vist på efterfølgende figur 5.3 – *denne kogeboek*.



Figur 5.3. Væg på stift fundament.

Uanset tværlastens retning vil reaktionen fra fundamentet flytte sig, således at 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 væsentligt 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 – *denne kgebog* som følge af nyttelasten på dækket.



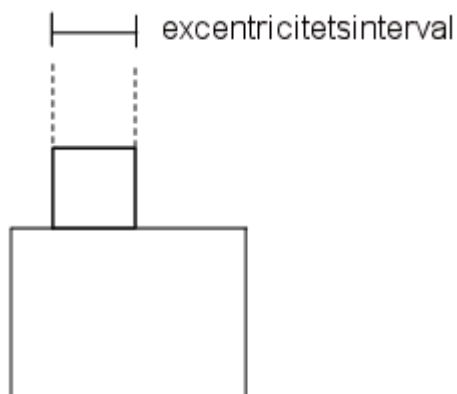
Figur 5.4. Væg understøttet af dæk påvirket af nyttelast

Om en tværlast virkende fra venstre kan flytte væggens understøtning fra væggens 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.

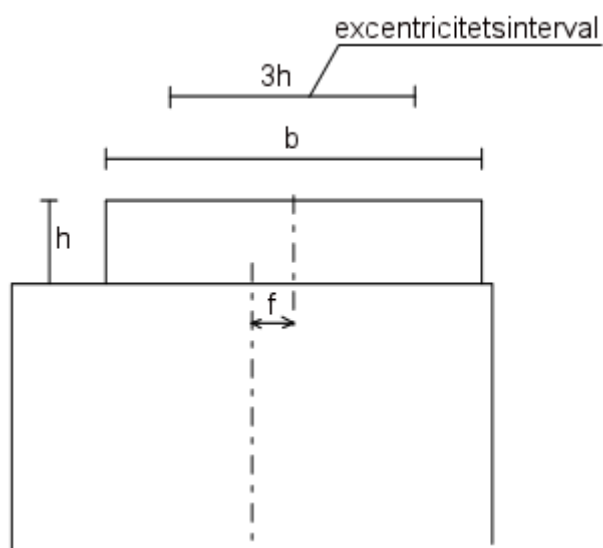
5.2 Praktisk bestemmelse af excentricitetsintervaller

Hvis en væg belastes via en toprem bliver excentricitetsintervallet som vist på figur 5.5 – *denne kogebo*.



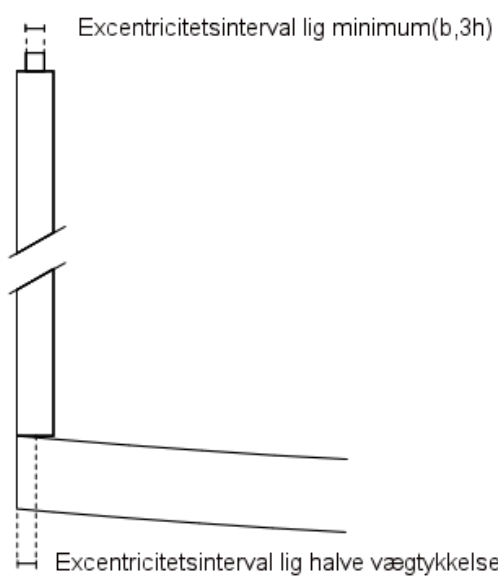
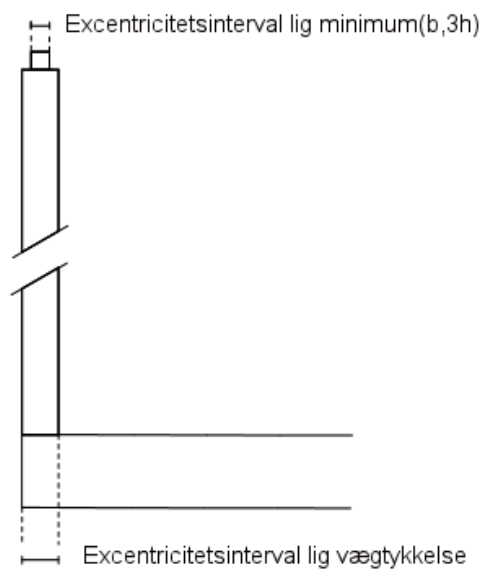
Figur 5.5. Excentricitetsinterval for væg belastet via en toprem

Hvis topremnen ikke har et tværsnit som vist på figur 5.5 – *denne kogebo*, 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 – *denne kogebo*.

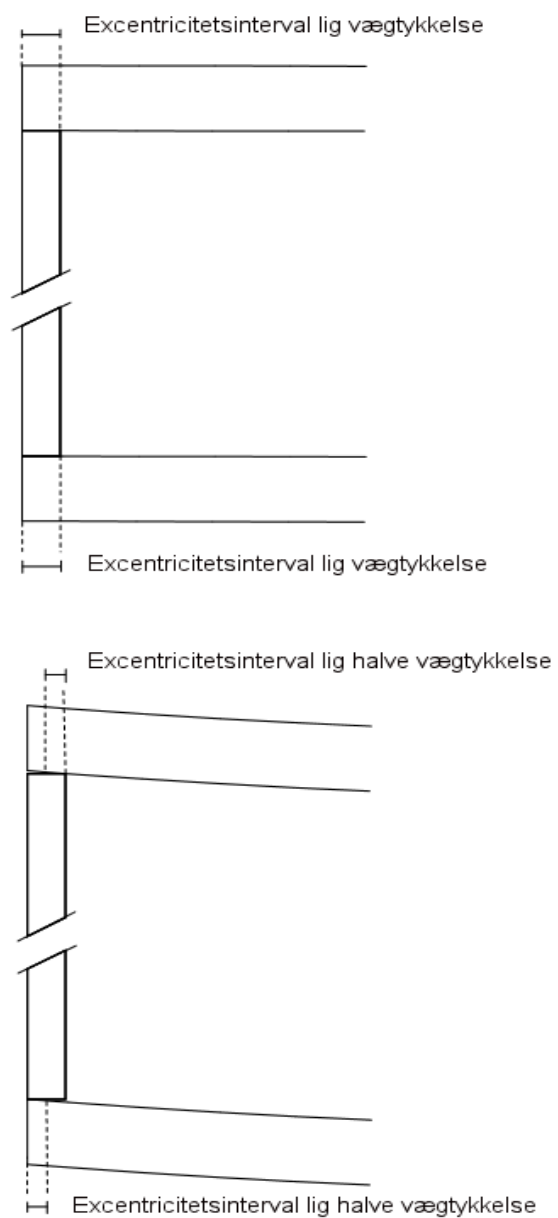


Figur 5.6. Angivelse af excentricitetsinterval ved brætformet toprem. Excentricitetsintervallet regnes symmetrisk om topremmens centerlinie

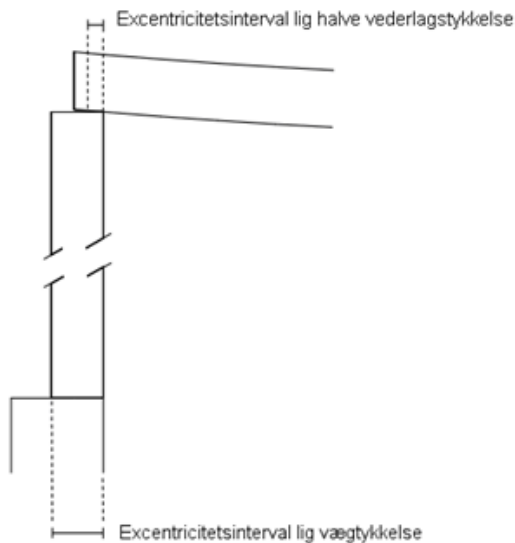
I det følgende er der givet eksempler på hvordan disse tilfælde kan kombineres.



Figur 5.7. Kombination af excentricitetsintervaller



Figur 5.8. Kombination af excentricitetsintervaller



Figur 5.9 Kombination af excentricitetsintervaller

Dvs: Stift dæk/fundament – fuld vederlagstykkelse, slapt dæk – halv vederlagstykkelse.

5.3 Overgangskurve

På baggrund af reglerne i 6.3.1 (4) (ii)), hvor det er nævnt, at funktionen Φ kan erstattes med Φ_n , 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 momentforøgelsesfaktor $N_{cr} / (N_{cr} - N_d)$ 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 vedr. anneks C, der også har betegnelsen e_5)

En DS/EN 1996 - 1 - 1-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 bund-excentricitet:

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

6. Eksempler

Der tages udgangspunkt i byggeprojektet beskrevet i Anneks 1 – *denne kagebog*.

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 – *denne kagebog*).

Formuren regnes opført med teglstensmurværk svarende til eksempel 1 (afsnit 2.4.1 – *denne kagebog*).

6.1.1 Fordeling af lasterne

Indledningsvist undersøges forholdet mellem deformationskapaciteterne (1):

$$\frac{U_1}{U_2} = \frac{0.24 \cdot 108 \cdot 4240}{108 \cdot 2358 \cdot 0.23} = 1,87 < 3$$

Da værdien er mindre end 3 kan lasterne fordeles efter kapaciteten

6.1.2 Beregning

Kun formuren betragtes.

Beregningen foretages efter brudlinieberegningen.

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

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

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 2. Det ses, at bæreevnen er tilstrækkelig, da bæreevnen af vægfeltet er 1,68 kN/m². (den samlede regningsmæssige vindlast er angivet til 0.92 kN/m²), så formuren alene har tilstrækkelig bæreevne.

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 3 (afsnit 2.6.1 – *denne kagebog*).

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

De lette vægge, som er placeret vinkelret på den betragtede væg, kan ikke regnes 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 – *denne kagebog*).

Længden af vægfeltet måles til: 5,80 m.

Øverste vandrette understøtning regnes som simpelt, da kun murværket fortsætter kontinuerligt over etageadskillelsen.

Venstre kant (set udefra) regnes som indspændt, da murværket fortsætter kontinuerligt over den lodrette understøtning.

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

Iht afsnit 4.1 – *denne kagebog* 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: $610 + 970 + 970 = 2255 \text{ mm}$

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:

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

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

- 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 $\rho = 1,4$

Der er naturligvis grænser for størrelsen på ρ , når falsene ikke er i fuld højde. Dette forhold er beskrevet i lærebogen, afsnit 9.2. Højden af falsen er 2,2 m, hvilket vurderes acceptabelt, da der oven på falsen monteres en overligger med samme dybde som falsen (se eventuelt figur 4 i Anneks 1 – *denne kagebog*)

Minimum lodret last

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

Konstruktionen er gennemregnet i bilag 3, hvoraf det ses, at bæreevnen er tilstrækkelig og udnyttelsesgraden er 41 %.

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 4, hvoraf det ses at den ækvivalente vandrette last er:

$$q_{\text{ækv}} = 0,74 \text{ kN/m}^2$$

(her er anvendt $f_{xk1,app.pt}$, da denne beregning ikke er en bæreevne beregning, men en fordeling af lasterne, hvor styrken om vandret akse skal være så korrekt som mulig)

6.2.2 Lodret last. Søjlevirkning

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

ρ bestemmes til 1,4. Da der i denne knast er forholdsvis kort mellem falsene, vil det være naturligt at forvente, at værdien for ρ 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.

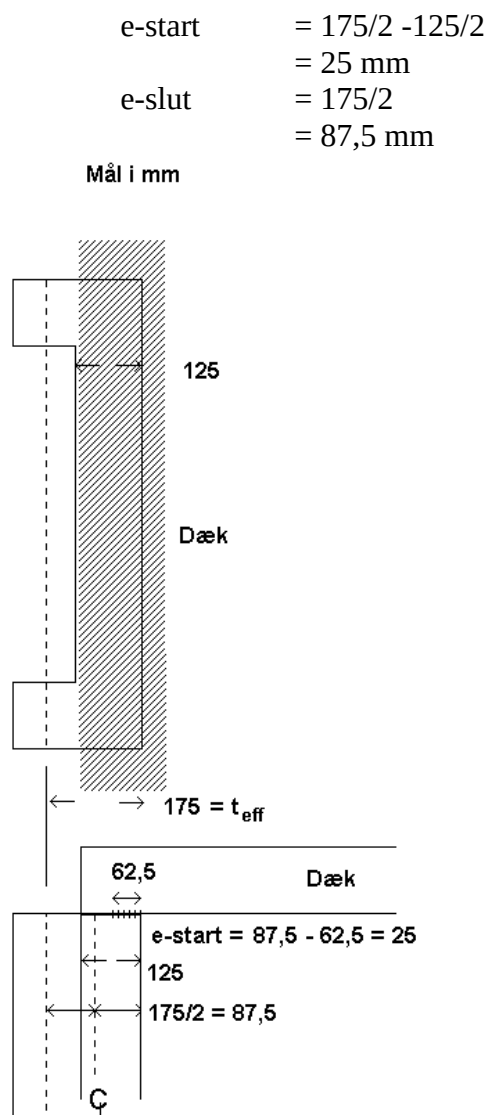
t_{ef} fås således til:

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

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:



Figur 6.1. Geometriske forhold ved dækkant

Her er forudsat, at dækket har vederlag på hele dækfladen qua udstøbningen. Armering i udstøbningen skal dimensioneres herfor (er ikke gjort i dette eksempel)

En beregning (ikke vedlagt) viser, at væggen ikke holder med dette excentricitetsinterval (men næsten). Ved en normal projektering bør væggens tykkelse blot ændres, men for øvelsens skyld bestemmes excentricitetsintervallet ud fra modellen i lærebogen og DS/INF 167. 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	elasticitetsmodul for dækket
I	inertimomentet af dækket

Værdier:

$$\begin{aligned}
 l &= 8130 \text{ mm (fra tegning)} \\
 q_d &= 2 \times 41/8,13 \\
 &= 10,08 \text{ kN/m}^2 \\
 E &= 6000 \text{ MPa (langtidselasticitetsmodul)} \\
 I &= (1/12) \times 1000 \times 180^3 \times (3/4) \text{ (Faktoren } \frac{3}{4} \text{ repræsenterer huldækket)} \\
 &= 3,65 \times 10^8
 \end{aligned}$$

Det fås:

$$\begin{aligned}
 \alpha_{\text{dæk}} &= (1/24) \times 10,08 \times 8130^3 / (6000 \times 3,65 \times 10^8) \\
 &= 0,10 \\
 \alpha_{\text{væg}} &= t/3h \\
 &= 125/(3 \times 2600) \\
 &= 0,016
 \end{aligned}$$

Det ses, at dækket er væsentligt slappere end væggen. Dvs situationen er som antaget ovenstående.

Der tages nu udgangspunkt i værdien $t/6$ til ugunst som angivet i DS/INF 167, annek C:

Der skal således angives et excentricitetsinterval omkring værdien $t/6$ til ugunst.

$$\begin{aligned}
 t/6 &= 125/6 \\
 &= 20,8 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Betragtes den effektive vægtykkelse på 175 mm bestemmes excentriciteten som:

$$\begin{aligned}
 e &= 175/2 - (125/2 - 20,8) \\
 &= 45,8 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Excentricitetsintervallet skønnes til

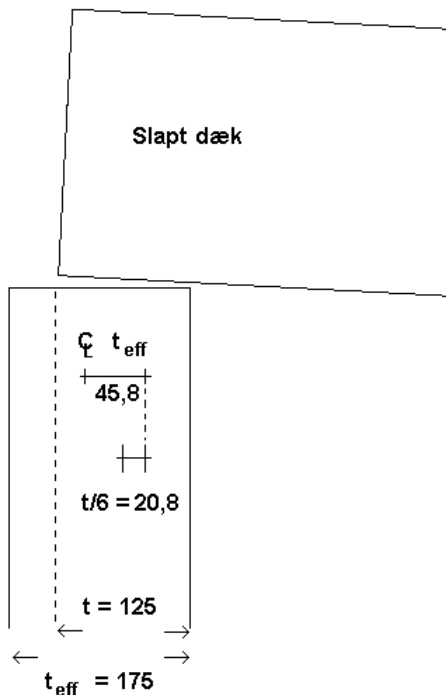
$$\begin{aligned}
 e\text{-start} &= 9 \text{ mm} \\
 e\text{-slut} &= 83 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

som ses at have et tyngdepunktet 46 mm ($\approx 45,8$ mm) fra centerlinien (C_L) af t_{eff} .

I beregningerne (bilag 5) ses, at bæreevnen er tilstrækkelig og udnyttelsesgraden i midten af vægfeltet er 54 %

Det ses således, at normens beregning med excentricitet til ugunst på $t/6$ her giver højere bæreevne end når excentricitetsintervallet sættes til $\frac{1}{2}$ vederlagsbredde som forudsat i EC6design.com

Det er dog ikke meningen, at der ved praktisk projektering skal springes fra beregningsmodel til beregningsmodel, men er her medtaget for eksemplets skyld.



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

Søjlehighøjden

Søjlehighøjden af vægfeltet kunne reduceres i henhold til modellerne angivet i Lærebogen i afsnit 3.6 (Reduktion af søjlehighøjde for "Vægfeltet med flere 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 med de angivne regler ikke forekommer rimelig.

Elasticitetsmodulet til "kubikrodsformlen"

Elasticitetsmodulet af formuren er i eksemplet sat (iht bemærkning i afsnit 4.4 – *denne kagebog*) 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 for dette vægfelt er bestemt til:

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

Heraf fås følgende lodrette last:

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

7. Stålsøjler

7.1 Generelt

Stålsøjler anvendes som afstivning for specielt vandret påvirkede vægfelter. Stålsøjlerne kan understøttes i top og bund således, at de statisk virker som en simpelt understøttet bjælke. I top kan stålsøjlen eksempelvis understøttes som vist på nedenstående figurer (understøtningen kan også arrangeres med trykfast isolering omkring stålsøjlen. Denne løsning kræver dog minimale bevægelser før den aktiveres).

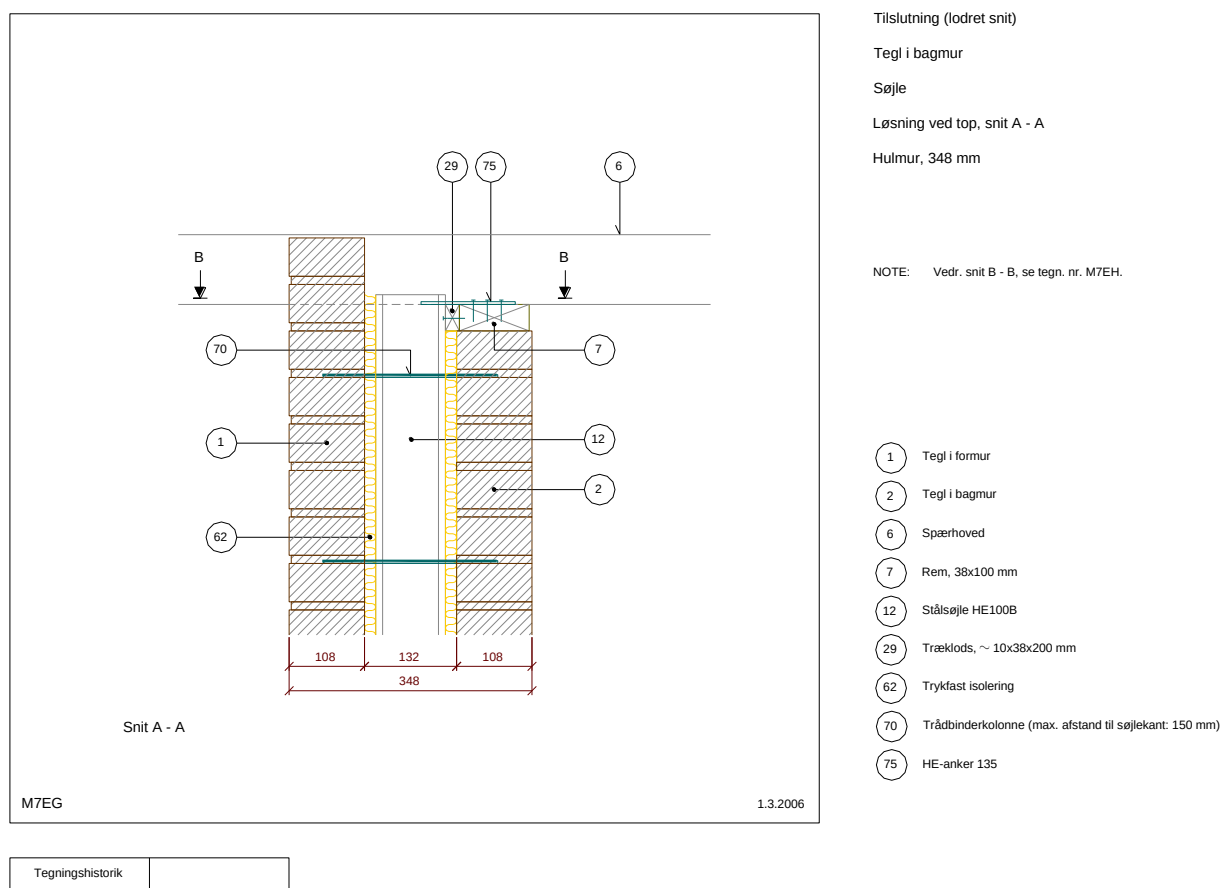


Fig. 7.1 Stålsøjle understøttet i top mod tagrem

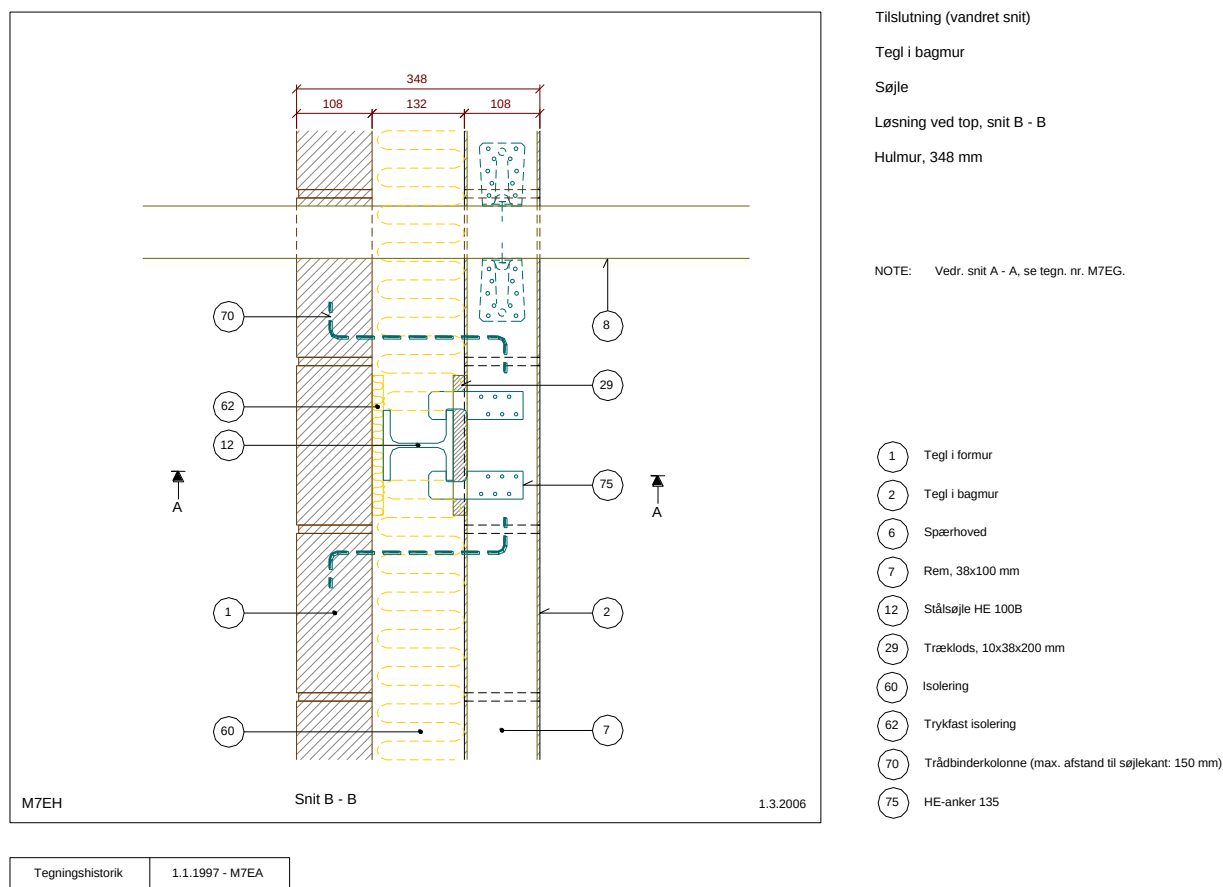


Fig. 7.2 Stålsøjle understøttet i top mod tagrem

Kun ved læmure og vægfelter uden andre understøtninger i top kan stålsøjlen udformes som indspændt i bund og fri i top. Det er i sådanne tilfælde væsentligt at betragte deformationerne i toppen, der kan blive markante. Emnet behandles ikke i denne kagebog.

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

Korrosionsbehandling kan være en kombination af maling, galvanisering og overykkelse. Rene malingsløsninger i ikke tilgængelige hulmure må ikke anvendes.

Området er nøjere behandlet i www.mur-tag.dk, hvor metoder og eksempler er angivet.

7.2 EN 1996 - 1 - 1

I DS/EN 1996 - 1 - 1 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. Partialkoefficient ved beregning af stål (uden huller, sædvanlig tværsnitsundersøgelse, etc) fås fra det nationale anneks til: $\gamma_M = 1,2$.

Det er normalt deformationer (og ikke styrkeforhold) der er afgørende for stålsøjler og bjælker i murværk.

Beregning af stålsøjler generelt mht. udbøjning, mm er behandlet i Lærebogen afsnit 2.3.2 og 3.1.1

7.3 Beregningsprogrammet Murværksprojektering

7.3.1 Beregning af tværbelastede vægge

Stålsøjler i hulumuren 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 2.3.2.1).

7.3.2 Beregning af lodret belastede vægge

Stålsøjler behandles også her som tværvægge.

Anvendes stivhedskravet i DS/EN 1996 - 1 - 1, dvs: $(0,3 \times t, h/5)$ som angivet i ”4.2 – denne koge-bog” medregnes elasticitetsmodulet. Se efterfølgende eksempel.

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, og det undersøges om disse har tilstrækkelig stivhed.

Såfremt vægfeltet var understøttet af en tværvæg skulle tværvæggen iht DS/EN 1996 - 1 - 1 have følgende minimums dimensioner:

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

Længde: $2800/5$ = 560 mm

Elasticitetsmodulet af de murede vægge sættes her til 3000 MPa.

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

Heraf kan et minimumsinertimoment for stålsøjlen bestemmes:

$$\begin{aligned}(EI)_{\text{stålsøjle}} &= 1.405 \times 10^{12} \\ I_{\text{stålsøjle}} &= 1.405 \times 10^{12} / 200.000 \\ &= 7.03 \times 10^6 \\ I_{\text{HE120B}} &= 8.64 \times 10^6\end{aligned}$$

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 samlet set billigere end stålsøjler.

Beregningsforudsætninger for ”Efterspænding” er yderligere forklaret i ”Lærebogen” afsnit 3.8.

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 (for begge vangere), svarende til et excentricitetsinterval i vederlagsfladens tykkelse.

EN 1996 - 1 - 1 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 indførte excentricitetsinterval sættes:

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

8.2 Beregningsprogrammet Murværksprojektering

Påvirkningen ved toppen

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

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

I praksis sættes excentricitetsintervallet til 90 mm (+/- 45 mm) for en 108 mm væg svarende til bredden af den indlagte trykudlignende 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

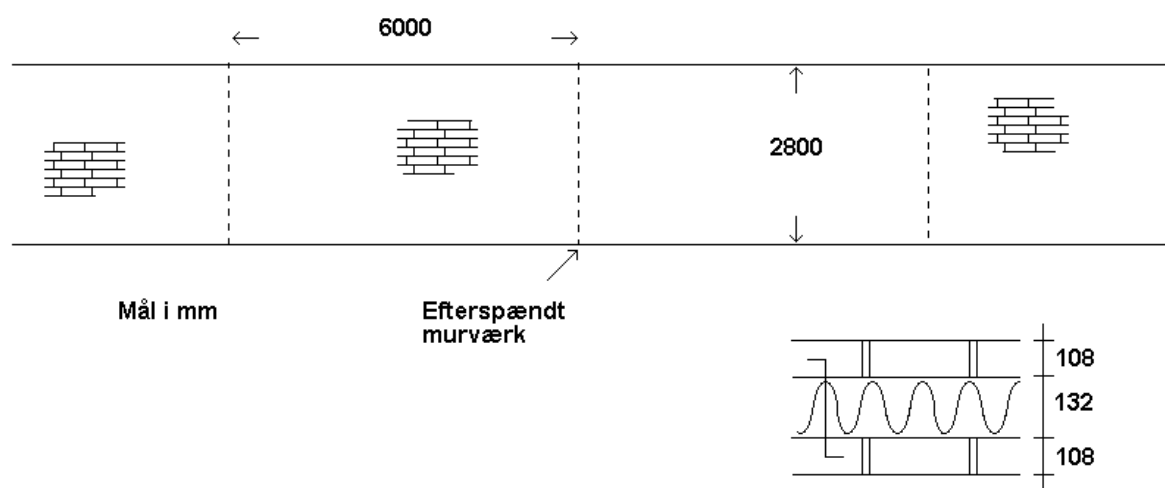
En 30 m lang hulmur understøttet i top og bund betragtes. Hulmuren er uden huller og tværafstivninger. Hulmuren er kun udsat for vindlast og bæreevnen er ikke tilstrækkelig.

Såfremt væggen afstives pr fx 6 m er bæreevnen af de mellemliggende 4-sidede vægfelter tilstrækkelig (undersøgt 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 her, for eksemplets skyld, (konservativt) efter stivhederne (elasticitetsmodulerne):

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

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 2800×2800 mm.

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

Den maksimale reaktion/linielast på søjlen (q_L) bestemmes af:

$$\begin{aligned} q_L &= 2 \cdot 2 \cdot (2,8 \cdot 6 \cdot 0,58 \text{ kN}) / (2 \cdot 6 + 2 \cdot 2,8) \text{ m} \\ &= 2,21 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Dette fordeles ud på søjlens bredde, hvoraf følgende fladelast (q) bestemmes:

$$\begin{aligned} q &= 2,21 \text{ kN/m} / 2,8 \text{ m} \\ &= 0,79 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Beregninger er vedlagt i bilag 6. Det ses, at bæreevnen er tilstrækkelig med en lodret last på 11 kN/m. Opspændingen skal for teglmurværk, iht. projektmaterialet, multipliceres med en faktor 1/0,8 for at sikre reservekapacitet til svind, krybning og temperaturbetingede bevægelser. Opspændingen sættes således til 13,8 kN/m.

Den faktiske opspænding, som skal dække hele trykzonen, bliver herved:

$$\begin{aligned} P_{\text{opsp}} &= 2,8 \text{ m} \times 13,8 \text{ kN/m} \\ &= 40 \text{ kN} \end{aligned}$$

8.5 Porebeton

Når formuren er af tegl og bagmuren af 100 mm porebeton sættes efterspændingsstangen normalt forskudt 45 mm fra midten mod formuren 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 tegloverligger

9.1 EN 1996 - 1 - 1

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 max. 6 mm, svarerende til $\frac{1}{2}$ fuge tykkelse mod vinduet.

Ved lange bjælker og kraftige nedbøjninger (dvs $L \geq 3$ m og $\delta \geq 3.0$ mm) kan det overliggende murværk betragtes som værende elastisk understøttet og der indlægges eventuel armering i top og bund af væggen.

9.2 Teglmurværk

Teglbjælker kan opdeles i 2 typer:

De traditionelle teglbjælker (komposit bjælker)

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

Præfabrikerede teglbjælker

Præfabrikerede teglbjælker i 3 eller flere skifter, der er bærende og 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, blot er forskydningsstyrken f_{vk0} væsentlig højere.

9.3 Eksempler fra det aktuelle projekt

I det aktuelle projekt undersøges største åbning.

Lysningsvidde: 2290 mm

Bagmur:

Afstand fra øverste fals til dæk: 520 mm

Maksimal lodret last: 41 kN/m

Formur:

Overliggende murværk: 2,4 m

Egenvægt: $1,2 \times 1,2 \times 1,9 \times 2,4$: 6,57 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:

Her betragtes en præfabrikeret tegl bjælke, hvor kohæsionen (f_{vk0}) er deklareret til:

f_{vk0} : 0,80 MPa

Ved beregning (se bilag 7) fås, at en højde på 4 skifter er tilstrækkelig. (Diverse mindre vigtige parametre er skønnet)

Bemærk vederlagslængden, u er i programmet kun sat til 108 mm, selvom den i praksis skal være længere (228 mm). Den lodrette reaktion kan afleveres indenfor de 108 mm, således at den effektive længde skal bestemmes efter denne værdi (de 228 mm skal anvendes i praksis pga. svind og temperaturbetingede bevægelser, men har ikke den store relation til de statiske beregninger)

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

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

Ved beregning (se bilag 8) fås, at en højde på 8 skifter er tilstrækkelig.

Ved anvendelse af TB-rende skal kohæsionen reduceres 10 %, da renden gennemskærer en lille del af det aktive tværsnit. I beregningen i bilag 8 er der således regnet med f_{vk0} : 0,21 MPa.

9.4 Andre typer eksempler

I mange tilfælde er lastpåvirkningen den mest komplicerede parameter at bestemme, og i dette afsnit angives gennem en række metodikker og forskellige eksempler de gængse måder.

9.4.1 Buevirkning over teglbjælker

Er en teglbjælke placeret over en åbning i et højt byggeri, bliver teglbjælken ikke nødvendigvis belastet af al det overliggende murværk. Over teglbjælken danner der sig en skjult bue, som leder kræfterne/belastningen uden om åbningen. Teglbjælken belastes således kun af belastningshøjden h_p som illustreret på nedenstående figur.

Emnet er teoretisk gennemgået i lærebogen her: https://www.mur-tag.dk/fileadmin/filer/Laerebog/Afsnit_4-8.pdf

I lærebogen er tillige angivet sammenhænge mellem a , b og h_p

Er fx $b = 3$ m og $a = 3$ og 2 m fås henholdsvis $h_p = 480$ mm, 960 mm.

Er $a = 1$ m kan regnes med $h_p = 3000$ mm, altså en belastningshøjde svarende til lysningsvidden. Konservativt påsættes den maksimale last som en ens fordelt last over hele teglbjælkens længde. Det ses, at såfremt der er modhold til buen i form af en høj værdi for " a " bliver belastningshøjden h_p særdeles lav.

Bjælken egenvægt skal naturligvis adderes til belastningen på teglbjælken.

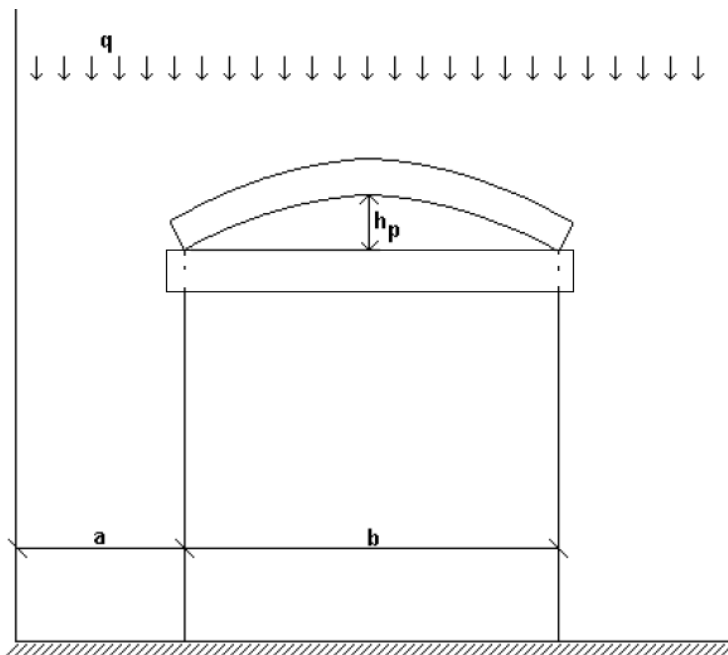


Fig 9.1. Illustration af buevirkning over teglbjælke.

9.4.2 Manglende buevirkning over teglbjælker

I en række mere praktisk forekomne tilfælde er det ikke muligt at indlægge en bue over teglbjælken der går til sokkel



Fig 9.2. Eksempel hvor buevirkning ikke er mulig

Fra mursøjlen kommer der en kraftig lodret belastning fra de overliggende etager (angivet med rød pil). En mulig bue uden om den nederste dør vil løbe gennem den tilstødende dør og dilatationsfuge på henholdsvis højre og venstre side (set udefra).

Det skal således være muligt at tegne en statisk tilladelig tryklinie (bue) der kan videreføre kræfterne til sokkel, hvilket ikke er muligt i ovenstående tilfælde og teglbjælken over den brede dør skal således optage al lasten fra de overliggende etager.

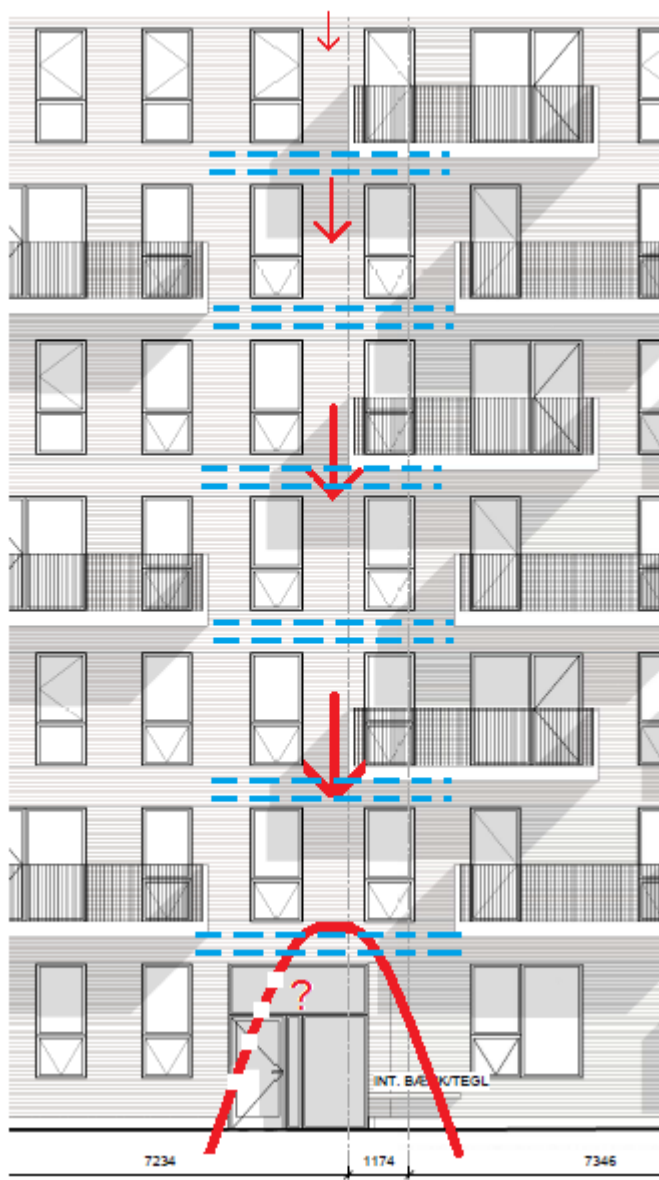
Bemærk buen slår et knæk, når den kommer under den anden mursøjle til venstre (ved siden af dilatationsfugen). Dette skyldes, at der kommer en lodret last væsentlig større end under brystningen, hvorfor tryklinien ændrer retning.

Tryklinien kan bestemmes analytisk korrekt, se fx

http://www.km.dk/fileadmin/share/publikationer/Middelalderkirkens_konstruktioner.pdf (afsnit 7 og frem), hvor flere metoder er angivet. Alle er de dog tidskrævende, så tryklinien kan optegnes estimeret, men skal dog i så fald ikke ligge for tæt på hjørner ved døre/vinduer, dilatationsfuger, mm.

I nedenstående eksempel, vist på figur 9.3, er etablering af en bue over den brede dør i bunden af konstruktionen heller ikke praktisk mulig, hvorfor teglbjælken over døren skal dimensioneres for lasten fra de overliggende etager.

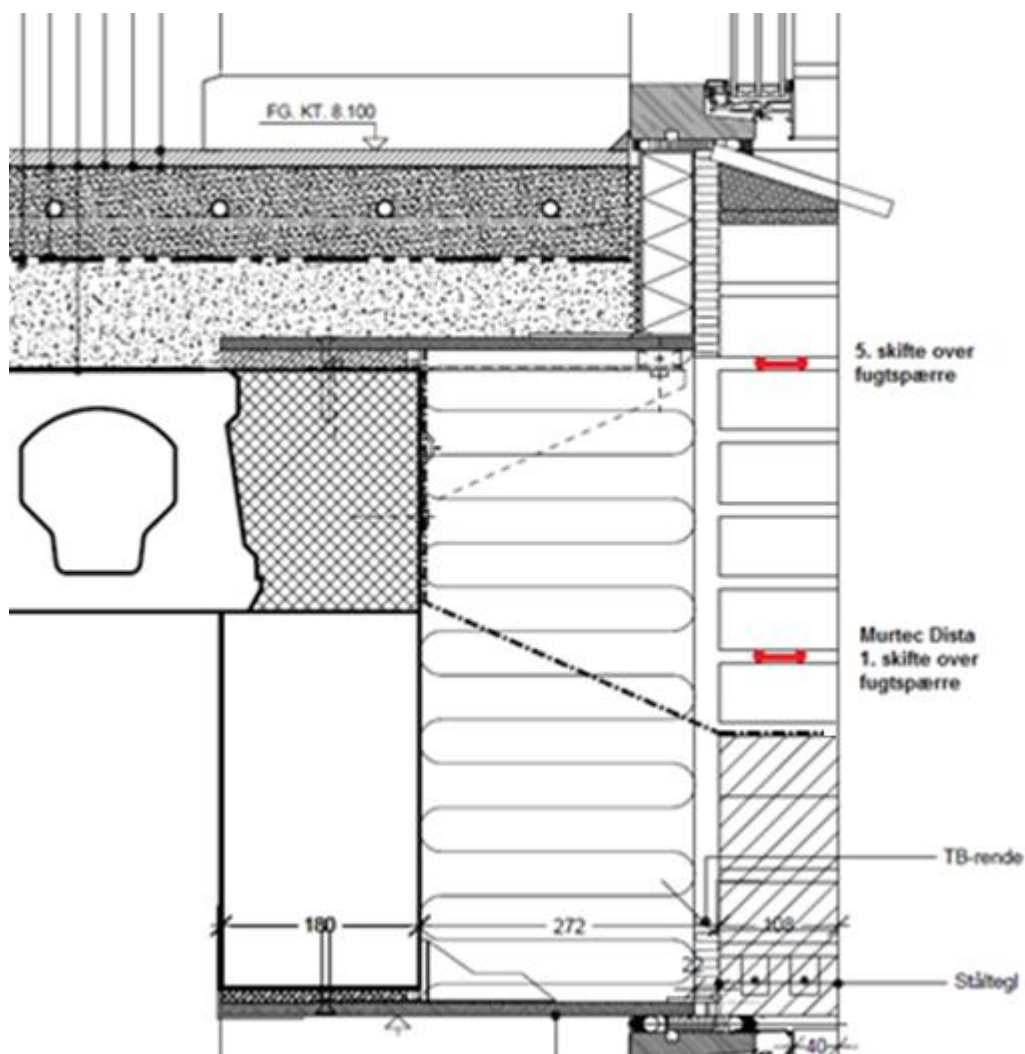
I dette tilfælde kan der dog alternativt indlægges armering hen over brystningerne under 2 vinduer, således at (noget af) lasten på hver etage fordeles ud til de 2 søjler, der er gennemgående til sokkel, hvorved lasten på teglbjælken over den brede dør i bunden reduceres. Se figur 9.4 for detalje.



Figur 9.3. Manglende mulighed for etablering af bue

Armeringen over fugtspærren/pap anvendes således til in-situ bjælken, som spænder over 2 vinduer, mens teglbjælke under pap spænder over ét vindue. Armeringen er her vist som Murtec Dista. Andre typer armering, fx RF Ø5 ribbestål, Murfor⁺ kan også anvendes.

Bemærk, af nedbøjningshensyn er det væsentligt at in-situ bjælken udformes med toparmering, som har tilstrækkelig forankringslængde ved de gennemgående søjler/understøtningerne for bjælken



Figur 9.4. Etablering af teglbjælke i brystning over flere vinduer

9.4.3 Lokal påvirkning, trykspredning

Ved bestemmelse af påvirkningen på den enkelte teglbjælke kan regnes med en trykspredning 1:2 for belastningen. Den last, der ligger indenfor det aktuelle område medregnes som last på teglbjælken, mens den øvrige last regnes at dreje uden om. Se efterfølgende figur.

Dette forhold opstår, da teglbjælken er svagt elastisk ift det øvrige murværk og en svag deformation af teglbjælken, vil ændre tryklinierne mod de stivere murværksfelter, der er understøttet på terræn eller andet tilsvarende.

I en række tilfælde skal lasten vurderes i det enkelte tilfælde. På figur 5, svarer 1:2 linien netop til, at vederlagstrykket fra den overliggende teglbjælke løber forbi lysningsvidden på den aktuelt betragtede teglbjælke, men hvis geometrien havde været minimalt anderledes, ville vederlagstrykket fra den overliggende teglbjælke ramme indenfor lysningsvidden på den aktuelt betragtede teglbjælke og give et kraftigt tillæg i forskydningskraften.

Virkelighedens kræfter har ikke disse store spring, og i sådanne situationer må der foretages en ingeniørmæssig vurdering og medtage fx $\frac{1}{4}$ af lasten over den overliggende teglbjælke ved bestemmelse af den samlede last på den aktuelt betragtede teglbjælke.



Figur 9.5. Trykspredning

10. Stabilitetsberegning

10.1 EN 1996 - 1 - 1

Forholdene er beskrevet i lærebogen i afsnit 5.

10.2 Beregningsprogrammet Murværksprojektering

Modulet i beregningsprogrammet (Murskive) er i store træk opbygget efter reglerne i DS/EN 1996 - 1 - 1.

10.3 Eksempler

For det aktuelle byggeri (Anneks 1 – *denne kagebog*) 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)gavlskiven beregnes.

Beregninger/forudsætninger:

- den samlede vandrette last fås til: $4,8 \times 6,27/2 = 15,05 \text{ kN}$
- 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 på gavlskiven
- vandret samling mod terrændæk regnes opmuret således, at kohæsiionsbidraget er intakt (bemærk fugtspærre kan evt. indlægges mellem dæk og sokkel)
- højden af 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: $18 \times (610/2 + 600)/600 = 27,15 \text{ kN/m}$
- kapacitet af trækstringer sættes til 20 kN svarende til Ø12 armering i kantudstøbning eller lignende.

Beregningen er angivet i bilag 9. 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 den lodrette samling i forbandt, giver højere styrke end ”bindere og trykstringere” som er forudsat i programmet:

- I bilag 9 er reaktionen mellem flange og det stabiliserende vægfelt angivet til: 18,38 kN
- Kapaciteten for den aktuelle samling fås til: $0,23/1,70 \times 108 \times 2600 \times 1\text{E-}3 = 38,0 \text{ kN}$

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 der kan regnes med et kohæsionsbidrag $f_{vk0,lim} - pap - lim \text{ løsning} = 0,20 \text{ MPa}$
- kapacitet af trækstringer sættes til 20 kN svarende til Ø12 armering i kantudstøbning eller lignende

Beregningsen er foretaget i bilag 10. Det ses, at bæreevnen er tilstrækkelig, såfremt den lodrette stabiliserende last er 49 kN (ved mindre lodrette laster ses, at der optræder væltning).

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 $49 - 36 = 13 \text{ kN}$

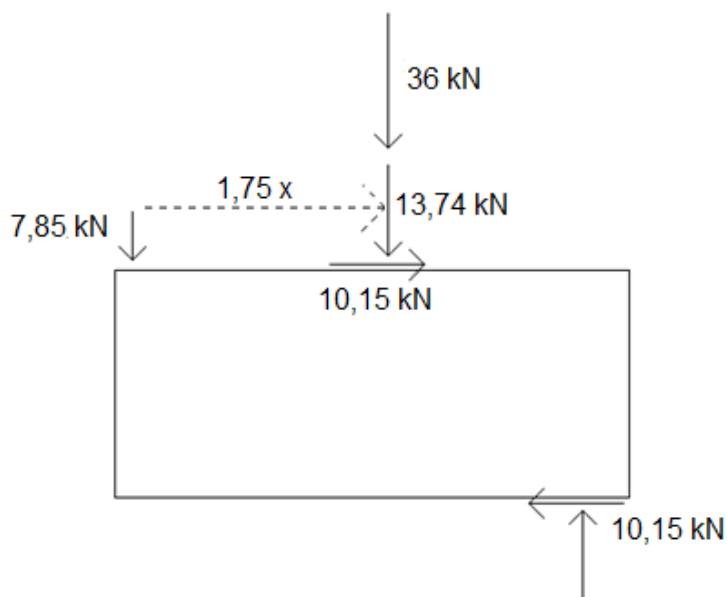
Mod modullinie F er væggen sammenmuret med lejlighedsskellet. Lejlighedsskellet er dog ubelastet og giver ikke tilstrækkelig "kontravægt".

Som forankring etableres i begge ender en Ø10 gevindstang indstøbt i jernbetonfundament og fastholdt i top med stålplade. Når der er etableret en kohæsionssamling i bund, må forankringen ikke undergå for store bevægelser, der kan skabe brud i denne kohæsionssamling. Det vurderes, at en maksimal spænding i stålet på 100 MPa er en passende værdi her.

Den regningsmæssige værdi for forankringen bliver således:

$$\begin{aligned} F_{\text{forankring}} &= \pi/4 \times 10^2 \times 100 / 1000 \\ &= 7,85 \text{ kN} \end{aligned}$$

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 ved at multiplicere 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 vægfelt IV forankret i enderne

Vægfelt II og III:

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: $49/1,75 = 28 \text{ kN}$

Den tværgående hulmur:

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 indstøbe Ø12 forankringsstang, der har en regningsmæssig styrke på:

$$F_{\text{forankring}} = \pi/4 \times 12^2 \times 100 / 1000$$

$$= 11,3 \text{ kN}$$

Inde i bygningen:

Her er der ikke nogen egenvægt af betydning, der kan medtages som kontravægt. I stedet indbores/indfræses en Ø20 stang, der forankres med en kontraplade foroven i væggen.

Følgende spænding fremkommer i forankringen:

$$\sigma = 28 \times 10^3 / [(\pi/4) \times 20^2]$$

$$= 89 \text{ MPa} < 100 \text{ MPa}$$

Forankringskraft:

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

Dvs ved beregningerne kan et friktionsbidrag i bund blive 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 højde eller ved at gennemregne glidningskapaciteten manuelt.

I det aktuelle tilfælde er det intet problem.

11. Koncentreret last

11.1 EN 1996 - 1 - 1

Forholdene omkring koncentreret last er omfattende beskrevet i DS/EN 1996 - 1 - 1.

I (6.10) er et empirisk udtryk angivet til:

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

hvor

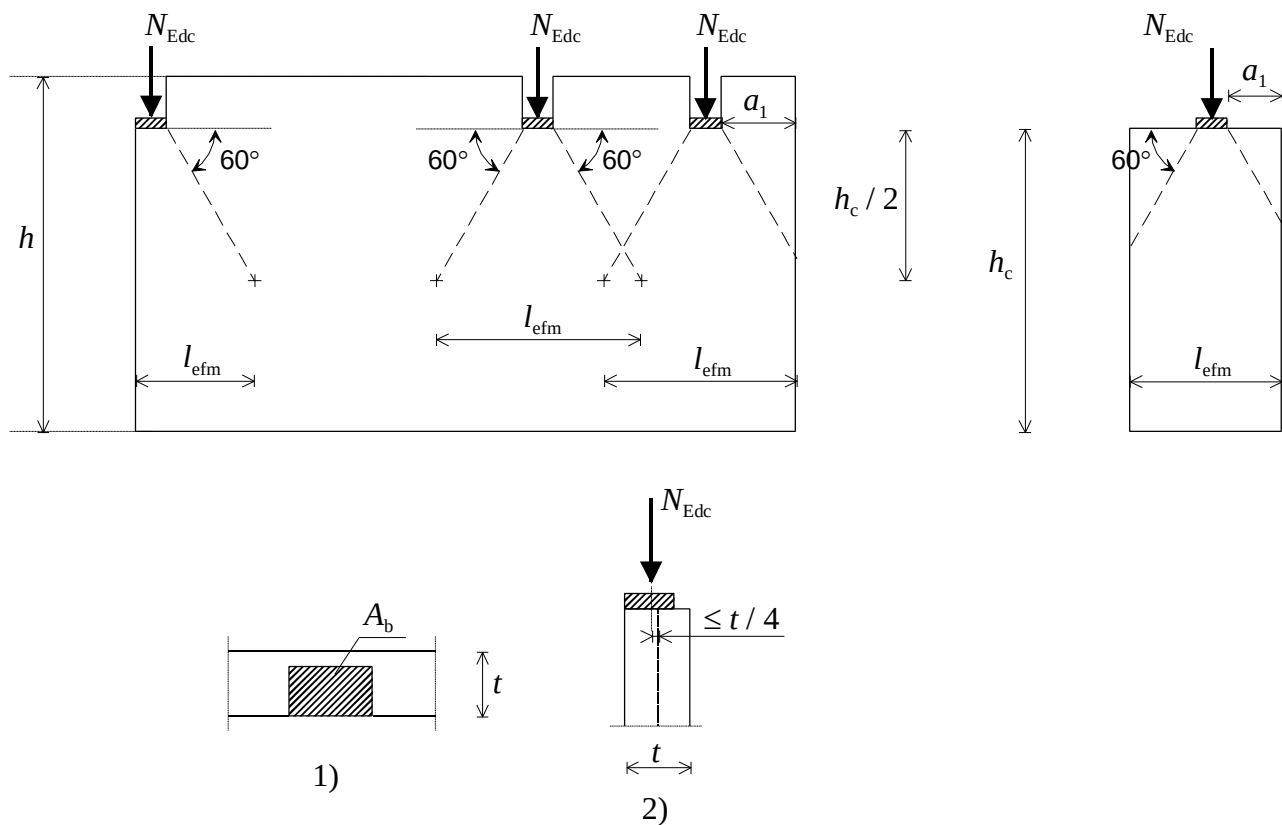
$$\beta = \left(1 + 0,3 \frac{a_1}{h_c} \right) \left(1,5 - 1,1 \frac{A_b}{A_{ef}} \right) \geq 1,0 \quad (6.11)$$

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

$$\leq 1,5$$

Her er

- β 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 tilbagelæggende fuger, recesser, etc større end 5 mm
- $\frac{A_b}{A_{ef}} \leq 0,45$



Figur 11.1. Oversigt over betegnelser for koncentrerede laster

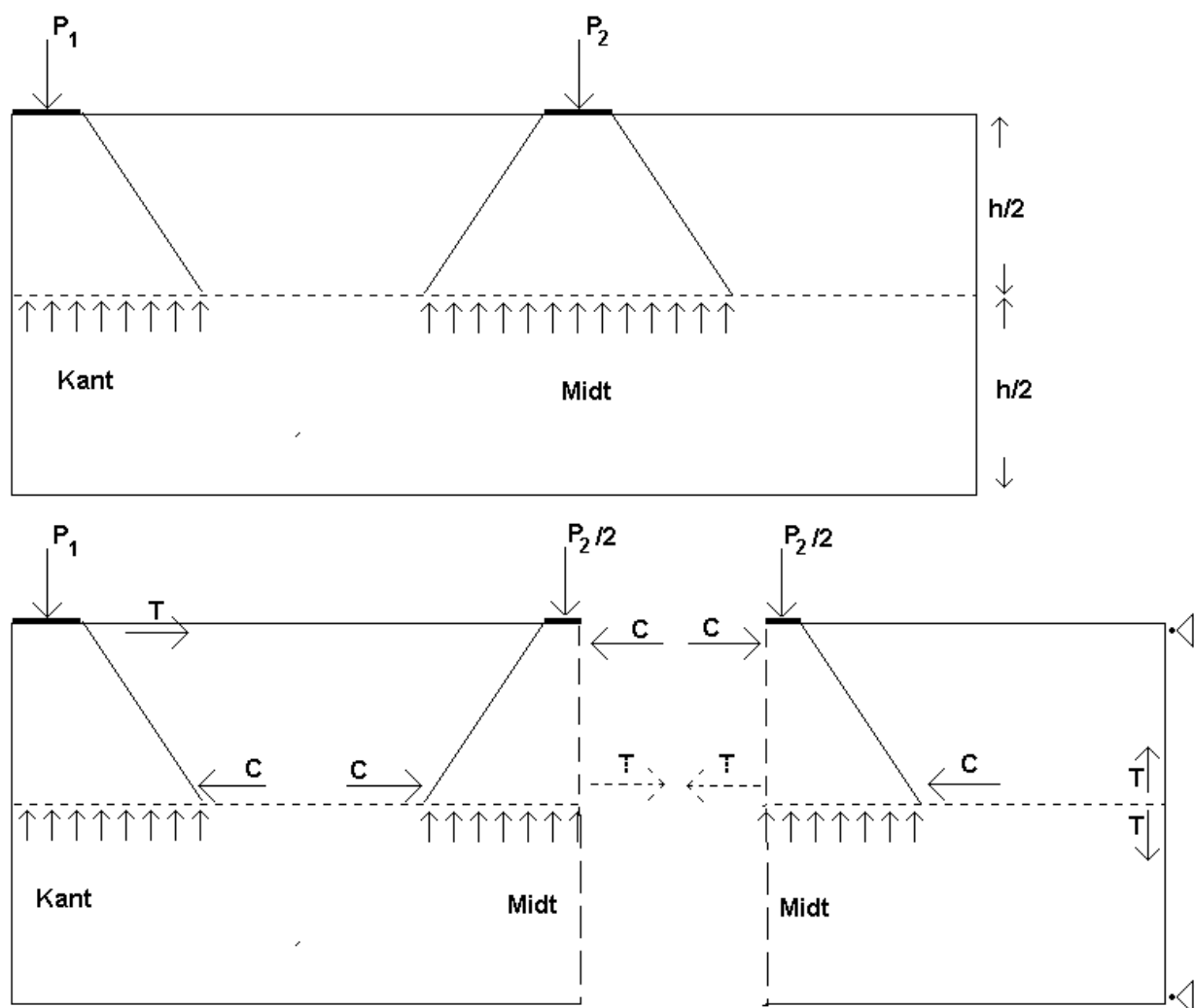
På tegningen er:

- 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. Kravet harmonerer heller ikke med de sædvanlige modeller, 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

Mest problematisk er vægfeltet ved kanten, hvor der vil fremkomme træk- og trykkræfter 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. Dette forhold er det væsentligste ifm koncentrerede laster ved kanten. I praksis medfører det, at der skal indlægges armering i toppen (eller i 1. liggefuge), da der ellers kan fremkomme revner.

Regnes med en trykspredning 1 : 2 fås T konservativt til:

$$T = 0,25 P \text{ (når } T \text{ er beliggende i toppen af væggen)}$$

Dvs T skal optages af armeringen

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). Disse kraftoverførsler er sjældent problematiske.

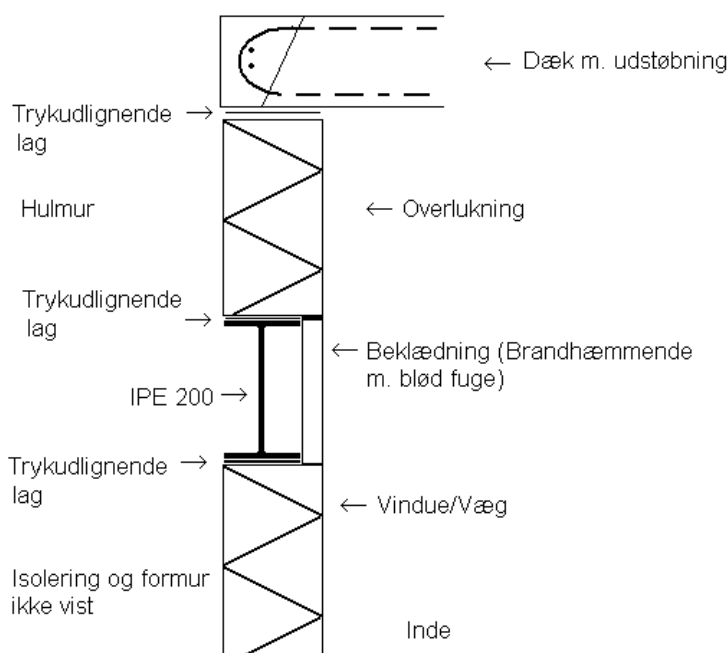
11.2 Beregningsprogrammet Murværksprojektering

Beregningsprogrammet indeholder ikke nogen moduler til bestemmelse af koncentrerede laster. Beregningerne skal derfor foretages i hånden. Problematikken er normalt 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 1 betragtes. Over de lange åbninger (2290 mm) placeres et 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

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

Dvs kapaciteten af vederlagsfladen ($N_{Rd,conc}$) fås til:

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

Den faktiske reaktion ($N_{Ed,conc}$) fås til:

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

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

12. Diverse

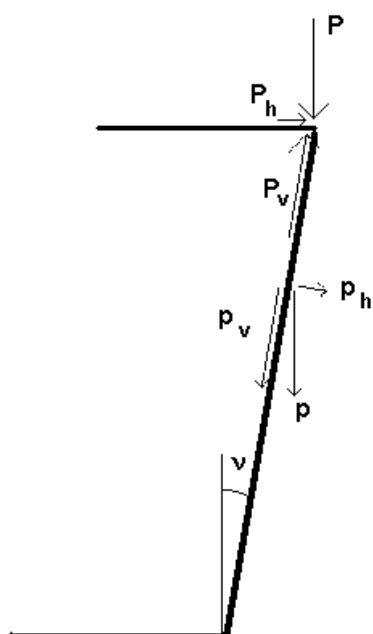
I dette afsnit er samlet enkelte emner som ikke naturligt hører til i de øvrige afsnit.

12.1 Hældning af konstruktionen

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

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

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:

$$p_h = p \times \nu$$

Det ses at ν 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 specielle konstruktioner, der er følsomme overfor imperfektioner.

12.2 2. ordens effekter for hele konstruktionen

I 5.4 (2) er følgende udtryk angivet:

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

hvor:

h_{tot}	er konstruktionens totalhøjde;
N_{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 en bygningskonstruktion normalt kan betragtes som en "indspændt bjælke" med rimelig ensfordelt lastpåførsel i hele højden. Se efterfølgende figur.

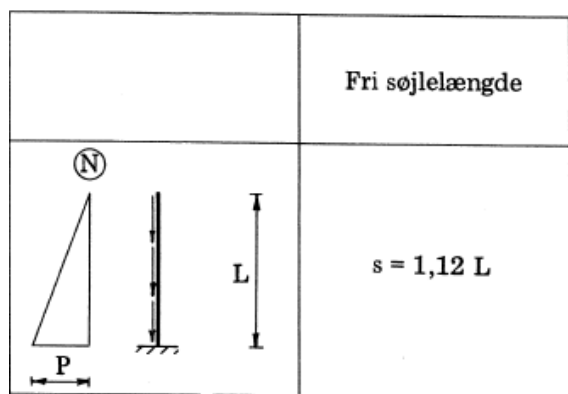


Fig. 12.2. Søjlehøjde af sædvanligt byggeri

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 fortaber sig lidt i det uvisse, hvorfor der er etableret en sikkerhed i (5.1) – *denne kagebog* 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 styrkeparametre (N_{Ed} , og E), hvor partialkoefficienter sikrer, at betragtningerne bliver konservative.

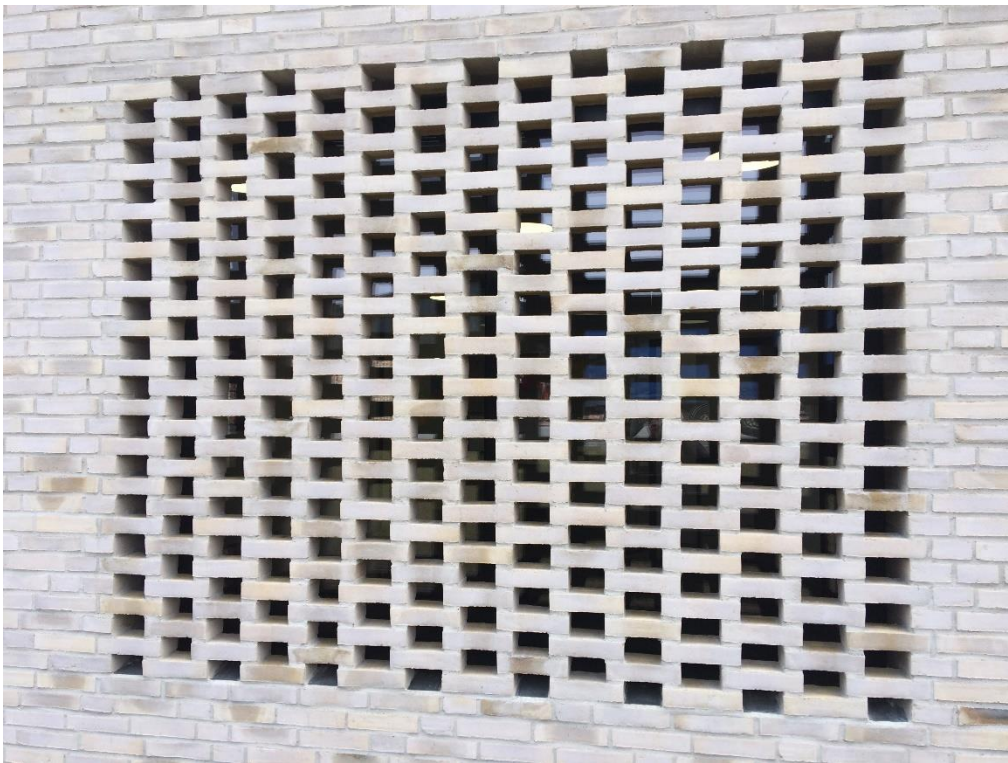
13. Transparent murværk

Transparent murværk er vægfelter, hvor enkelte, typisk kopper, er undladt således, at lys trænger igennem til bagvedliggende vinduer, svalegange eller andet. Forside og bagside af det transparente murværk er således udendørs miljø.

Det transparente murværk er i store områder ikke understøttet og skal beregnes for den aktuelle vindlast.

I det transparente murværk kan indgå 1 eller 2 skiftes overliggere der er vandret bærende. Disse overliggere dimensioneres typisk af teglleverandøren og behandles ikke her.

Andre typer transparent murværk opmures på sædvanlig vis på stedet, med trykkede fuger langs alle 4 sider. Beregning af denne type transparent murværk illustreres med et eksempel.



Figur 13.1. Eksempel på transparent murværk. Fra Carlsberg Tegl, Tjele.

13.1 Eksempel

Et vægfelt, hvor kopperne er fjernet betragtes. Der foretages en beregning, hvor det fri vægfelt uden afstivninger er:

$$\begin{aligned} \text{Længde} &= 2,0 \text{ m} \\ \text{Højde} &= 2,5 \text{ m.} \end{aligned}$$

Der anvendes typiske bøjningsstyrker på:

$$\begin{aligned} f_{\text{yk1}} &= 0,21 \text{ MPa} \\ f_{\text{yk2}} &= 0,55 \text{ MPa} \end{aligned}$$

som kan opnås med nogle funktionsmørtel M5 og tørtørtler KC 50/50/700 og KC 35/65/650.

13.1.1 Vindlast:

Det er væsentligt at hulrummet mellem det transparente murværk og den lukkede facade på alle 4 sider afsluttes med tæt plade eller lignende mod isolering, etc.

Vindlasten er rimelig afhængig af, at det transparente murværk ikke udføres fx åbent ved begge sider af et hjørne, hvor vinden derved kan løbe gennem de transparente flader.

Vindlast på det transparente murværk bestemmes ud fra EN 1991 – 1 – 4 afsnit 7.2.10 (3) ”Pressure on walls with more than one skin”. Heri er angivet, at ”...for walls with an impermeable inside skin and permeable outside skin with uniformly distributed openings, the wind force on the outside skin may be calculated from”:

$$\begin{aligned} C_{\text{p,net}} &= 2/3 C_{\text{pe}} \text{ for overpressure} \\ C_{\text{p,net}} &= 1/3 C_{\text{pe}} \text{ for underpressure.} \end{aligned}$$

I Det tilhørende N.A er beskrevet: ”For randområder benævnt A på figur 7.5 (i EN 1991-4) kan den anførte formfaktor for det permeable ydre lag undervurdere lasten. Denne vindlast undervurderes ikke med formfaktoren – 0,9”.

Dvs ved hjørner (randområder A på figur 7.5) anvendes formfaktoren:

$$C_{\text{p,net}} = - 0,9$$

For vægfelter i midten (andre områder end A på figur 7.5) anvendes formfaktoren:

$$\begin{aligned} C_{\text{p,net}} &= 2/3 \times 0,8 \\ &= 0,53 \end{aligned}$$

(i begge tilfælde: med lukket bagside og lukket langs alle 4 kanter (og hjørner))

13.1.2 Partialkoefficient på vindlasten:

Når det transparente murværk ikke er opført i højden, betragtes det som værende i lav konsekvensklasse, hvorved partialkoefficienten ($\gamma_{Q,1} \cdot K_{FI}$) på vindlasten kan sættes til:

$$\gamma_{Q,1} \cdot K_F = 0,9 \cdot 1,5 = 1,35$$

13.1.3 Hastighedstrykket:

Hastighedstrykket ($q_p(z)$) som anvendes i dette eksempel er:

$$q_p(z) = 0,861 \text{ kN/m}^2$$

13.1.4 Den regningsmæssige vindlast på det transparente murværk:

Den regningsmæssige vindlast (W_{Ed}) fås således til:

$$\begin{aligned} W_{Ed} &= 1,35 \cdot 0,53 \cdot 0,861 \text{ kN/m}^2 \\ &= 0,62 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

13.1.5 Understøtningsforhold:

Vægfeltet i eksemplet regnes 4-sidet understøttet. Understøtningen udformes generelt vha. binderkolonner og -rækker samt evt. søl eller alu-profiler med binderrækker eller -kolonner

Understøtninger regnes her til:

Venstre side: Simpel

Højre side: Indspændt

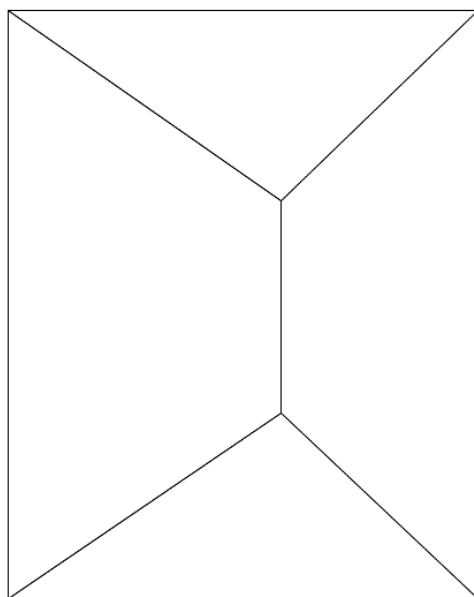
Top og bund: Simpel

Svarende til, at én side er tæt på en dilatationsfuge og i den anden side fortsætter murværket.

13.1.6 Beregning af selve vægfeltet

Vægfeltet beregnes på sædvanlig vis efter brudlinieteorien, og de mange åbninger fra kopperne, der ikke er indmuret kunne angives som ”vinduer”. Dette er imidlertid ret tidskrævende at inddatere i fx EC6design.com, og samme resultat opnås ved at proportionere bøjningsstyrkerne, svarende til det areal af gods som brudlinien passerer ift huller.

Indledningsvist gennemregnes vægfeltet som et ikke-transparent vægfelt, for at se hvorledes brudlinierne løber. I dette eksempel fås efterfølgende brudlinie forløb.

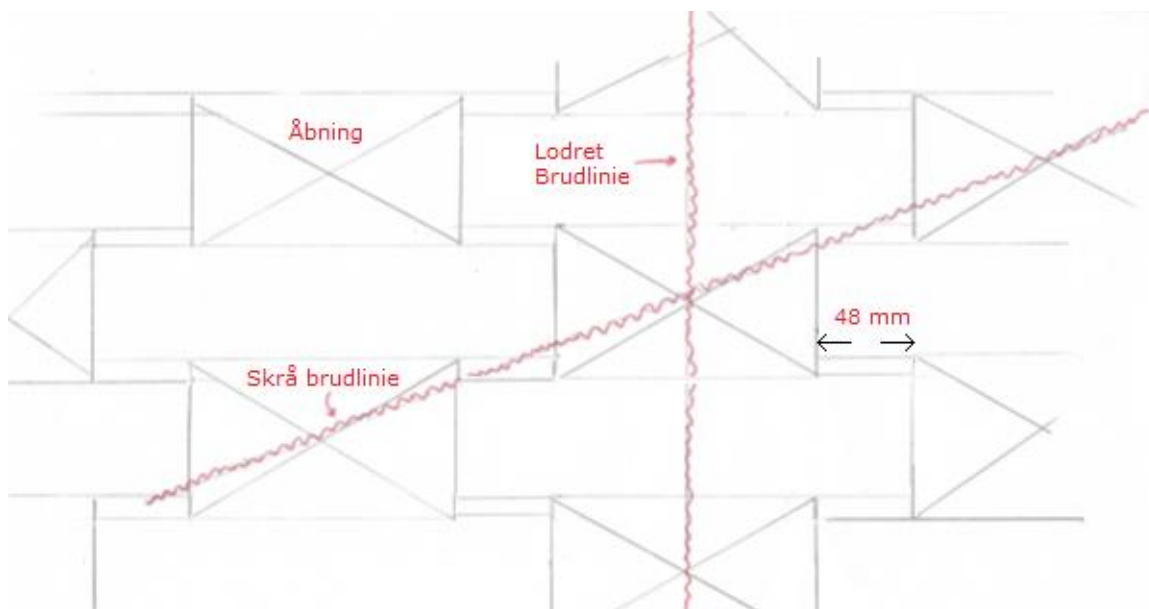


Figur 13.2. Forløb af brudlinier

13.1.7 Effektive bøjningsstyrker:

På efterfølgende figur 3 ses lodrette og skrå brudlinier. Godsarealet i % for de 2 de brudlinier er målt til henholdsvis:

- Lodrette brudlinier: $55 \text{ mm} / (2 \cdot 55 + 2 \cdot 12) = 41 \%$
- Skrå brudlinier: $52 \text{ mm} / 192 = 27 \%$



Figur 13.3. Skitse af lodrette og skrå brudlinier

Reduktionsfaktorerne sammenholdes med længderne af de skrå og lodrette brudlinier for at foretage en konservativ vurdering af den samlede reduktionsfaktor.

I dette eksempel vurderes, at hullerne samlet set (konservativt) medfører en reduktion til 30 % af bøjningstrækstyrkerne. Dvs. det fås:

$$\begin{aligned} f_{xk1,app} &= 0,3 \cdot 0,21 \text{ MPa} \\ &= 0,06 \\ f_{xk2,app} &= 0,3 \cdot 0,55 \text{ MPa} \\ &= 0,17 \text{ MPa} \end{aligned}$$

13.1.8 Brudlinie beregning:

Der foretages herefter en sædvanlig brudlinie beregning med ovenstående bestemte styrkeparametre og vindlast. Beregningen er vedlagt som bilag 11, hvor det ses, at bæreevnen er tilstrækkelig, og at udnyttelsesgraden er 63 %. Det vil sige, at vægfeltet ikke er projekteret til grænsen, hvilket skønnes rimeligt.

13.1.9 Linieunderstøtninger i større vægfelter

Linieunderstøtninger i et større transparent murværk kan etableres ved fx bølge-bindere, som monteres i alle liggefuger (som er 48 mm). Dvs i fx hver række er der en binder pr 180 mm vandret eller 5,56 binder pr løbende m.

13.1.10 Vurdering af forankringsstyrker:

Er forankringsstyrken normalt

$$F_k = 1,3 \text{ kN}$$

bør denne værdi reduceres med skønsmæssigt 50 %, da mørtelfugen, hvor binderen er forankret er reduceret fra 240 mm til 48 mm. Følgende regningsmæssige forankringsstyrke estimeres således til:

$$\begin{aligned} F_d &= 0,5 \cdot 1,3 \text{ kN} / 1,7 \\ &= 0,38 \text{ kN} \end{aligned}$$

Reduktionen er ikke proportional med reduktionen i bredden, da forankringen hovedsageligt etableres gennem mørtlen omkring binderen.

Anneks 1

Byggeprojekt

På efterfølgende skitse ses et udpluk af et boligbyggeri. Byggeriet består af 8 rækkeboliger, hvor de 2 betragtes her. Konstruktionen ønskes beregnet iht DS/EN 1996 - 1 - 1 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 $0,92 \text{ kN/m}^2$.
- Vindlasten ifm beregning af stabiliserende vægge er bestemt til $4,8 \text{ kN/m}$. 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.
- Facadevæggene regnes påvirket af huldæk og tag (vind og sne) med en samlet, lodret belastning på: $18\text{-}41 \text{ kN/m}$. Der ses bort fra reduceret last ud fra trappefelt.

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 tykkelsen 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.

Gavltrekanter:

- Gavltrekanter er udført af murværk.

Tag:

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

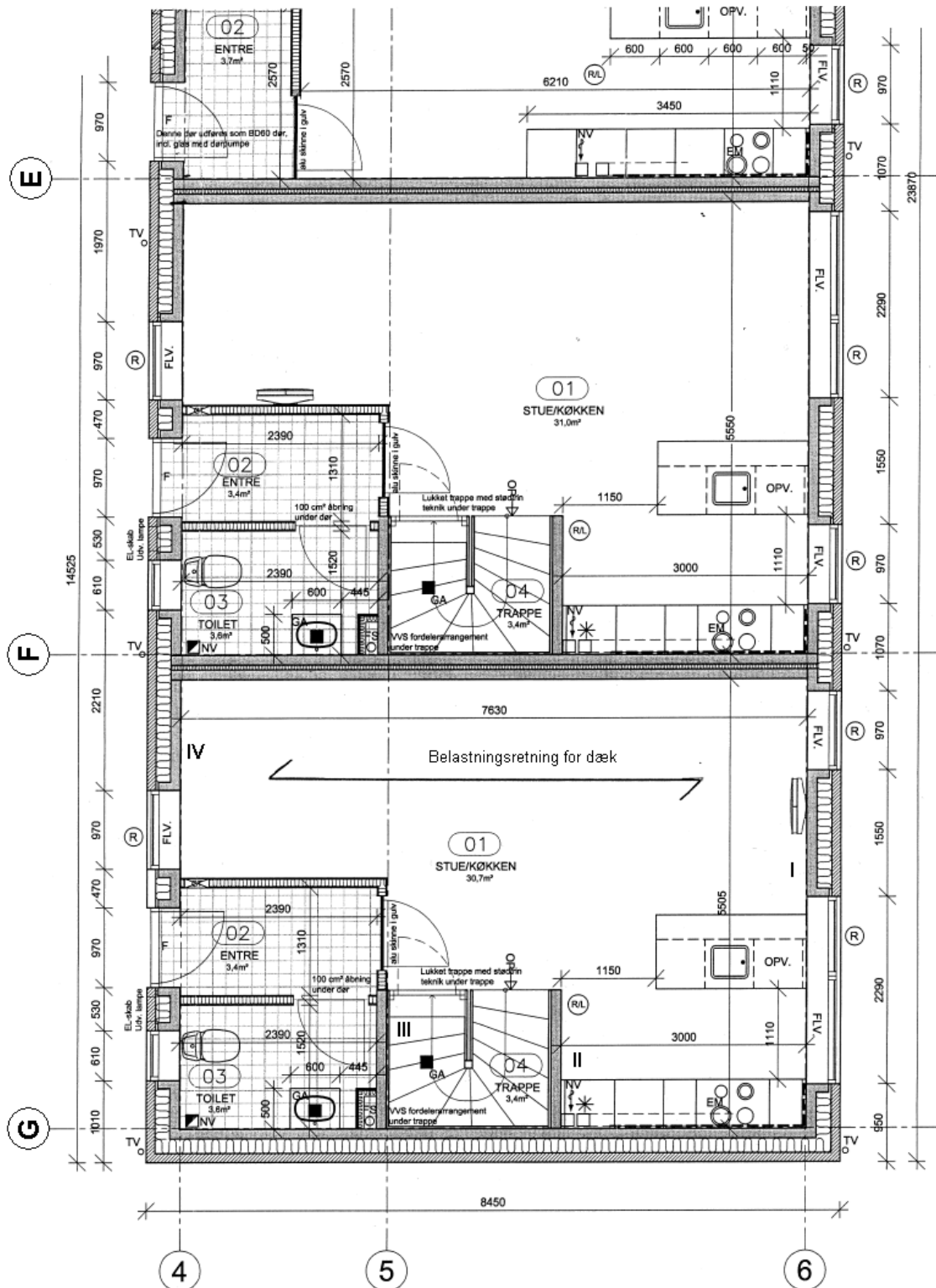


Fig. 1. Plan

Anneks 1

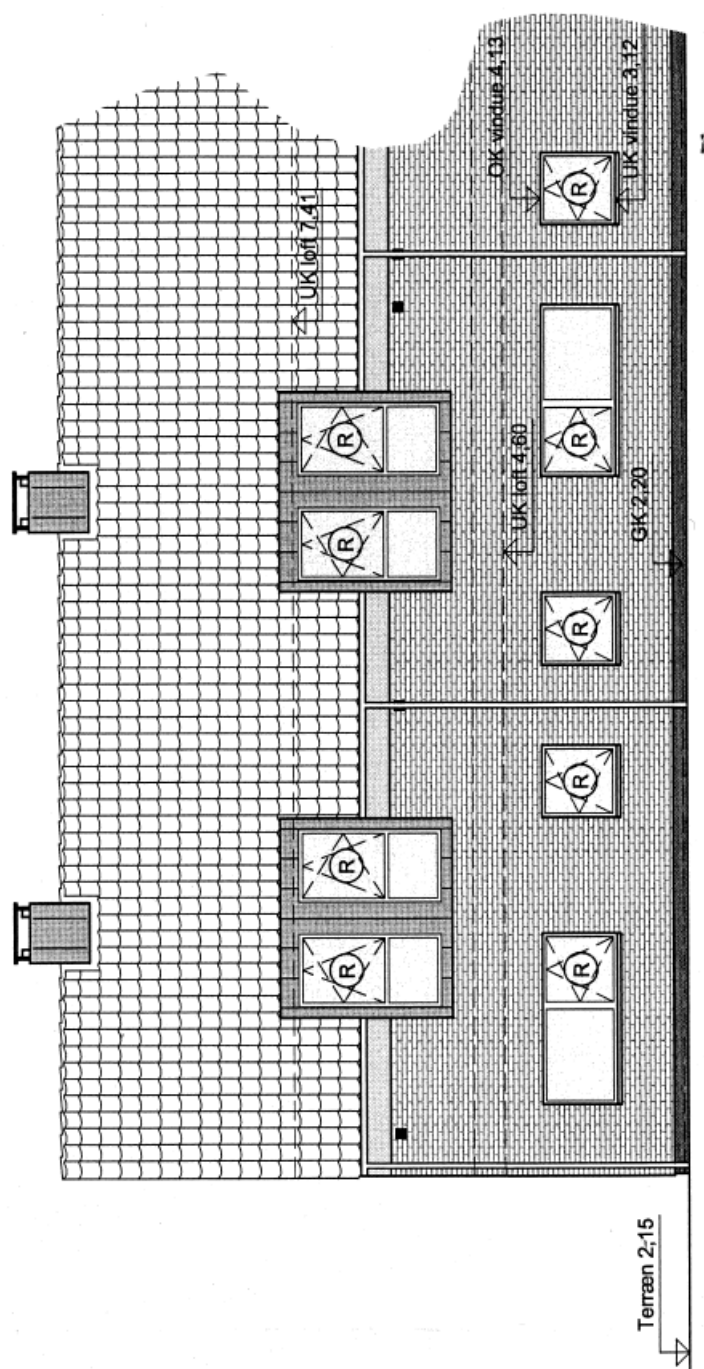
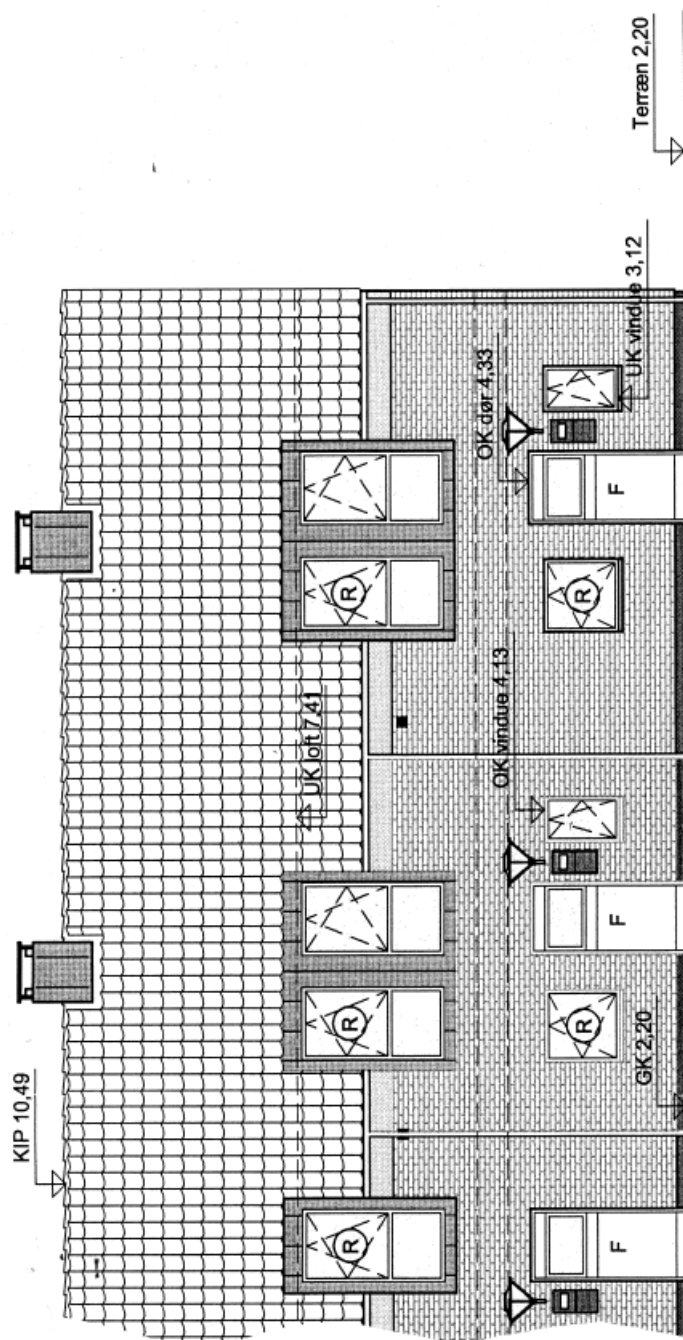
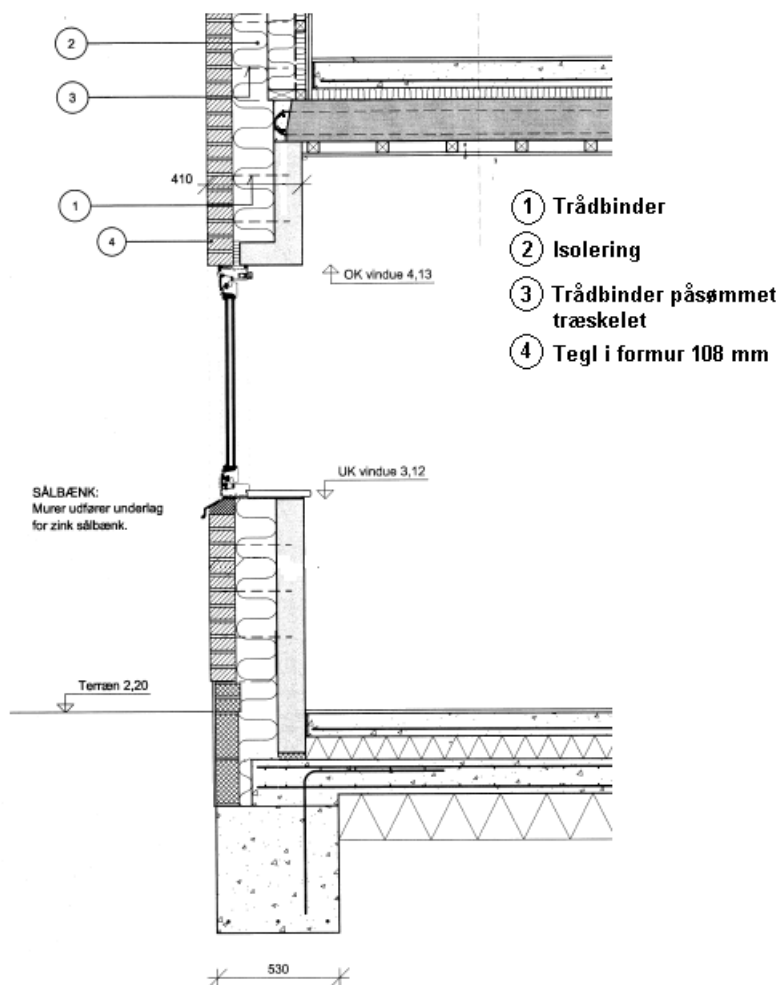


Fig. 2. Opstalt. "Til højre"

Anneks 1**Fig. 3. Opstalt. "Til venstre"**

Anneks 1



Figur 4. Lodret tværsnit af ydervæg

Obs: Terrændæk på stribefundamentet i ydervæggen er den mest anvendte løsning i praksis, men kan være problematisk pga:

- differensbevægelser i lodret retning, da dækket både er understøttet af stribefundamentet og den trykfaste isolering
- differensbevægelser i dækkets plan pga svind, gulvvarme, etc, som kan videreføre ikke-tilsigtede bevægelser i bagvæggen

En løsning, hvor terræn dækket er adskilt fra stribefundamentet i ydervæggen betragtes som værende bedre. Et eksempel på denne løsning kan ses her: <https://www.mur-tag.dk/tegning/m1ta1/>