

BEREGNING AF VANDRET- OG LODRET BELASTEDE, MUREDE VÆGFELTER MED ÅBNINGER

1. Indledning

EN 1996-1-1 giver ikke specifikke beregningsmetoder for en række praktisk forekommende konstruktioner som fx vandret- og lodret belastede murede vægfelter med åbninger eller vægfelter med delvis indspænding, etc.

I dette notat gennemgås metoder, som anvendes hos Teknologisk Institut, Murværk og som foreslås anvendt hos rådgivende ingeniører i forbindelse med projekteringen, således at projekteringsgrundlaget kan blive det samme over hele landet.

Dette notat skal ikke ses som en grundlæggende lærebog omkring brudlinjeteorien, etc. Grundlæggende statik forudsættes kendt. Dette notat tager udgangspunkt i de praktiske problemer, der opstår under projekteringen, når forholdene ikke er som forudsat og beskrevet i normen. Notatet skal ses som en hjælp, når bæreevnen er svær at eftervise og man derfor ikke kan gøre en række konservative forudsætninger, som gør konstruktionen enklere at beregne.

Mht. projektering direkte efter EN 1996-1-1 samt fortolkninger af denne henvises til ”Kogebog – EC6”. Se: <http://www.mur-tag.dk>.

I dette notat er refereret til DS/INF 167, som er et supplement til EN 1996-1-1. DS/INF 167 er tidligere benævnt NCI, som i EN 1996-1-1 er angivet som **Non Contradictionary Information**. Dvs. national information, der supplerer EN 1996-1-1, men som af formelle årsager ikke kan stå i NA'en.

Litteraturreferencer er angivet i kantet parentes eventuelt med forfatterinitialer.

1.1 Indholdsfortegnelse

1.	Indledning	1
1.1	Indholdsfortegnelse	2
1.2	Anvendte symboler og tilhørende enheder	7
2.	Beregning af et vandret belastet vægfelt	10
2.1	Understøtningsforhold	10
2.1.1	Vandrette understøtninger	10
2.1.1.1	Soklen	11
2.1.1.1.1	Optagelse af de vandrette reaktioner gennem pappen	14
2.1.1.1.2	Tagfod	16
2.1.1.2.1	Optagelse af de vandrette reaktioner gennem remmen	16
2.1.1.3	Etageskillelse	18
2.1.1.3.1	Optagelse af de vandrette reaktioner gennem binderne	19
2.1.2	Lodrette understøtninger	20
2.1.2.1	Hjørner	20
2.1.2.2	Tværgående vægge og stålsøjler uden dilatationsfuge	22
2.1.2.3	Tværgående vægge og stålsøjler med dilatationsfuge	26
2.1.2.4	Optagelse af vandrette reaktioner i stålsøjle	26
2.1.2.5	Optagelse af vandrette reaktioner i tværgående vægfelder	26
2.2	Ækvivalent vandret last	28
2.3	Udbøjninger	31
2.3.1	EPS-søjler	31
2.3.1.1	Beregningsværktøj	33
2.3.2	Stålsøjle i hulmur. Understøttet i toppen	35
2.3.2.1	Beregningsmodel. Alternativ I	36
2.3.2.2	Beregningsmodel. Alternativ II	38
2.3.3	Rammer i hulmur. Loft til kip. Ikke understøttet i top	40
2.3.3.1	Loft til kip uden kipbjælke	40
2.3.3.2	Stålrammer	40
2.3.4	Stålsøjler i læmure. Ikke understøttet i toppen	44
2.4	Geometri. Angivelse af længder og højder	46
2.4.1	Længde	46
2.4.2	Geometrisk højde	46
3.	Beregning af et lodret belastet vægfelt	47
3.1	Reduktion af søjlelængden pga. lodrette understøtninger	47
3.1.1	Lodret belastede vægfelder understøttet med stålsøjle. Alternativ beregningsmodel	49
3.1.1.1	Uddybning af brudforløb	50
3.1.1.2	Beregning	51
3.2	Excentriciteten	53
3.3	Planhedsafvigelse (e_5 og e_{init})	61
3.4	Vægfelder med og uden åbninger	61
3.5	4-sidet understøttet vægfelt med 1 åbning	62
3.6	Vægfelder med flere åbninger	64
3.7	Søjlelængder i gavltrekanter	68

3.8	Efterspændt murværk	68
3.8.1	Beskrivelse af løsning	69
3.8.1.1	Tekniske specifikationer	69
3.8.1.2	Løsning i top	70
3.8.1.3	Løsning i bund	71
3.8.2	Dimensionering af efterspændte vægge	71
3.8.2.1	Lodret last	72
3.8.2.2	Søjleberegning. Sædvanlige Z-bindere	72
3.8.2.3	Anvendelse af stabiliseringsbindere	73
3.8.2.4	Vægbredde	74
3.8.2.5	Placering af stang	74
3.8.2.6	Belastningstidspunkt	74
3.9	Præfabrikerede forspændte teglelementer	75
3.9.1	Indledning	75
3.9.2	Kontrolklasse	75
3.9.3	Styrkeparametrene	75
3.9.3.1	Elasticitetsmodul	76
3.9.3.2	Trykstyrke	76
3.9.3.3	Bøjningstrækstyrke om liggefuge	76
3.9.3.4	Bøjningstrækstyrke om studs fuge	77
3.9.3.5	Friktion	77
3.9.3.6	Kohæsion	77
3.9.3.7	Forankringsstyrke af indstøbte bindere	78
3.9.4	Beregningsprincipper og partialkoefficienter	78
3.9.4.1	Armeringen	78
3.9.4.2	Lastberegning	78
3.9.4.3	Tværbelastede vægge	78
3.9.4.4	Lodret belastede vægge	79
3.9.4.5	Vægge vandret belastet i eget plan	82
3.9.4.6	Teglbjælker	82
4.	Husets totale stabilitet	86
4.1	Indledning	86
4.2	Fordeling af laster. Statisk bestemt system	87
4.3	Fordeling af laster. Statisk ubestemt system. Centralt afstivende	88
4.4	Fordeling af laster. Statisk ubestemt system. Excentrisk afstivende	90
4.5	Åbninger i de stabiliserende vægfelt	91
5.	Skivevirkning af den enkelte væg	93
5.1	Indledning	93
5.2	Statiske forhold for stabiliserende vægge	93
5.3	Stabiliserende vægge med flanger	94
5.4	Udstrækning af flanger	95
5.5	Åbninger i flanger	96
5.6	Kapacitet af samling	96
5.7	Forskydningskapacitet	98
5.8	Forhold ved understøtning	98
5.8.1	Glidning ved fugtspærren	100

5.8.2	Glidningssikring ved hjælp af profiler	100
5.8.3	Kohæsionssamling	102
5.8.4	Væltning	103
5.9	Forankring af skiver	104
5.9.1	Eksempel på forankring af skiver med efterspændt murværk	105
5.9.2	Undersøgelse af glidningsforhold	106
5.9.3	Undersøgelse af væltning	106
5.10	Forhold ved toppen	107
5.11	Forhold i toppen ved forankringen	108
5.12	Forhold i selve væggen	108
6.	Buer	109
6.1	Indledning	109
6.2	Tryklinje og trykzone	111
6.2.1	Forudsætninger	111
6.2.2	Beregninger af tryklinje og trykzone	112
6.3	Spændingsbestemmelse	113
6.4	Optagelse af vandrette reaktioner	116
7.	Teglbjælker	122
7.1	Indledning	122
7.1.1	Tegloverliggeren	122
7.1.2	Præ-fab teglbjælke	123
7.2	Beregningsmodel	123
7.3	Analyse af model ift. forsøg	128
7.4	Fugtpærrens betydning for teglbjælkers bæreevne	128
7.5	Forankring/vederlag	131
7.5.1	Tegloverliggere og præ-fab teglbjælker	131
7.5.2	Fugearmring	132
7.6	Udkragede teglbjælker	132
8.	Trådbindere	134
8.1	Indledning	134
8.2	Bindertyper	134
8.3	Beregningsprocedure	134
8.4	Differensbevægelse	136
8.5	Forhåndsdeformation	137
8.6	Binderlængde	139
8.7	Forankringsstyrke for bindere	140
8.8	Materialeparametre	142
8.9	Anvendelsesområder	142
8.10	Binderplacering ved lodrette hjørner uden dilatationsfuger	142
8.10.1	Beregningsmodel	143
8.10.2	Symmetrisk hjørne	144
8.10.3	Asymmetrisk hjørne mht. r	145
8.10.4	Øvre grænse for b	145
8.11	Skader	146
8.12	Specielle anvendelser af bindere	146
9.	Beregning af komplekse tværsnit	148
9.1	Reference	148

9.2	Komplekst tværsnit i dele af højden	149
10.	Armeret murværk	152
10.1	Indledning	152
10.2	Definitioner og beskrivelser	152
10.2.1	Vandret, slap armering	152
10.2.2	Lodret, slap armering	153
10.3	Beregningsprocedurer	154
11.	Konsoller	155
11.1	Indledning	155
11.2	Stød i overliggere	156
11.3	Armering af hjørnet	157
11.4	Afstande mellem konsoller	158
11.5	Indlæggelse af dilatationsfuger	159
11.5.1	Vandrette dilatationsfuger	159
11.5.2	Lodrette dilatationsfuger	160
11.6	Differensbelastning	161
12.	Ankre	163
12.1	Indledning	163
12.2	Forskydningspåvirkning gennem ankre	163
12.3	Træk- og trykpåvirkning gennem ankre	163
12.3.1	Udtræk af sten hvori ankeret er placeret	163
12.3.2	Momentbrud i vægfeltet	164
12.3.3	Samlet bæreevne af et vægfelt påvirket af en enkeltlast vinkelret på vægplanen	167
13.	Praktisk branddimensionering af murede konstruktioner	168
14.	Eksponeringsklasser	168
15.	Styrkeparametre	169
15.1	Indledning	169
15.2	Vedhæftning	169
15.3	Trykstyrke og elasticitetsmodul	169
15.3.1	Trykstyrken	169
15.3.2	Elasticitetsmodulet	172
15.3.3	X-bor	174
15.4	Bøjningstrækstyrke om liggefuge, bøjningstrækstyrke om studsfulge og kohæsion	175
15.4.1	Bestemmelse af bøjningstrækstyrker	175
15.4.2	Bestemmelse af kohæsionen	176
15.4.3	Anvendelse af fugeknækkermetoden til bestemmelse af f_{xk1}	183
15.4.4	Bestemmelse af f_{xk2} som funktion af f_{xk1} , f_b og f_t	184
15.4.5	Kohæsionen	187
15.4.6	Bestemmelse af alle vedhæftningsparametre vha. fugeknækkeren	188
15.5	Trækstyrke af murværk vinkelret på studsfulgen	188
15.6	Poisson's forhold	188
15.7	Friktionen	189
15.7.1	Friktion i mørtelfuge	189
15.7.2	Friktion i mørtelfuge på fugtspærre	190

15.8	Små tværsnit	191
15.9	Styrkematrix	192
16.	Stivhed og sejhed af murværk	193
16.1	Indledning	193
16.2	Definition af stivhed og sejhed	193
16.2.1	Stivheden	194
16.2.2	Sejheden	194
16.3	Praktisk eksempel. Sætning	195
16.3.1	Mulighed I. Væggen ”svæver” over fundamentet	195
16.3.2	Væggen undergår en tvangsdeformation	199
16.3.3	”Post – peak sejhed”	202
16.4	Temperaturbetingede deformationer	204
16.5	Bestemmelse af δv i praksis	210
17.	Placering af dilatationsfuger	212
17.1	Indledning	212
17.1.1	Hjørner og Z-forløb	212
17.1.2	Symmetriske vægfelter	213
17.1.3	Asymmetriske vægfelter	214
17.1.4	Placering af dilatationsfuge ved vinduer	214
17.1.5	Synlig/ikke synlig dilatationsfuge. Æstetiske forhold	215
17.1.6	Skader ved dilatationsfuger	216
18.	Europæiske normer	218
19.	Litteraturliste	219

1.2 Anvendte symboler og tilhørende enheder

A_a	Armeringsarealet (mm^2)
A_{binder}	Arealet dækket af én binder (m^2)
A_{max}	Maksimal vægstørrelse når bæreevnen alene skal baseres på bøjningstrækspændinger i liggefugen (m)
a_{bind}	Indbyrdes afstand mellem bindere (m)
a_{kolonne}	Afstanden mellem binderkolonnerne (mm)
$a_{\text{række}}$	Afstanden mellem binderrækkerne (mm)
α_v	Forskydningsforholdet $\frac{M_{\text{max}}}{Q_{\text{max}}}$
α_D	Vinkeldrejningen af vederlagsfladen ved dækket
α_v	Vinkeldrejningen af vederlagsfladen ved toppen af muren
b_{eff}	Effektiv bredde af vægfelt (m)
B_a	Placeringen af den enkelte binder (m)
B_{vand}	Bæreevne af binder (kN)
b	Bredden af en strimmel murværk (m)
d	Differensbevægelsen (mm) eller Nytteøjden (mm)
E	Trykelasticitetsmodul for murværk (MPa)
E_x	Bøjningselasticitetsmodul for murværk (MPa)
$E_{\text{stålsøjle}}$	Elasticitetsmodul for stålsøjle (MPa)
$E_{\text{dæk}}$	Dækkets elasticitetsmodul (MPa)
e_{init}	Excentricitet af vægplacering i hele højden
$e_{0,\text{bund}}$	Excentriciteten af reaktionen i bunden af et vægfelt (mm)
$e_{0,\text{top}}$	Excentriciteten af lasten i toppen af et vægfelt (mm)
e_5	Excentriciteten stammende fra den betragtede vægkonstruktion mulige afvigelse fra den plane form (mm)
e_{res}	Resulterende excentricitet (mm)
e_s	Udbøjningen af en stålsøjle (mm)
e_t	Væggens samlede udbøjning (mm)
ε_d	Den resulterende differensbøjning til bestemmelse af differensbevægelse
F	Fikspunkt på væggen der regnes at ligge fast (til bestemmelse af d) (m)
F_b	Binderkapaciteten for den enkelte binder (N)
$F_{\text{bøj}}$	Reaktionen ud for bøjlen ved udstøbt dæksamling (kN)
F_{for}	Forspændingskraft i forspændt murværk (kN)
f_b	Normaliseret trykstyrke af en byggesten
f_d	Murværks regningsmæssige trykstyrke
f_k	Murværks karakteristiske trykstyrke
f_{x1}	Den regningsmæssige bøjningstrækstyrke om liggefugen (MPa)
f_{x1}	Den karakteristiske bøjningstrækstyrke om liggefugen (MPa)
f_{x2}	Den regningsmæssige bøjningstrækstyrke om studsfulgen (MPa)
f_{x2}	Den karakteristiske bøjningstrækstyrke om studsfulgen (MPa)
f_{ik2}	Den karakteristiske trækstyrke vinkelret på studsfulgen for murværket (MPa)

f_{yd}	Armerings regningsmæssige flydespænding (MPa)
f_{vd0}	Den regningsmæssige kohæsion (MPa)
f_{vk0}	Den karakteristiske kohæsion (MPa)
γ_F	Partialkoefficient på laster
γ_M	Partialkoefficient for materialeparametre
h	Højde af konstruktionen (m)
h_e	Nyttehøjden for betontværsnit (mm)
h_A, h_B, h_C	Delhøjde af et vægfelt (m)
h_s	Søjlelængden for et aktuelt vægfelt, eventuelt delvist understøttet og evt. med åbninger (m)
h_{4s}	Søjlelængde for et 4-sidet understøttet vægfelt (m)
h_{3s}	Søjlelængde for et 3-sidet understøttet vægfelt (m)
$h_{3s,højre}$	Søjlelængden for et 3-sidet understøttet vægfelt til højre for åbning (m)
$h_{3s,venstre}$	Søjlelængden for et 3-sidet understøttet vægfelt til venstre for åbning (m)
h_{2s}	Søjlelængde for et 2-sidet understøttet vægfelt (normalt lig h) (m)
$h_{dør}$	Højden af en dør (m)
h_{vindue}	Højden af et vindue (m)
I_1	Stivheden af den tværgående væg (mm^4)
I_2, I	Stivheden af den understøttede væg (mm^4)
$I_{stålsøjle}$	Inertimomentet af en stålsøjle (mm^4)
$I_{dæk}$	Dækkets inertimoment (mm^4)
i	Indspændingsgrad ved understøtning
k_{etage}	Den aktuelle etage, hvorpå vægfeltet er placeret
κ	Krumningen (m^{-1})
l	Længden af et vægfelt/dæk (m)
l_{lysn}	Den fri afstand i vægfeltet (m)
$l_{vederlag}$	Længde på vederlagsfladerne (mm)
M	Det ydre moment (kNm)
M_{fs}	Det indre moment omkring studsfulgen (kNm)
m	Det ydre moment (kNm/m)
m_{di}	Det indre moment fra en delvis indspænding (kNm/m)
m_{fl}	Det indre moment omkring liggefugen (kNm/m)
m_{fs}	Det indre moment omkring studsfulgen (kNm/m)
$m_{fl,2s}$	Det indre moment omkring liggefugen for et 2-sidet understøttet vægfelt (kNm/m)
N	Den regningsmæssige lodrette last på et vægfelt (kN/m)
$n_{nødv}$	Det nødvendige antal bindere pr. arealenhed
u	Udbøjning af væg (mm)
$\mu_{d,p}$	Regningsmæssig friktion ved pap
$\mu_{d,t}$	Regningsmæssig friktion ved rem
P, P_L	Den regningsmæssige lodrette last på et vægfelt (kN/m)
P_{aktiv}	En parameter der er 0 eller 1, når vægfeltet hhv. kun er belastet af egenvægt eller af en mindre lodret last
P_{gunst}	Egenvægt til gunst
$P_{højre}$	Den lodrette last på et vægfelt til højre for en åbning (kN/m)

$P_{i=1}$	Den lodrette last svarende til $i = 1$ ved den vandrette understøtning (kN/m)
P_{venstre}	Den lodrette last på et vægfelt til venstre for en åbning (kN/m)
P_v	Vandret reaktion på dæk fra lodret last på væg i udbøjjet tilstand (kN/m)
p_r	Samlet regningsmæssig last på dæk
Q_{vand}	Den vandrette reaktion (kN/m)
q, q_d, q_u	Den vandrette last eller den vandrette kapacitet af vægfeltet (kN/m ²)
$q_{i=}$	Den vandrette kapacitet ved forskellige indspændingsgrader (kN/m ²)
q_f	Vindlastens andel på formuren (kN/m ²)
q_s	Vindlastens andel på stålsøjlen (kN/m ²)
q_b	Vindlastens andel på bagmuren (kN/m ²)
$q_{\text{ækv}}$	Den ækvivalente vandrette last (kN/m ²)
q_{reak}	Reaktion som linjelast fra pladefelt (kN/m)
R_{vand}	Den vandrette modstandsevne ved understøtning med pap (kN/m)
r_1	Reduktionsfaktor ved 3- eller 4-sidet fuldt understøttet, lodret belastet vægfelt
r_2	Reduktionsfaktor for et vægfelt med åbninger betragtet som 2-sidet understøttet
r_3	Reduktionsfaktor for et vægfelt med åbninger betragtet som 3-sidet understøttet
r_4	Reduktionsfaktor for et vægfelt med åbninger betragtet som 4-sidet understøttet
$r_{\text{vægfelt med åbninger}}$	Den samlede reduktionsfaktor for et vægfelt med åbninger
S_f	Relativ stivhed for formur
S_s	Relativ stivhed for stålsøjle
S_b	Relativ stivhed for bagmur
ρ	Rumvægt af murværket (kN/m ³)
σ	Den aktuelle spænding (MPa)
T_{vand}	Den vandrette modstandsevne ved understøtning med tagrem (kN/m)
$t_{\text{dæk}}$	Dækkets tykkelse (mm)
t	Tykkelsen af den betragtede væg (mm)
u_{revne}	Udbøjningen hvor væggen revner
$u_{\text{stålsøjle}}$	Udbøjning af en stålsøjle (mm)
w	Jævn fordelt reaktion mellem mur og stålsøjle (kN/m)
W	Modstandsmomentet (mm ³)
W_s	Modstandsmomentet af stålsøjle (mm ³)
W_{Eqv}	Den ækvivalente vandrette last (kN/m ²). EN 1996-1-1 notation
W_{Ed}	Den faktiske vindlast. EN 1996-1-1 notation
W_{Cap}	Kapaciteten af vægfeltet fundet ved brudlinje beregning. EN 1996-1-1 notation
x	Geometrisk ubekendt (mm)
$x_{\text{ækv}}$	Den ækvivalente vandrette placering af et vindue (m)
x_{vindue}	Den vandrette placering af et vindue fra en lodret understøtning (m)

2. Beregning af et vandret belastet vægfelt

Et vandret og evt. lodret belastet vægfelt gennemregnes først ved hjælp af brudlinjeteorien, således at der kan tages hensyn til eventuelle åbningers indflydelse på bæreevnekapaciteten og kraftfordelingen.

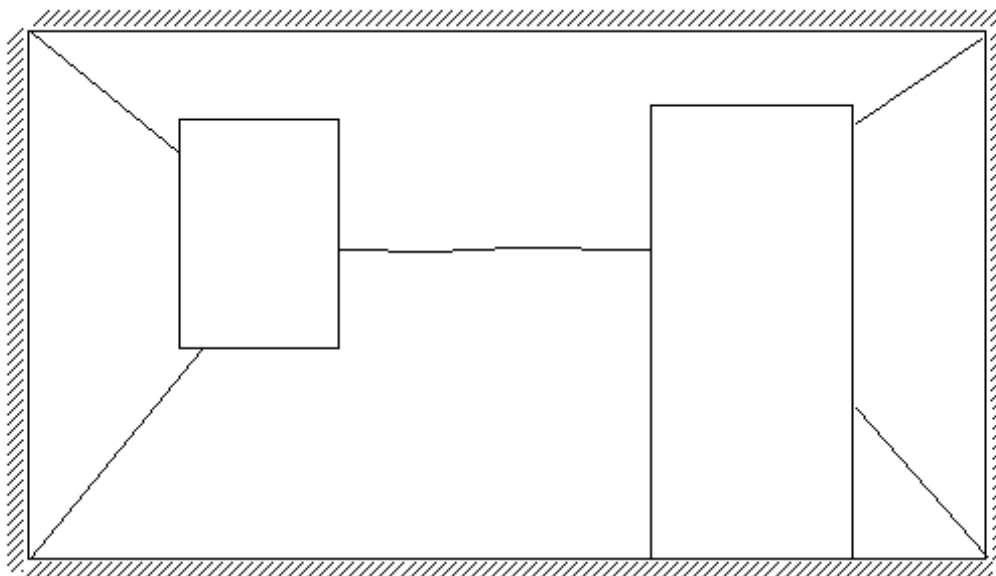


Fig. 2.1 Brudlinjer for vægfelt med åbninger

Ved anvendelse af brudlinjeteorien kan der i nogle tilfælde være tvivl om understøtningsforholdene, som derfor er uddybet i det efterfølgende afsnit.

2.1 Understøtningsforhold

2.1.1 Vandrette understøtninger

Nederste vandrette understøtning er normalt soklen. Øverste vandrette understøtning er normalt tagkonstruktionen. Såfremt der regnes på et fleretagers byggeri, kan den vandrette understøtning være en etageadskillelse.

2.1.1.1 Soklen

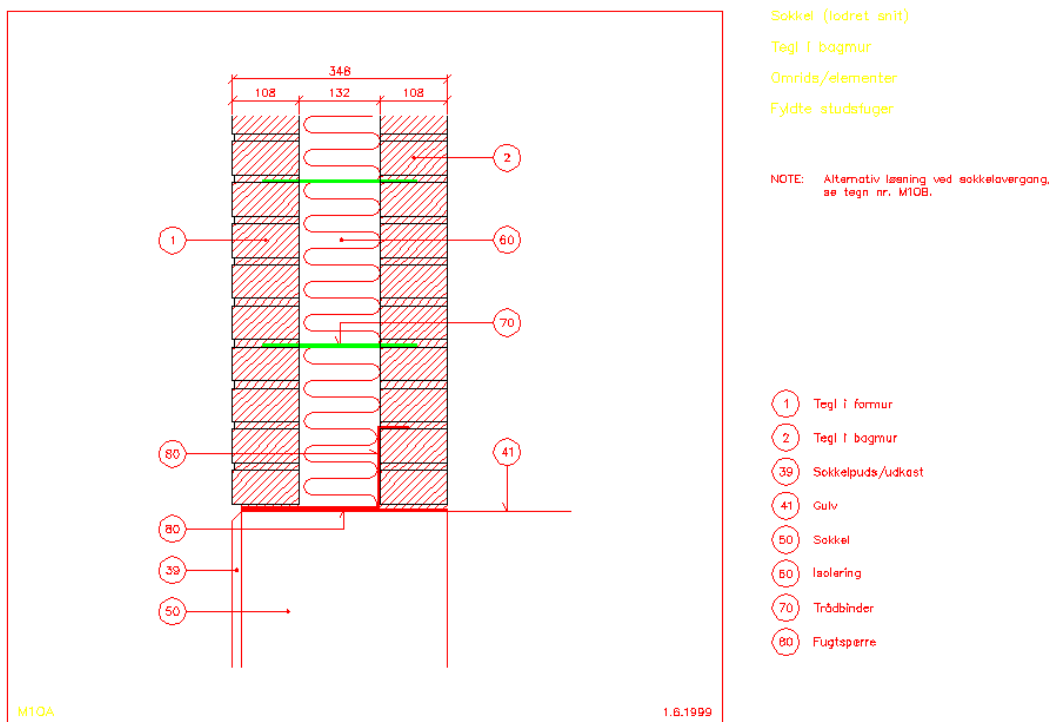


Fig. 2.1.1 Sokkel. Lodret snit

Soklen regnes normalt som simpelt understøttet, idet der ikke kan overføres noget moment ved pappet.

Såfremt vægfeltet er påvirket af en lodret last, vil der dog opstå en form for delvis indspænding ved understøtningen, idet den lodrette reaktion vil flytte sig fra centerlinjen og blive til gunst for konstruktionen. Denne form for delvis indspænding kan medtages ved beregningen af både for- og bogmur. Excentriciteten til gunst er omtalt i DS/INF 167 og er benævnt $e_{0,bund}$.

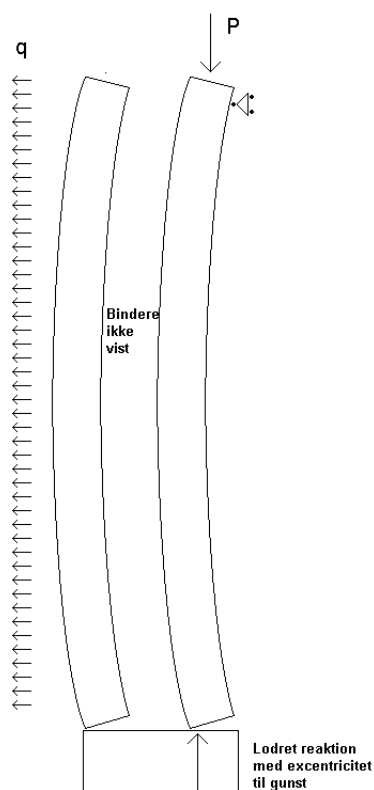


Fig. 2.1.2 Lodret last medfører en excentrisk reaktion til gunst. Lodret snit

Situationen er illustreret med et eksempel.

Den regningsmæssige lodrette last (P) er:

$$P = 15,9 \text{ kN/m}$$

Her tages udgangspunkt i DS/INF 167, hvor grænsen for $e_{0,\text{bund}}$ er sat til $t/6$. Dvs.:

$$\begin{aligned} \frac{t}{6} &= \frac{108 \text{ mm}}{6} \\ &= 18 \text{ mm} \end{aligned}$$

hvor

t er tykkelsen af den betragtede væg

Momentet fra den delvise indspænding (m_{di}) fås herefter til:

$$\begin{aligned} m_{di} &= 15,9 \times 0,018 \\ &= 0,286 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

Brudmomentet omkring den vandrette liggefuge i vægfeltet (m_{fl}) fås til:

$$\begin{aligned} m_{fl} &= \left(\frac{1}{6}\right) \times t^2 \times f_{xd1} \\ &= \left(\frac{1}{6}\right) \times 0,108^2 \times 0,147 \\ &= 0,286 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

hvor f_{xd1} er den regningsmæssige bøjningstrækstyrke om liggefugen. Værdien for f_{xd1} er fremkommet på følgende måde, hvor typiske værdier er anvendt:

$$\begin{aligned} f_{xd1} &= \frac{f_{xk1}}{\gamma_M} \\ &= \frac{0,25 \text{ MPa}}{1,70} \end{aligned}$$

hvor

f_{xk1} er den karakteristiske bøjningstrækstyrke
 γ_M er partialkoefficienten

Heraf ses, at i det viste eksempel vil der med en lodret last på 15,9 kN/m optræde et moment fra den delvise indspænding, som svarer til en indspændingsgrad (i) på:

$$i = 1,0$$

Såfremt den lodrette last var større end 15,9 kN ($P > 15,9 \text{ kN/m}$) ville indspændingsgraden (i) være uændret. Dvs.

$$i = 1,0$$

Såfremt den lodrette last var mindre end 15,9 kN ($P < 15,9 \text{ kN/m}$) ville indspændingsgraden (i) kunne bestemmes proportionalt:

$$i = \frac{P}{P_{i=1}}$$

hvor

P er den aktuelle last mindre end $P_{i=1}$
 $P_{i=1}$ er lasten svarende til $i = 1$

Fortsættes med samme eksempel og regnes med:

$$P = 5 \text{ kN/m}$$

fås:

$$i = \frac{5}{15,9} = 0,31$$

Anvendes www.EC6design.com til beregning af brudlinjeteorien, hvor det kun er muligt at angive $i = 0$ eller $i = 1$ (svarende til henholdsvis simpel understøttet eller indspændt), gennemregnes begge tilfælde med $i = 0$ og $i = 1$, og den endelige bæreevne ($q_{i=0,31}$) proportioneres herimellem, idet der regnes med retlinet afhængighed.

For eksempel:

$$q_{i=0,0} = 1,14 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{i=1,0} = 1,48 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{i=0,37} = (1,14 + (1,48-1,14) \times 0,31) \text{ kN/m} = 1,25 \text{ kN/m}$$

2.1.1.1 Optagelse af de vandrette reaktioner gennem pappen

På den sikre side kan regnes, at al lasten optages gennem de vandrette reaktioner som illustreret nedenstående.

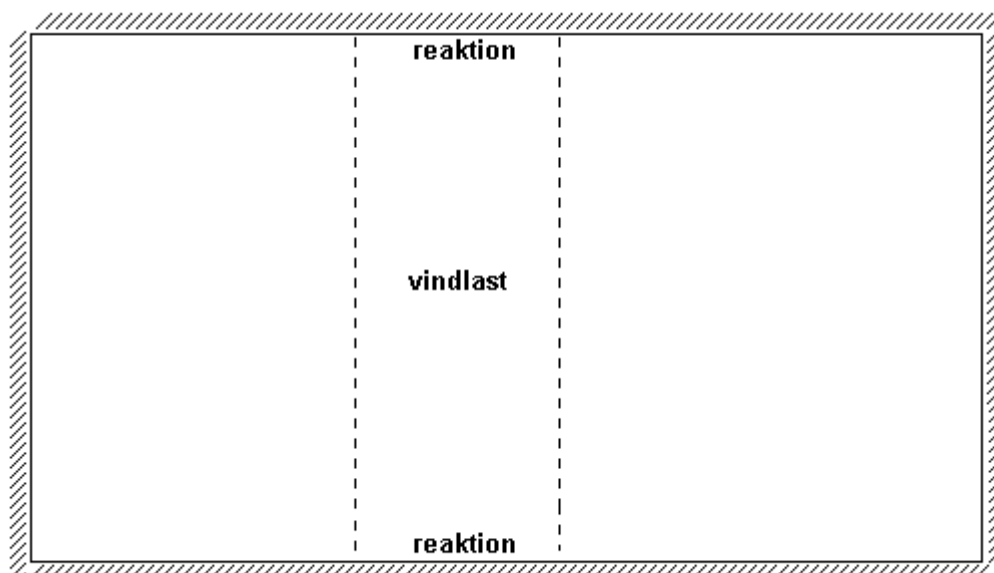


Fig. 2.1.3 Optagelse af vandrette reaktioner. Opstalt

Uligheden, der skal opfyldes, er angivet nedenstående:

$$Q_{\text{vand}} < R_{\text{vand}}$$

$$\frac{1}{2} \times q_d \times h < \rho \times h \times \mu_{d,p}$$

hvor

Q_{vand} er den vandrette påvirkning pr. længdeenhed ved understøtningen

R_{vand} er den vandrette modstandsevne af pappen pr. længdeenhed

q_d er den vandrette (typisk vind) regningsmæssige fladelast (på den aktuelle vange)

h er højden af konstruktionen

ρ er rumvægten af konstruktionen

$\mu_{d,p}$ er den regningsmæssige friktionskoefficient mellem pap og murværk

Heraf fås at:

$$\frac{q_d}{2\mu_{d,p}} < \rho$$

Indsættes typiske værdier fås:

$$\frac{0,5 \text{ kN/m}^2}{2 \times 0,34} < 1,9 \text{ kN/m}^2$$

$$0,74 \text{ kN/m}^2 < 1,9 \text{ kN/m}^2$$

Ovenstående rumvægt er for massive sten, som normalt anvendes i formuren i form af blødstrøgne sten. Det ses, at med typiske værdier er der en kraftig bæreevnereserve.

2.1.1.2 Tagfod

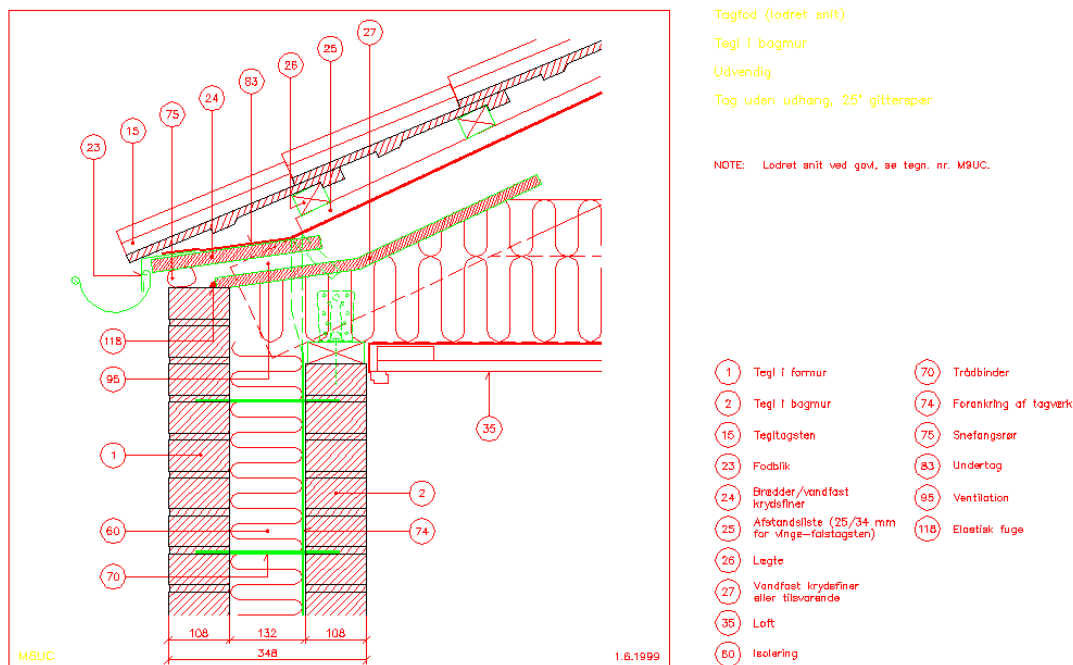


Fig. 2.1.4 Tagfod. Lodret snit

Ved tagfoden skal den vandrette understøtning ved for- og bagmur normalt regnes som simpel, idet der ikke er mulighed for at overføre noget veldefineret moment videre i konstruktionen.

2.1.1.2.1 Optagelse af de vandrette reaktioner gennem remmen

Reaktionen optages normalt gennem tagremmen, der fører kræfterne videre til tagkonstruktionen. Her er der flere kritiske elementer, der skal tages i betragtning ved projekteringen og de statiske beregninger.

Stivheden af tagkonstruktionen skal være tilstrækkelig således, at det er tagkonstruktionen, der understøtter muren overfor vandrette kræfter og ikke omvendt. Tagkonstruktionens stivhed behandles ikke i dette notat.

Remmen skal kunne overføre de aktuelle kræfter. Dette kan opnås på 2 måder.

Såfremt remmen ikke er forankret i muren, skal egenvægten af taget i alle lasttilfælde have en størrelse, der sikrer, at friktionen mellem rem og murværk er større end den aktuelle vandrette reaktion.

Uligheden, der skal opfyldes, er angivet nedenstående:

$$Q_{\text{vand}} < T_{\text{vand}}$$

$$\frac{1}{2} \times q_d \times h < P_{\text{gunst}} \times \mu_{d,t}$$

hvor

Q_{vand} er den vandrette påvirkning pr. længdeenhed
 T_{vand} er den vandrette modstandsevne af taget/remmen pr. længdeenhed
 q_d er den vandrette (typisk vind) regningsmæssige fladelast (både på for- og bagmur)
 h er højden af konstruktionen
 P_{gunst} er den mindste regningsmæssige lodrette last pr. længdeenhed (typisk egenvægt – maksimalt sug på taget)
 $\mu_{d,t}$ er den regningsmæssige friktionskoefficient mellem rem og murværk

Heraf fås at:

$$\frac{\frac{1}{2} \times q \times h}{\mu_{d,t}} < P_{\text{gunst}}$$

Indsættes typiske værdier fås

$$\frac{\frac{1}{2} \times 1,0 \text{ kN/m}^2 \times 3,0 \text{ m}}{0,34} < P_{\text{gunst}}$$

$$4,4 \text{ kN/m} < P_{\text{gunst}}$$

Som regningsmæssig friktionskoefficient mellem rem og murværk er skønsmæssigt anvendt samme værdi som mellem pap og murværk.

I ”runde” tal fås at:

$$5,0 \text{ kN/m} < P_{\text{gunst}}$$

før en forankring af tagremmen, under normale forhold, kan undlades.

Såfremt den lodrette last ikke er tilstrækkelig, skal tagremmen forankres fx med bolte. Denne samling er kritisk, og ved tilsynet skal det sikres, at boltene ikke indbores før murværket er hærdnet, således at de øverste skifter ikke slås løs.

Bemærk, boltens funktion er ikke at optage sug på taget, men kun forskydningspåvirkninger. Sug på taget skal optages via fx gevindstænger til fundament.

2.1.1.3 Etageadskillelse

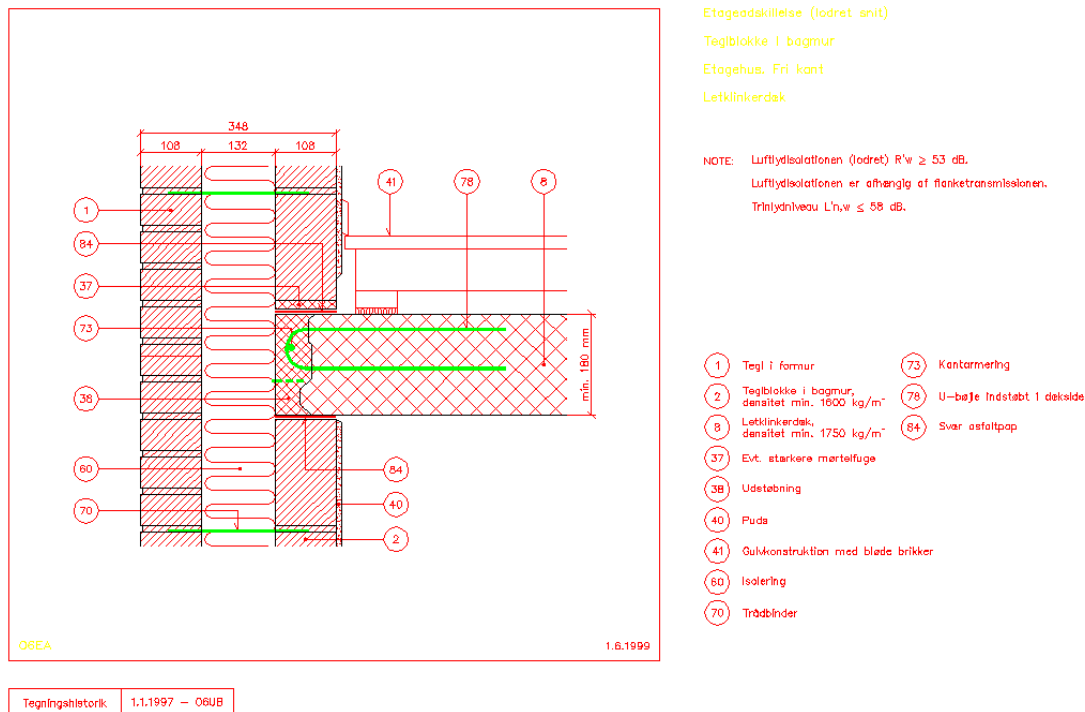


Fig. 2.1.5 Vandret understøtning ved etageadskillelse. Lodret snit

Den vandrette understøtning af formuren ved etageadskillelsen opnås gennem de vandrette binderrækker på hver side af dækket.

Ved beregning af formuren kan den vandrette understøtning regnes for indspændt, idet momenterne kan overføres til det hosliggende vægfelt.

Bemærk, der sættes ikke bindere lige ud for dækket, da svind i dækket kan medføre revner i formuren.

Ved beregning af bagmuren vil understøtningsforholdene være som beskrevet under afsnittet om soklen (afsnit 2.1.1.1). Dvs. såfremt der er væsentlige lodrette reaktioner på vægfeltet, kan den vandrette understøtning regnes for indspændt.

2.1.1.3.1 Optagelse af de vandrette reaktioner gennem binderne

Selve etageadskillelsen har næppe de store problemer med at optage den relative ringe, vandrette reaktion. Antallet af binderne omkring dækket (og væggen i sig selv) skal dog dimensioneres således, at reaktionen kan overføres fra formuren til etageadskillelsen. Situationen er illustreret med et eksempel. Reaktionen på binderrækken stammer fra det underliggende vægfelt og et eventuelt overliggende vægfelt. (Talværdier fra eksempel i afsnit 2.1.1.1.1 anvendes).

$$\begin{aligned} Q_{\text{vand}} &= \frac{1}{2} \times q_d \times h + \frac{1}{2} \times q_d \times h \\ &= 2 \times \frac{1}{2} \times 0,5 \text{ kN/m}^2 \times 3,0 \text{ m} \\ &= 1,5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Forankringsevnen af en binder indboret i beton kan ses på relevante producenters hjemmesider. Den regningsmæssige kapacitet, når der tages hensyn til differensbevægelse og forhåndsdeformation, bestemmes eksempelvis til (se afsnit 8 mht. dimensionering af binderne):

$$B_{\text{vand}} = 0,4 \text{ kN}$$

Heraf ses, at en binderafstand (a_{bind}) kan bestemmes til:

$$\begin{aligned} a_{\text{bind}} &= 2 \times \frac{0,4}{1,5} \text{ m} \\ &= 0,532 \text{ m} \end{aligned}$$

Normen angiver, at den maksimale afstand mellem binderne ved fri rande, understøtninger, etc. er 0,40 m, hvilket ses at være tilstrækkeligt i dette eksempel.

Faktoren 2 i beregningerne stammer fra, at der er 2 rækker binderne som optager lasten.

Der introduceres endvidere et moment (m) i væggen på:

$$\begin{aligned} m &= 0,75 \text{ kN/m} \times 200 \text{ mm} \\ &= 150 \text{ Nmm/mm} \end{aligned}$$

Her er forudsat, at binderrækken er placeret 200 mm fra dækket.

Heraf fås følgende spænding, som skal fratrækkes den regningsmæssige bøjningsstyrke i området:

$$\begin{aligned} \sigma &= 6 \times 150/108^2 \\ &= 0,08 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Dette kan gøres i praksis ved kun at regne med delvis indspænding over understøtningen.

2.1.2 Lodrette understøtninger

Lodrette understøtninger kan bestå af hjørner, tværgående vægge eller stålsøjler. Disse elementer er beskrevet i det følgende.

2.1.2.1 Hjørner

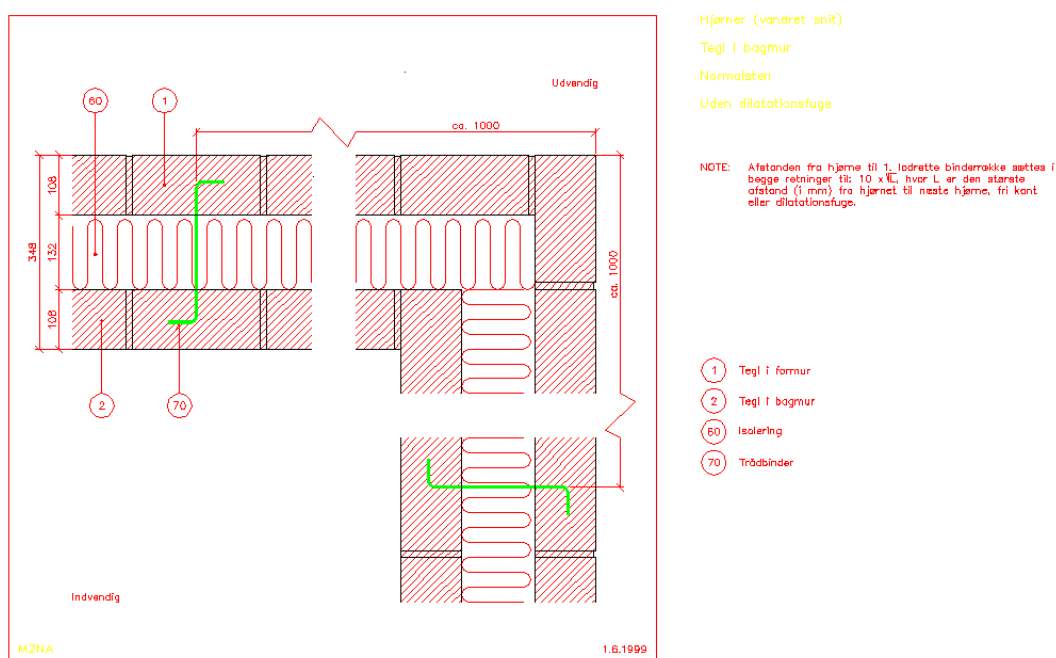


Fig. 2.1.6 Typisk hjørne uden dilatationsfuge. Vandret snit

Hjørner uden dilatationsfuger regnes normalt som en simpel understøtning, idet den kritiske vindbelastning typisk er sug på den betragtede væg og tryk på den vinkelrette væg, hvilket medfører, at hjørnet ikke er stift mht. rotation.

Såfremt vægfeltene, der tilsammen udgør hjørnet, er påvirket af laster i samme retning, eksempelvis vandtryk, jordtryk, etc., kan der regnes med indspænding ved hjørnet.

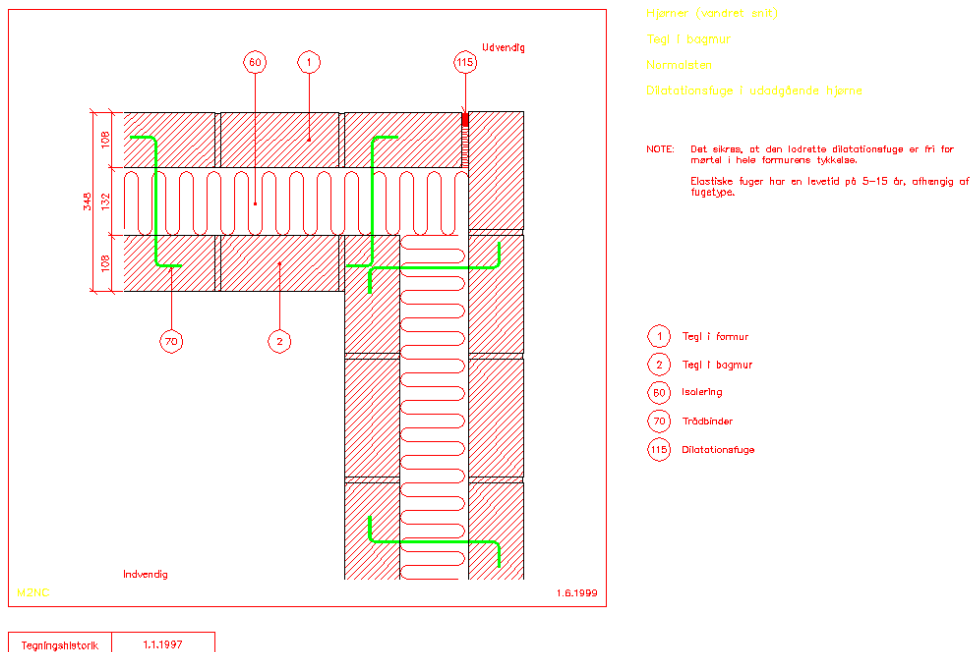
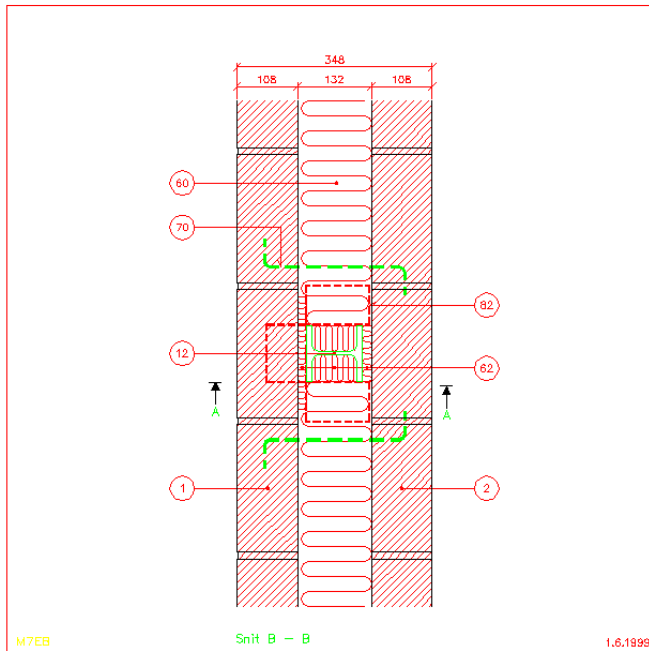


Fig. 2.1.7 Typisk hjørne med dilatationsfuge. Vandret snit

Hjørner med dilatationsfuger regnes normalt som simpelt understøttede, idet dilatationsfugen ikke giver mulighed for overførsel af noget moment.

2.1.2.2 Tværgående vægge og stålsøjler uden dilatationsfuge



Tegningshistorik 1.1.1997 - M7EA

Tilslutning/sokkel (vandret snit)

Tegl i bagmur

Søjle

Stålsøjle I, snit B - B

NOTE: Såfremt stålsøjlen er placeret mellem stive gavle skal differencbevægelsen mellem gavle og stålsøjle tages i regning ved dimensionering af murværket.

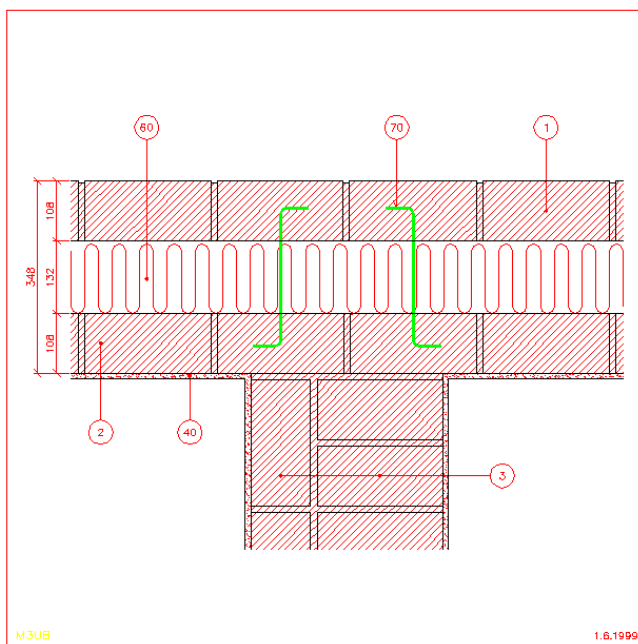
Ved overgang mellem vandret/lodret pap og stålsøjle lægges en skrå fugemasse.

Vedr. snit A - A, se tegn. nr. M7EA.

3D tegning af denne løsning, se tegn. nr. M7EA3D.

- 1 Tegl i formur
- 2 Tegl i bagmur
- 12 Stålsøjle HE100B
- 60 Isolering
- 62 Trykfast isolering
- 70 Træbinderkolonne (max. afstand til søjlekant: 150 mm)
- 82 Ombukket fugtspærre, påklebes med flydende asfalt

Fig. 2.1.8 Stålsøjle. Vandret snit



Lodret skel (vandret snit)

Tegl i bagmur

Lejlighedsstel, udvendig

Rækkehus

1½ stens væg

NOTE: Det sikres, at den lodrette dilatationsfuge er fri for mørtel i hele formurens tykkelse.

Udparinger for vand- og elinstallationer bør bagruses mest muligt i lejlighedsstel.

- 1 Tegl i formur
- 2 Tegl i bagmur
- 3 Tegl i lejlighedsstel
- 40 Plude
- 60 Isolering
- 70 Træbinder

Fig. 2.1.9 Tværgående væg. Vandret snit

Tværgående vægge og stålsøjler uden dilatationsfuge kan normalt regnes som en indspændt understøtning, idet momentet kan overføres til den hosliggende væg.

Såfremt der i den hosliggende væg fx er en døråbning, der gennembryder næsten hele facaden tæt på den lodrette understøtning, skal indspændingsgraden i nogle tilfælde reduceres. Dette forhold er gennemgået i det efterfølgende.

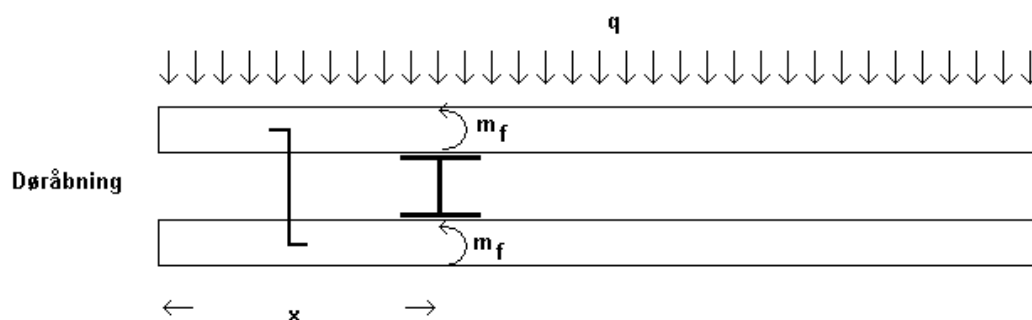


Fig. 2.1.10 Åbninger nær en indspændt understøtning. Vandret snit

På den sikre side forudsættes, at åbningen er gennemgående og at vægfeltet ikke er forankret i top og bund. Betragtes ligevægten omkring den lodrette understøtning fås:

$$\frac{1}{2} \times q_d \times h \times x^2 > 2 \times m_{fs} \times h$$

hvor

m_{fs} er momentet pr. længdeenhed omkring studsfugen

x er den vandrette afstand fra den lodrette understøtning til åbningen

x kunne i princippet regnes et stykke ind i åbningen, idet der fra selve døren tillige vil komme et bidrag til ligevægten (gennem befæstigelse). Det er dog på den sikre side blot at regne x som afstanden til åbningen.

Isoleres x fås:

$$x^2 > \frac{4 \times m_{fs}}{q}$$

$$x > 2 \sqrt{\left(\frac{m_{fs}}{q} \right)}$$

Sættes fx

$$\begin{aligned} q_d &= 1,0 \text{ kN/m}^2 \\ f_{xk2} &= 0,5 \text{ MPa} \\ \gamma_M &= 1,70 \end{aligned}$$

og

$$\begin{aligned} m_{fs} &= \frac{\left(\frac{1}{6}\right) \times 108^2 \times 0,5}{1,70} \\ &= 572 \text{ Nmm/mm} \\ &= 0,572 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

fås:

$$\begin{aligned} x &> 2\sqrt{\left(\frac{m_{fs}}{q}\right)} \\ &> 2\sqrt{\left(\frac{0,572}{1,0}\right)} \\ &> 1,5 \text{ m} \end{aligned}$$

Dvs. er afstanden til åbningen større end 1,5 m, kan der regnes med fuld indspænding i den lodrette understøtning med de i eksemplet anvendte værdier.

Er afstanden mellem 0 og 1,5 regnes med en indspændingsgrad proportionalt med afstanden i anden potens.

Er afstanden fx 1,0, kan der regnes med en indspændingsgrad (i) på:

$$\begin{aligned} i &= \left(\frac{1,0}{1,5}\right)^2 \\ &= 0,44 \end{aligned}$$

Består åbningen af et vindue, som langt fra gennemskærer hele vægfeltet i højden, må der foretages en ”ingeniørmæssig vurdering”. Et eksempel:

Et vindue er placeret i en væg med følgende parametre:

$$\begin{aligned} h_{\text{vindue}} &= 1,2 \text{ m} \\ h &= 3,0 \text{ m} \\ x_{\text{vindue}} &= 1,0 \text{ m} \end{aligned}$$

hvor

h_{vindue} er højden af vinduet

x_{vindue} er den vandrette placering af vinduet fra den lodrette understøtning

Dvs. vinduet er placeret 1,0 m fra den lodrette understøtning. Her kan fx regnes:

$$\begin{aligned}
 x_{\text{ækv}} &= \left(\frac{x_{\text{vindue}} \times h_{\text{vindue}} + h \times (h - h_{\text{vindue}})}{h} \right) \\
 &= \left(\frac{1,0 \times 1,2 + 3,0 \times (3,0 - 1,2)}{3,0} \right) \\
 &= 2,2 \text{ m}
 \end{aligned}$$

hvor $x_{\text{ækv}}$ er den maksimale ækvivalente vandrette afstand til den lodrette understøtning, såfremt vinduet var i fuld højde. Se efterfølgende figur for illustration.

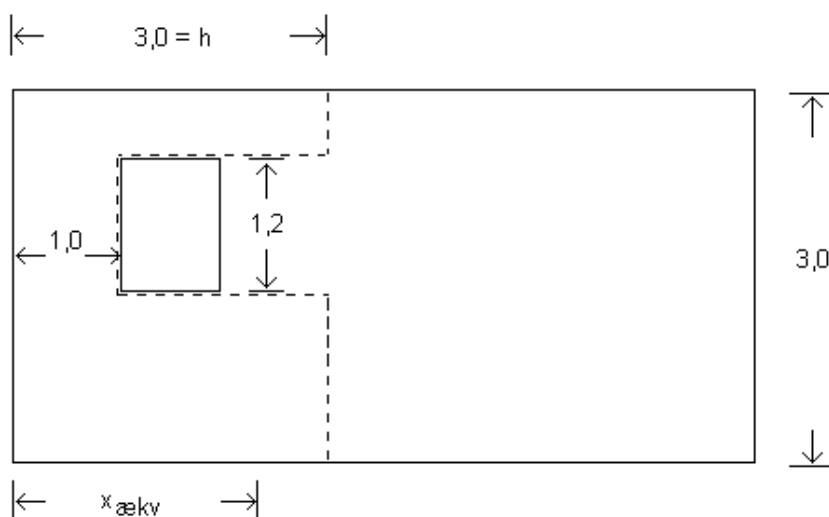


Fig. 2.1.11 Bestemmelse af $x_{\text{ækv}}$

Dvs. det aktuelle tilfælde kan regnes som en dør/fri kant i fuld højde med afstanden 2,2 m til den lodrette understøtning. I henhold til de foregående beregninger vil dette medføre, at den lodrette understøtning kan betragtes som indspændt, når den hosliggende væg beregnes.

2.1.2.3 Tværgående vægge og stålsøjler med dilatationsfuge

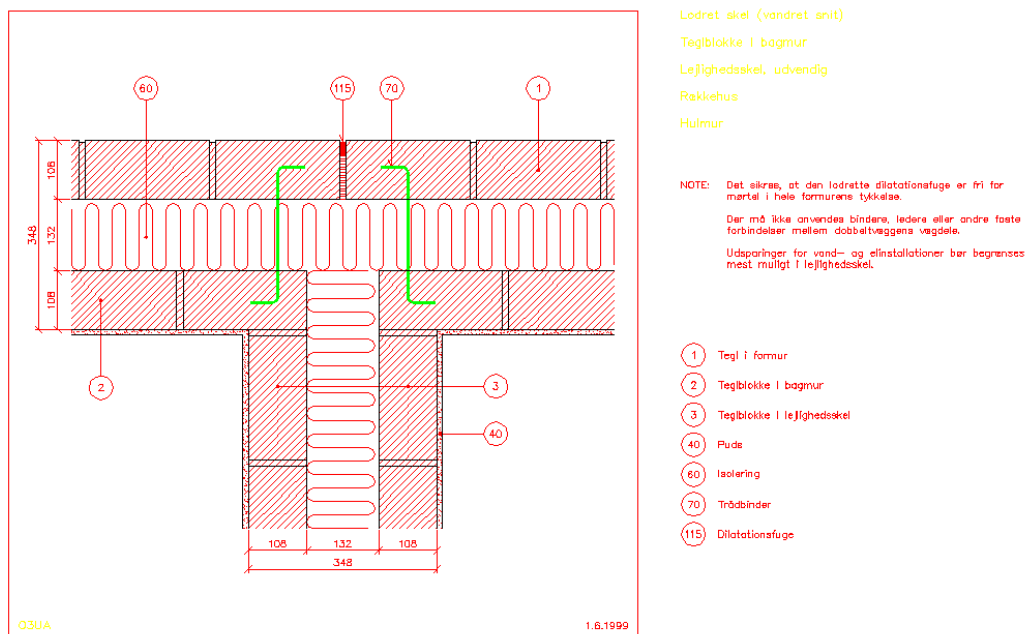


Fig. 2.1.12 Lodret understøtning med dilatationsfuge

Ved anvendelse af dilatationsfuger ved de lodrette understøtninger skal der regnes med en simpel understøtning, idet der ikke kan overføres noget moment til nabofelterne via en dilatationsfuge. Det ses endvidere, at ovenstående detalje blot er et specialtilfælde af situationerne gennemgået i foregående afsnit 2.1.2.2, nemlig hvor $x = 0$ medførende en indspændingsgrad på 0.

2.1.2.4 Optagelse af vandrette reaktioner i stålsøjle

Dette forhold er relateret til udbøjningen og er behandlet i afsnit 2.3.

2.1.2.5 Optagelse af vandrette reaktioner i tværgående vægfelter

Hvis det tværgående vægfelt har en vis størrelse, er der normalt ikke noget problem mht. optagelse af de vandrette reaktioner.

Stivhedskravet, som er beskrevet i EN 1996-1-1, afsnit 5.5.1.2 (4) ($l > h/5$ og $t_{tvær} > 0,3 t$), er ikke relateret til vandret belastede vægfelter, men er et stabilitetskrav relateret til søjleberegninger efter EN 1996-1-1 (emnet er behandlet i afsnit 3.1).

I det følgende gennemregnes et eksempel med et tværgående vægfelt med en ringe udstrækning påvirket af vandrette reaktioner.

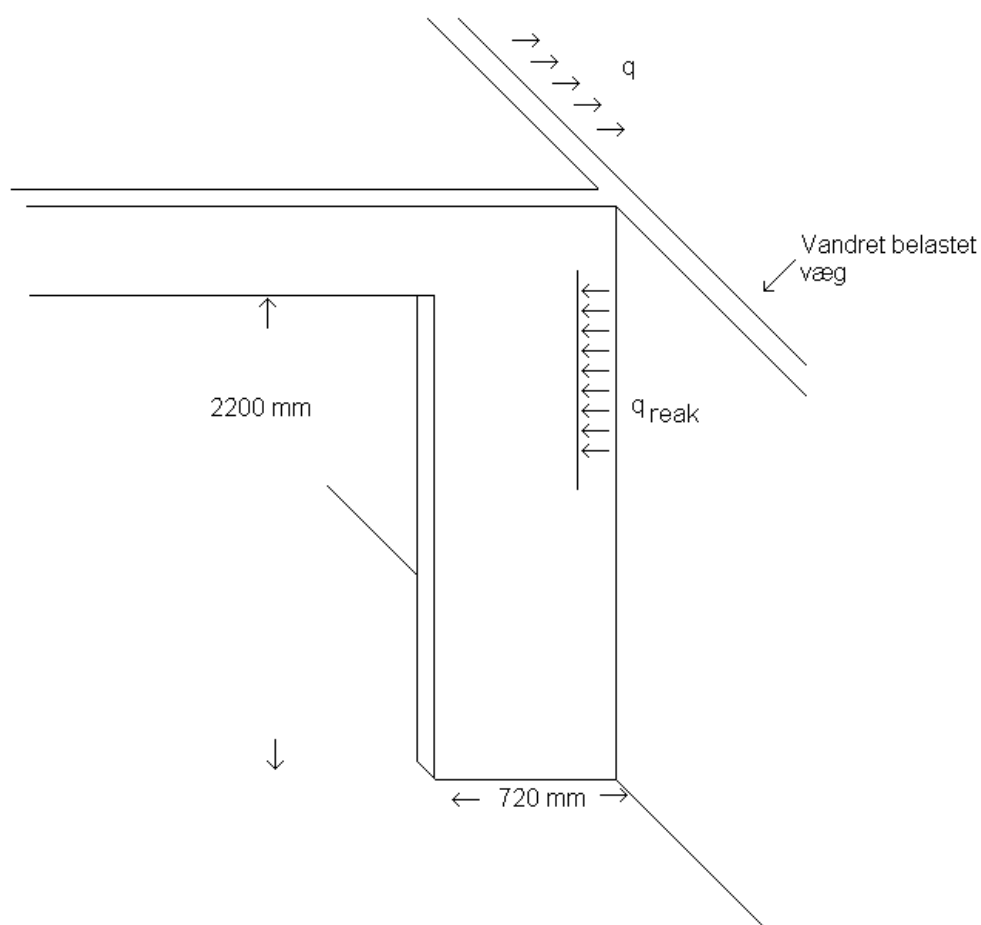


Fig. 2.1.13 Tværgående vægfelt med ringe udstrækning

Som vandret reaktion på den lodrette understøtning anvendes her konservativt samme udtryk som i afsnit 2.1.1.1.1.

I dette eksempel anvendes værdierne:

$$\begin{aligned}
 q_d &= 0,9 \text{ kN/m}^2 \\
 h &= 2,8 \text{ m} \\
 q_{reak} &= 2 \times \frac{1}{2} \times q_d \times h \\
 q_{reak} &= 2 \times \frac{1}{2} \times 0,9 \text{ kN/m}^2 \times 2,8 \text{ m} \\
 &= 2,52 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Den viste tværvæg har ingen lodret last.

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{M}{W} \\ \sigma &= \frac{\left(\frac{1}{8}\right) \times q_{\text{reak}} \times h_{\text{dør}}^2}{W} \\ \sigma &= \frac{\left(\left(\frac{1}{8}\right) \times 2,52 \times 2,2^2 \times 10^6\right)}{\left(\left(\frac{1}{6}\right) \times 108 \times (720 + 108)^2\right)} \\ \sigma &= 0,12 \text{ MPa}\end{aligned}$$

hvor

σ er den aktuelle spænding

M er momentet

W er modstandsmomentet af tværvæggen

$h_{\text{dør}}$ er højden af døren/tværvæggen

Denne værdi skal således være mindre end f_{xd1} som tidligere er sat til:

$$\begin{aligned}f_{\text{xd1}} &= \frac{0,25}{1,70} \\ &= 0,147 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Det ses, at en tværvæg på 3 sten ud over hulumuren og med en højde på 2,2 m har tilstrækkelig bæreevne mht. optagelse af den vandrette reaktion med de i dette eksempel anvendte værdier.

2.2 Ækvivalent vandret last

Ækvivalent vandret last er et begreb, som er relevant at indføre, når et vægfelt både er lodret og vandret belastet.

Forholdet er, at tværlastens størrelse skal reguleres, såfremt der er lodrette understøtninger og/eller åbninger, når vægfeltet dimensioneres som et lodret belastet vægfelt, idet vægfeltet her kun betragtes som en 2-sidet understøttet søjle. Det vil sige en søjle understøttet foroven og forneden.

Forholdet er uddybet efterfølgende. Her er betegnelser fra EN 1996-1-1 anvendt.

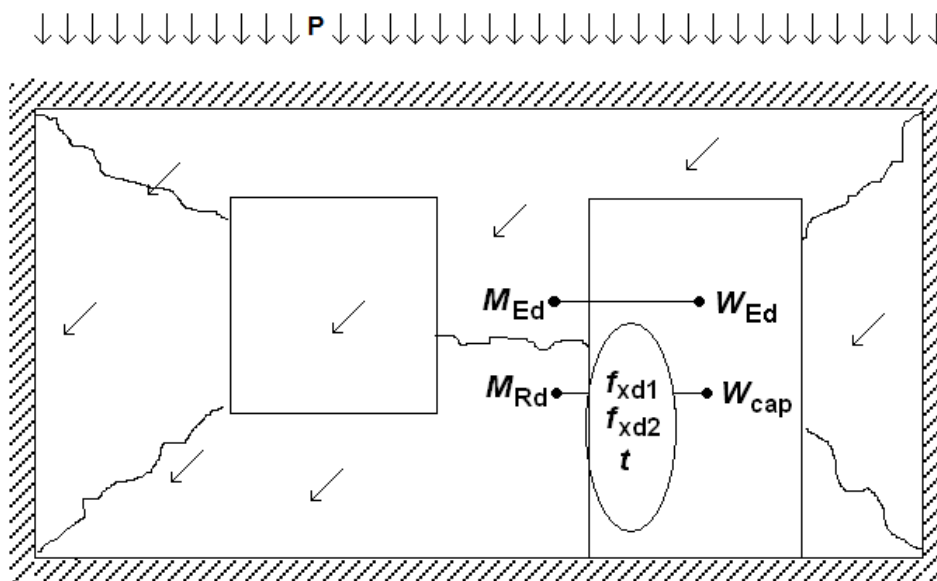


Fig. 2.2.1 Parametre relevant ifm. bestemmelse af den ækvivalente vandrette last

Ved den aktuelle beregning af vægfeltet ud fra brudlinjeteorien, hvor der tages hensyn til lodrette understøtninger og eventuelle åbninger, fås følgende samhørende værdier af:

W_{cap} :	Bæreevnekapaciteten som vandret last (vindlast) som funktion af de aktuelle værdier af P , M_{Rd} og andre inddata. (kN/m^2)
P :	Den aktuelle lodrette last (kN/m) evt. forøget pga. det reducerede tværsnit mellem åbningerne
M_{Rd} :	Det aktuelle brudmoment om liggefugen. Værdien for M_{Rd} bestemmes som:
M_{Rd} :	$\left(\frac{1}{6}\right) \times \left(f_{xd1} + \frac{P}{t}\right) \times t^2$ (kNm/m)

Betragtes en tilsvarende 2-sidet simpel understøttet søjle (som er relevant når søjlebæreevnen beregnes) fås, at W_{cap} vil give følgende moment:

$$M_{Rd,2s} = \left(\frac{1}{8}\right) \times W_{cap} \times h^2$$

Momenterne omkring liggefugen skal dog være lige store i de 2 situationer, da det er den samme konstruktion og lastfordeling, der betragtes ud fra 2 forskellige modeller. Dette opnås ved at introducere den ækvivalente vandret last (W_{eqv}) bestemt ved:

$$W_{eqv} = \left(\frac{M_{Rd}}{M_{Rd,2s}}\right) \times W_{Ed}$$

hvor W_{Ed} er den faktiske last, ikke at forveksle med W_{cap} som var bæreevnekapaciteten.

For vægfeltet uden huller vil W_{eqv} altid være mindre end W_{Ed} . For vægfeltet med åbninger kan W_{eqv} være større end W_{Ed} , idet åbningerne kan medføre relativt store momenter i det tiloversblevne tværsnit.

Det skal her understreges, at tværlasten (W_{eqv}) ikke skal forøges yderligere, når vægfeltet beregnes som et lodret belastet vægfelt. Dvs. den horisontale last, som eventuelle vinduer afleverer på vægfeltene gennem monteringsbeslag, er inkluderet i W_{eqv} .

Systematikken illustreres ved hjælp af et eksempel.

Et vægfelt cirka som angivet i figur 2.2.1 betragtes. Følgende regningsmæssige parametre anvendes:

Længde:	6,0 m
Højde:	2,8 m
Tykkelse:	108 mm
Understøtning:	simpel langs alle 4 kanter
W_{Ed}	0,5 kN/m ²
P	30 kN/m (i midtertværsnittet)
f_{xd1}	0,125 MPa
f_{xd2}	0,375 MPa

Heraf fås:

$$M_{Rd} = \left(\frac{1}{6}\right) \times \left(f_{xd1} + \frac{P}{t}\right) \times t^2 = 0,783 \text{ kNm/m}$$

Ved en brudlinjeberegning fås en regningsmæssig bæreevne (W_{cap}):

$$W_{cap} = 1,08 \text{ kN/m}^2$$

hvilket betyder, at bæreevnen mht. vandret påvirkning er tilstrækkelig, idet q_d var sat til 0,5 kN/m².

Såfremt en væg med simpelt lodret spænd påvirket af W_{cap} betragtes fås:

$$M_{Rd,2s} = \left(\frac{1}{8}\right) \times W_{cap} \times h^2 = 1,06 \text{ kNm/m}$$

For at der skal være overensstemmelse mellem den faktiske last og de faktiske momenter reduceres den faktiske last (W_{Ed}) med faktoren $M_{Rd}/M_{Rd,2s}$, hvorved fås:

$$W_{eqv} = \left(\frac{0,783}{1,06}\right) \times 0,5 \text{ kN/m}^2 = 0,37 \text{ kN/m}^2$$

Når vægfeltet gennemregnes som et lodret belastet vægfelt, skal det således regnes påvirket af en lodret og vandret last (P og W_{eqv}) på:

$$\begin{array}{ll} P: & 30 \text{ kN/m} \\ W_{\text{eqv}}: & 0,37 \text{ kN/m}^2 \end{array}$$

Reduktionsfaktoren $\left(\frac{M_{\text{Rd}}}{M_{\text{Rd},2s}} \right)$ er angivet i EN 1996-1-1 i Anneks I, men dog kun for vægfelter uden åbninger, hvorved annekset ikke har megen relevans.

2.3 Udbøjninger

Udbøjningen af lodrette understøtninger, der afstiver hovedsagelig bøjningspåvirkede pladefelter, må ikke være så stor, at den giver anledning til vandrette revner i murværket.

Dette betyder, at stålsøjler indsat i murværk ikke må være så slappe, at murværket revner ved normal påvirkning (se afsnit 2.3.2.1)

2.3.1 EPS-søjler

Som alternativ til stålsøjler kan anvendes EPS-søjler.

En EPS-søjle består af en fleksibel, men hård isolering i hulmuren, kombineret med indlimet lodret armering. Materialerne er murværk, EPS (ekspanderet polystyren), musetrapper og Multiklæb. Et sådant forstærket murfelt har en bøjningsstyrke på 10 til 20 gange en almindelig hulmur med samme bredde.

Bredden af en søjle er typisk $\frac{1}{2}$ til 1 meter. Et sådant murfelt kan effektivt afstive op til flere meter murværk.

Princippet i en EPS-søjle er vist på efterfølgende figurer:

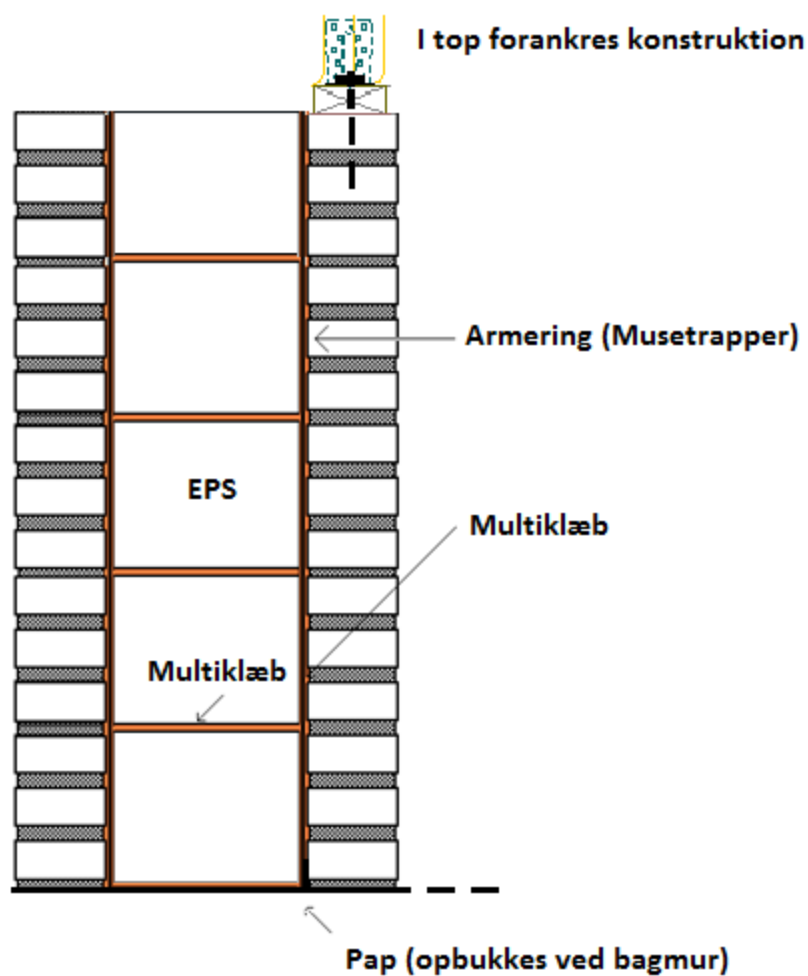


Fig. 2.3.1 EPS og armering i smalle hulmure til erstatning af stålsøjler (bindere ikke vist).
Lodret snit

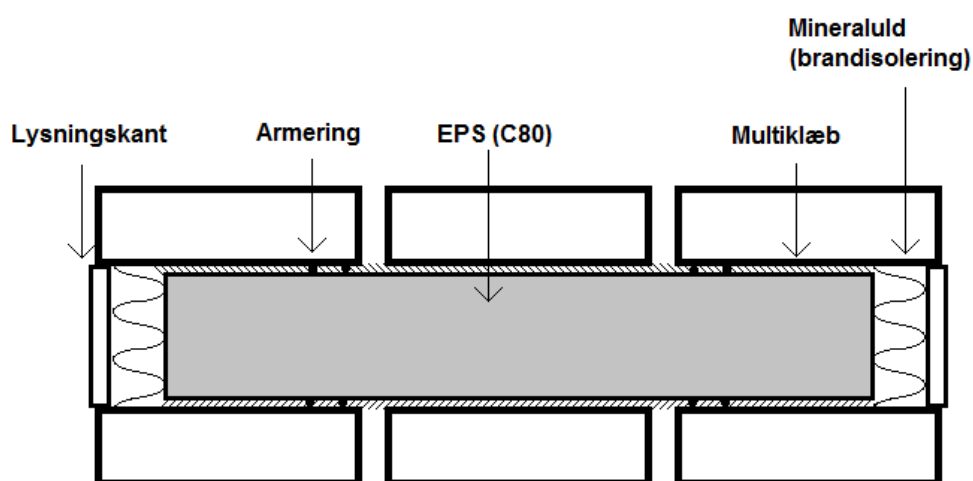


Fig. 2.3.2 EPS og armering i smalle hulmure til erstatning af stålsøjler (bindere ikke vist).
Vandret snit

Når bøjningstyrken og stivheden er forøget så meget, vil det svage led være forankringen af muren i top og bund, der for hårdt belastede vægfelter skal udføres stærkere end vanligt.

2.3.1.1 Beregningsværktøj

Til beregning af momentbæreevnen for smalle hulmure opbygget med EPS-søjler kan anvendes efterfølgende tabeller gældende for højden $h = 3,0$ m og $h = 4,0$ m. Tabellerne er udviklet ud fra modeller baseret på forsøg udført hos Teknologisk Institut, Murværk, 2011.

Forudsætninger:

Materialer mindst som anført i nedenstående tabel:

Tabel 2.3.1. Materialer til EPS-søjler

Søjledele	Materialekrav
Lodret armering ved for- og bagmur	Murtec (rustfast)
Fleksibel hård isolering i hulrummet	EPS: C80 eller S80 (ekspanderet polystyren)
Klæb til armering og isolering	Lip Multiklæb grå CE: C2E S1
Muremørtel	KC 50/50/700 eller stærkere
Sten i for- og bagmur	Trykstyrke mindst $f_b > 18$ MPa, $t = 108$ mm

Bredden af vægfelterne er i tabellerne reduceret med 2×60 mm til brandisolering (mineraluld eller lignende).

Begge vanger er forankret i top og bund. Kun $\frac{1}{2}$ -delen af tværsnittet regnes aktivt ved forankringen.

Ved bestemmelse af forskydningskapaciteten i top og bund er forudsat: $f_{vk0} = 0,25$ MPa.

Tykkelse af EPS sættes til tykkelsen af det isolerede hulrum minus 10 mm.

Der regnes med følgende højdebegrænsninger:

Den maksimale højde = 3655 mm for hovedsageligt lodret belastet murværk
= 4055 mm for hovedsageligt vandret belastet murværk

Tykkelsen af det isolerede hulrum bør ikke overstige 400 mm (svarende til en normal hulmurstykkelse på 616 mm).

Metode:

I tabel 2.3.2 og 2.3.3 er nogle værdier markeret med *. For disse (sjældne) belastninger skal forankringen i top og bund analyseres nøjere.

Dette vil normalt kræve, at forskydningsstyrken f_{vk} skal være større end 0,25 MPa, hvilket i mange tilfælde kan opnås med deklarerede styrkeparametre eller såfremt der er en permanent lodret last til gunst på væggen.

Tabel 2.3.2. Regningsmæssig vandret last ($p_{d, cap}$) i kN/m for $h = 3,0$ m

n	Netto bredde (mm)	Faktisk bredde (mm)	Tykkelse af det isolerede hulrum (mm)						
			100	132	192*	252*	312*	372*	400*
2	348	468	4,33	4,96	6,15	7,34	8,52	9,71	10,27
2	468	588	4,74	5,43	6,73	8,03	9,33	10,63	11,24
2	588	708	5,15	5,90	7,32	8,73	10,14	11,56	12,22
3	708	828	7,13	8,17	10,13	12,09	14,04	16,00	16,91
3	828	948	7,54	8,64	10,71	12,78	14,85	16,92	17,89
4	948	1068	9,52	10,91	13,52	16,14	18,75	21,36	22,58
4	1068	1188	9,93	11,38	14,11	16,83	19,56	22,29	23,56

n = Antal armeringssystemer ved for- og bagmur

Tabel 2.3.3. Regningsmæssig vandret last ($p_{d, cap}$) for $h = 4,0$ m

n	Netto bredde (mm)	Faktisk bredde (mm)	Tykkelse af det isolerede hulrum (mm)						
			100	132	192	252	312	372*	400*
2	348	468	2,43	2,79	3,46	4,13	4,79	5,46	5,77
2	468	588	2,67	3,06	3,79	4,52	5,25	5,98	6,32
2	588	708	2,90	3,32	4,12	4,91	5,71	6,50	6,87
3	708	828	4,01	4,60	5,70	6,80	7,90	9,00	9,51
3	828	948	4,24	4,86	6,03	7,19	8,35	9,52	10,06
4	948	1068	5,35	6,14	7,61	9,08	10,55	12,02	12,70
4	1068	1188	5,59	6,40	7,94	9,47	11,00	12,54	13,25

n = Antal armeringssystemer ved for- og bagmur

Der kan interpoleres mellem værdierne og tabellerne. For vægfeltet med en højde < 3,0 m regnes med værdierne fra tabellen svarende til $h = 3,0$ m.

Eksempel 1:

For en væg med højden 3,0 m er udført et vægfelt med bredden 708 mm.

På hver side er placeret et etagehøjt vinduesparti med bredderne 1,6 m og 2,0 m.

Vindlasten er $1,57 \text{ kN/m}^2$. Hulmurstykkelsen er 200 mm.

Der anvendes således EPS med en tykkelse på 190 mm.

Der er anvendt en mørtel med $f_{vk0} = 0,25 \text{ MPa}$.

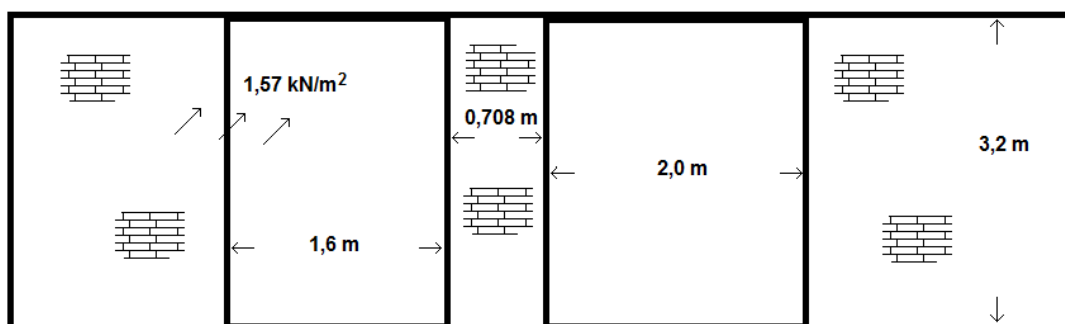


Fig. 2.3.3 Opstalt af vægfelt med etagehøje vinduer

Den samlede regningsmæssige last på vægfeltet kan konservativt sættes til:

$$p_d = (1,6/2 + 2,0/2 + 0,708) \times 1,57 = 3,94 \text{ kN/m}$$

Ved interpolation i tabel 2.3.2 ses, at bæreevnen er:

$$p_{d,cap} = 7,51 \text{ kN/m}$$

Bæreevnen er således tilstrækkelig.

Da den faktiske last ikke er markeret med * (for den aktuelle bredde/højde er grænsen 5,90 kN/m), regnes forankringskapaciteten i top og bund værende tilstrækkelig.

Ovenstående fordeling af vindlasterne er konservativ, da døre/vinduer typisk er kilet op i bund og forankret i top (når længden $\geq 1,20$ m), hvilket vil sige, at en del af vindlasten typisk vil blive overført til top og bund. (Fordelingen af vindlasten kan foretages efter de faktiske længder ift. den samlede omkreds).

2.3.2 Stålsøjle i hulmur. Understøttet i toppen

En stålsøjle i hulmuren er vist i fig. 2.1.8. Denne forudsættes simpelt understøttet i top og bund. For sædvanlige etagehøjder er stålsøjlen normalt en HE100B-HE120B.

Stålsøjler anvendes ofte ved lange vægfelte eller når der i vægfelterne forekommer store åbninger.

2.3.2.1 Beregningsmodel. Alternativ I

Stålsøjlen regnes at optage hele reaktionen, og det undersøges hvorvidt udbøjningen er acceptabel.

Anvendes den tekniske elasticitetsteori, kan et ”groft” udtryk for udbøjningen, ved hvilken væggen revner (u_{revne}), angives:

$$\begin{aligned}
 u_{\text{revne}} &= \left(\frac{1}{10}\right) \times \kappa \times h^2 \\
 &= \left(\frac{1}{10}\right) \times M \times h^2 \\
 &= \frac{\left(\frac{1}{10}\right) \times M \times h^2}{E_x \times I_2} \\
 &= \frac{\left(\frac{1}{10}\right) \times W \times f_{\text{xkl}} \times h^2}{0,5 \times E \times I_2} \\
 &= \frac{\left(\frac{1}{10}\right) \times 2 \times f_{\text{xkl}} \times h^2}{0,5 \times E \times t} \\
 &= \frac{\left(\frac{2}{5}\right) \times f_{\text{xkl}} \times h^2}{E \times t}
 \end{aligned}$$

hvor

κ er krumningen af murværket

E_x er bøjningselasticitetsmodul for murværket

I_2 er inertimomentet af den understøttede væg

I udtrykket er anvendt, iht. DS/INF 167:

$$E_x = 0,5 \times E$$

Som eksempel anvendes følgende værdier:

$$\begin{aligned}
 f_{\text{xkl}} &= 0,25 \text{ MPa} \\
 h &= 3000 \text{ mm} \\
 E &= 2000 \text{ MPa} \\
 t &= 108 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Heraf fås:

$$\begin{aligned}
 u_{\text{revne}} &= \frac{\left(\frac{2}{5}\right) \times 0,25 \times 3000^2}{2000 \times 108} \\
 &= 4,2 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Betragtes en stålsøjle (HE100B) med den tidligere bestemte last fås:

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{vand}} &= 2 \times \frac{1}{2} \times q_d \times h \\
 Q_{\text{vand}} &= 2 \times \frac{1}{2} \times 1,0 \text{ kN/m}^2 \times 3,0 \text{ m} \\
 &= 3,0 \text{ kN/m} \\
 u_{\text{stålsøjle}} &= \frac{\left(\frac{5}{384}\right) \times Q_{\text{vand}} \times h^4}{E_{\text{stålsøjle}} \times I_{\text{stålsøjle}}} \\
 &= \frac{\left(\frac{5}{384}\right) \times 3,0 \times 3000^4}{210.000 \times 4,5 \times 10^6} \\
 &= 3,3 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

hvor

$u_{\text{stålsøjle}}$ er udbøjningen af stålsøjlen
 $I_{\text{stålsøjle}}$ er inertimomentet af stålsøjlen

Det ses, at i dette eksempel er stivheden tilstrækkelig.

I beregningerne er der en del usikkerhedsmomenter, så det er næppe nødvendigt at beregne resultatet med flere betydende cifre.

Stålsøjlen er normalt delvis indspændt i fundamentet, hvilket forøger stivheden ift. den antagne simple understøtning. Dette virker til gunst for muren.

Muren skal undergå en vis flytning, før kræfterne overføres i fuld udstrækning til stålsøjlen, hvilket virker til ugunst for muren.

Fra formeludtrykket ses at:

$$\begin{aligned}
 u_{\text{stålsøjle}} &\propto h^4 \\
 u_{\text{revne}} &\propto h^2
 \end{aligned}$$

hvor \propto betyder proportional med.

Det betyder, at for $h > 3,0 \text{ m}$ vil der i praksis opstå problemer ved anvendelse af HE100B, da denne reelt er for slap og den efterfølgende viste brudform vil optræde.

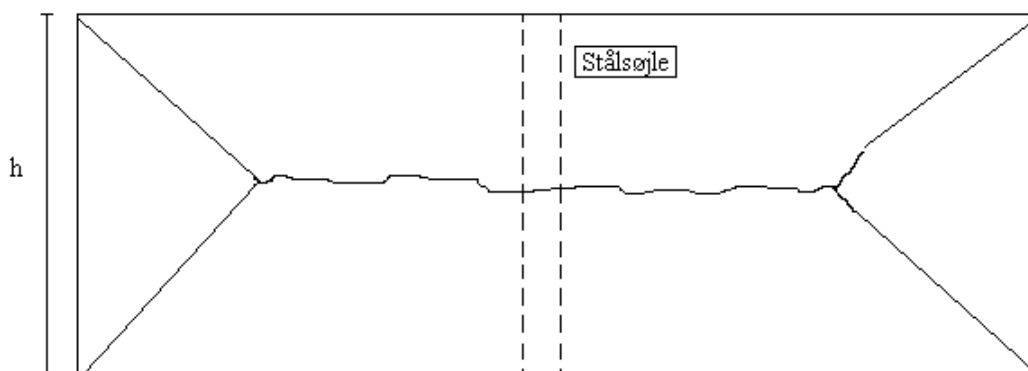


Fig. 2.3.4 Stivhed af stålsøjle er utilstrækkelig

Der kan naturligvis bevidst anvendes stålsøjler, der er for slappe. Ved beregning af denne situation, skal den ovenfor viste brudfigur anvendes. Her kan så regnes med en reaktion fra stålsøjlen, som giver et bidrag til det ydre arbejde (som er modsat bidraget fra lasten).

2.3.2.2 Beregningsmodel. Alternativ II

Kræfterne regnes fordelt mellem de 3 indgående bygningsdele (se efterfølgende figur).

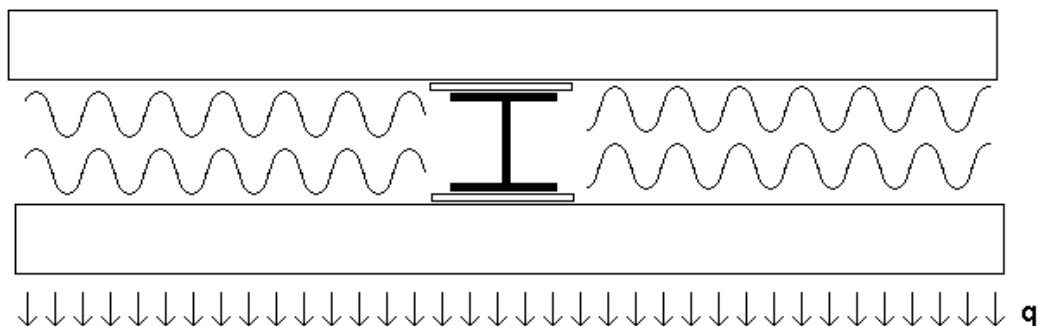


Fig. 2.3.5 Stålsøjle i hulmur (bindere ikke vist)

Bredden for den murede del, der optager lasten i kombination med stålsøjlen (b_{eff}), kan for større vægfeltes sættes til:

$$b_{\text{eff}} = \frac{h}{2}$$

hvor

h er højden

I det følgende anvendes indekserne:

f: formur
s: stålsøjle
b: bagmur

De relative stivheder (s_i) bestemmes:

$$s_f = \frac{(EI)_f}{[(EI)_f + (EI)_s + (EI)_b]}$$

$$s_s = \frac{(EI)_s}{[(EI)_f + (EI)_s + (EI)_b]}$$

$$s_b = \frac{(EI)_b}{[(EI)_f + (EI)_s + (EI)_b]}$$

og den samlede regningsmæssige vindlast (q_d) fordeles herefter:

$$q_f = s_f \times q_d$$

$$q_s = s_s \times q_d$$

$$q_b = s_b \times q_d$$

På baggrund af de fundne relative laster beregnes spændingerne (σ) i for- og bagmur og stålsøjle på sædvanlig vis, under forudsætning af, at vægfeltet er 2-sidet understøttet.

Såfremt:

$$\sigma_f \leq f_{xd1}$$

$$\sigma_b \leq f_{xd1}$$

$$\sigma_s \leq f_{yd}$$

er bæreevnen tilstrækkelig.

Såfremt:

$$f_{xd1} < \sigma_f < f_{xk1} \times \gamma_f \quad \text{og/eller}$$

$$f_{xd1} < \sigma_b < f_{xk1} \times \gamma_f$$

hvor γ_f er partialkoefficienten på vindlasten konkluderes, at bæreevnen ikke kan baseres på for- og/eller bagmuren, idet spændingerne er større end de regningsmæssigt tilladelige. Endvidere konkluderes, at da spændingerne er mindre end de karakteristiske bøjningstrækstyrker multipliceret med γ_f , fremkommer der ikke revner i anvendelsesgrænsetilstanden.

Stålsøjlen dimensioneres i dette tilfælde for egen relative last og lasten fra den/de vægdele, der ikke har tilstrækkelig bæreevne. Er det begge vægfelte, der ikke har tilstrækkelig bæreevne, bliver:

$$q_s = 1,0 \times q_d$$

Såfremt:

$$\begin{array}{l} f_{\text{xk1}} \times \gamma_f < \sigma_f \text{ og/eller} \\ f_{\text{xk1}} \times \gamma_f < \sigma_b \end{array}$$

er der risiko for revner i for- og/eller bagmur i anvendelsesgrænsetilstanden.

2.3.3 Rammer i hulmur. Loft til kip. Ikke understøttet i top

Murede vægfelt kan være understøttet af konstruktioner, der er bevægelige i toppen.

Dette er fx tilfældet med halbyggeri, hvor relativt eftergivelige stålrammer understøtter den murede facade samt tagkonstruktioner med loft til kip uden kipbjælke.

2.3.3.1 Loft til kip uden kipbjælke

Løsningen for denne konstruktionstype kan udformes på forskellig måde. Med stålrammer (som beskrevet i næste afsnit), stålsøjler eller lignende. Fælles for alle løsninger er en kraftig bevægelse i toppen af muren. For at undgå tvangsspændinger som følge af differensbevægelser omkring gavlen er en oplagt løsning at lave dilataionsfuge mellem gavl og facade, både i for- og bagmur.

2.3.3.2 Stålrammer

Bevægelserne er sjældent noget problem mellem stålrammerne, idet de normalt er lige eftergivelige, hvorved murværket blot står og vipper på soklen. Se efterfølgende figur.

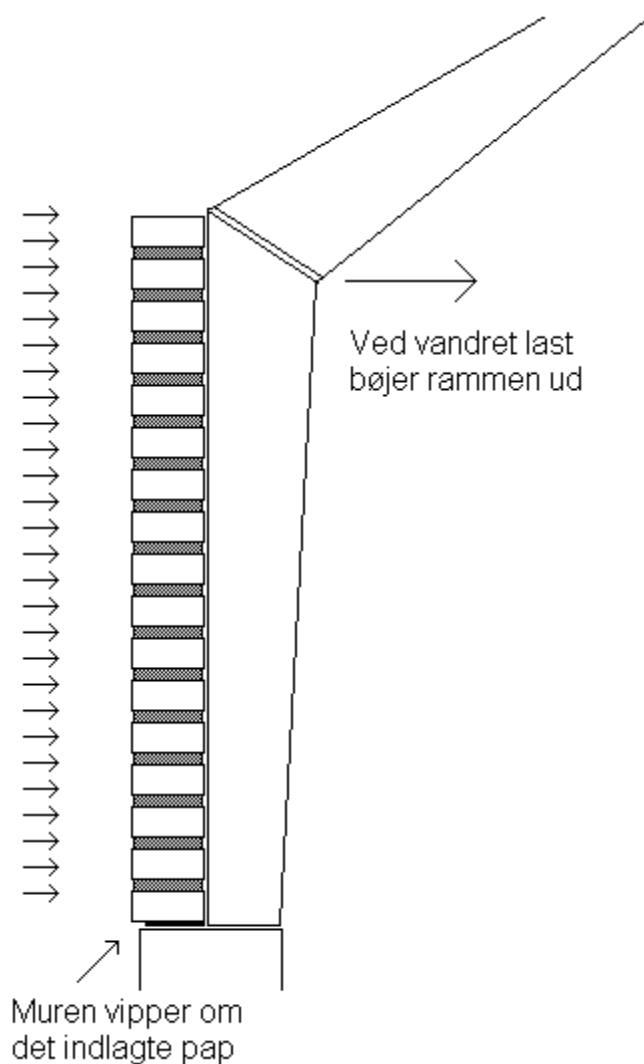


Fig. 2.3.6 Murværk understøttet af bevægelige stålrammer (murens forankring til stålrammen er ikke vist)

Problemet opstår eventuelt ved gavlen, såfremt der ikke er indlagt dilatationsfuge her. Gavlen udgør en relativt stiv understøtning, som medfører, at der kommer differensbevægelser i det vandrette plan mellem de 2 typer lodrette understøtninger (stiv gavl og slap ramme).

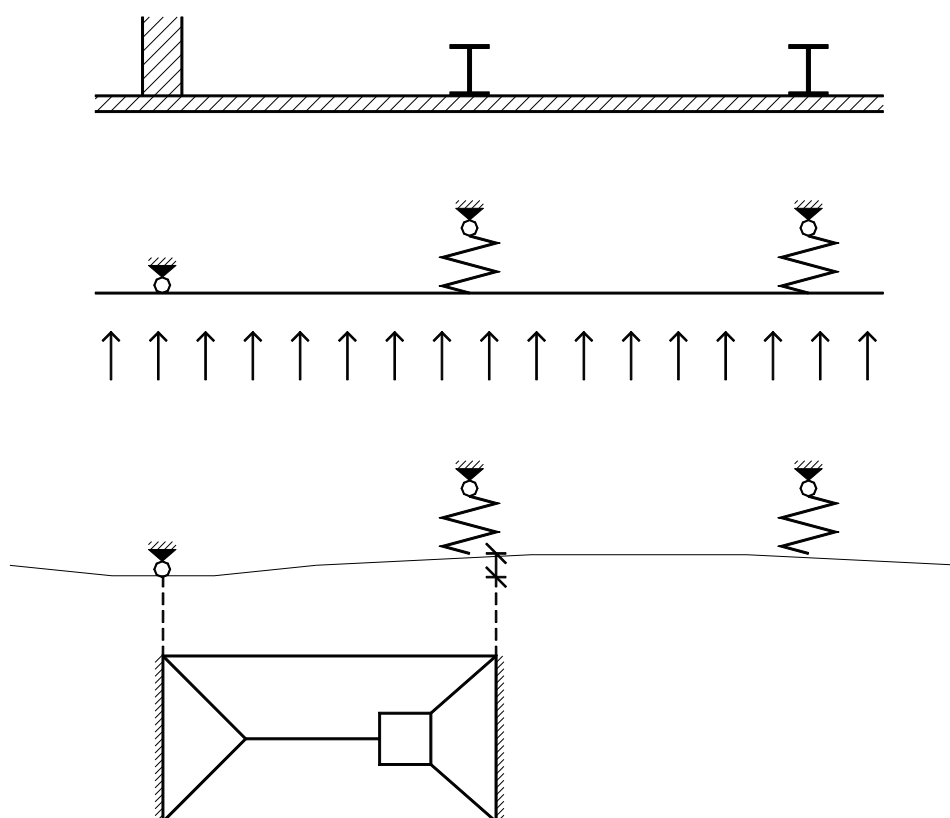


Fig. 2.3.7 Ueftergivelig lodret understøtning i kombination med eftergivelige.

I det følgende udvikles en enkel formel til undersøgelse af forholdene for vægfeltet mellem gavlen og den første eftergivelige understøtning mht. optagelse af understøtningernes differensbevægelser.

Den øverste vandrette strimmel af vægfeltet betragtes som en bjælke indspændt i begge ender.

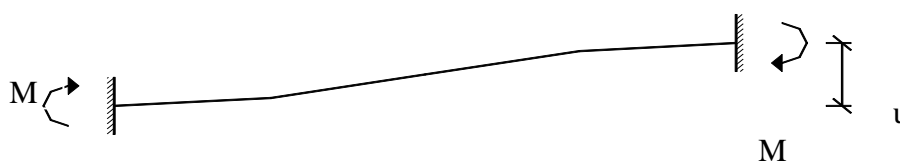


Fig. 2.3.8 Strimmel af vægfelt. Vandret snit

Dette giver et maksimalt moment (M_{Ed}) på:

$$M_{Ed} = \frac{u \times 6 \times E_x \times I}{l^2}$$

Dette skal sammenholdes med det indre moment (M_{Rd}) som er:

$$M_{Rd} = \frac{1}{6} \times b \times t^2 \times f_{yk2}$$

hvor

b er bredden af den betragtede strimmel
u er udbøjningen i toppen af stålsøjlen eller rammen
l er længden af vægfeltet

og

$$I = \frac{1}{12} \times b \times t^3$$

Heraf fås:

$$\begin{aligned} M_{Rd} &> M_{Ed} \\ \frac{1}{6} \times b \times t^2 \times f_{yk2} &> \frac{u \times 6 \times E_x \times \left(\frac{1}{12}\right) \times b \times t^3}{l^2} \\ u &< \frac{f_{yk2} \times l^2}{(3 \times E_x \times t)} \end{aligned}$$

Formlen er på den sikre side, idet der ved understøtningerne normalt ikke er fuld indspænding.

Et eksempel:

Udbøjningen af en stålramme er på baggrund af de karakteristiske laster bestemt til 5 mm.

Afstanden mellem gavl og første stålramme er:

$$\begin{aligned} l &= 3 \text{ m} \\ f_{yk2} &= 0,5 \text{ MPa} \\ E_x &= 2400 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Heraf fås:

$$5 \text{ mm} < \frac{0,5 \times 3000^2}{(3 \times 2400 \times 108)}$$

$$5 \text{ mm} < 5,8 \text{ mm} \quad \text{ok!}$$

Såfremt uligheden ikke var opfyldt, ville det have været nødvendigt at gøre længden af vægfeltet større.

Såfremt uligheden ikke kan løses (da "l" bliver for stor), indlægges lodret dilatationsfuge mellem gavlen og facade, og der etableres en ramme ved gavlen.

2.3.4 Stålsøjler i læmure. Ikke understøttet i toppen

For læmure anlægges en tilsvarende betragtning som angivet i afsnit 2.3.2.1, hvor det analyseres, om deformationerne har en størrelse, der medfører, at murværket revner.

Revner opstår principielt ved en given krumning af murværket. Denne beregnes som:

$$\begin{aligned}
 K_{\text{murværk, revne}} &= \frac{M}{E_x \times I_2} \\
 &= \frac{W \times f_{xkl}}{0,5 \times E \times I_2} \\
 &= \frac{2 \times f_{xkl}}{0,5 \times E \times t} \\
 &= \frac{2}{11.500 \times t} \\
 &= 1,61 \times 10^{-6} \times \text{mm}^{-1}
 \end{aligned}$$

Her er anvendt følgende udtryk angivet i DS/INF 167 for Murværk:

$E_x / f_{xkl} = 11.500$. Endvidere er t sat til 108 mm.

Forholdene ved en læmur er illustreret på efterfølgende figur.

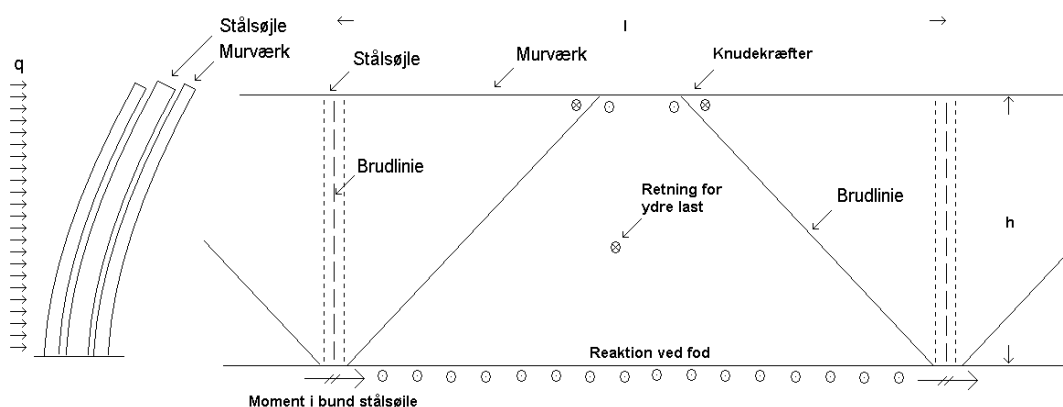


Fig. 2.3.9 Principielle, statiske forhold omkring en læmur understøttet af stålsøjler

Det forudsættes at:

- Stålsøjlen og murværket har identisk udbøjningsfigur i området omkring stålsøjlen. Dette vil normalt være tilfældet, når konstruktionen er udført med trykfast isolering og bindere.
- Murværket er simpelt understøttet ved den vandrette understøtningslinje i bund.
- Afstanden mellem stålsøjlerne er konstant. Afstanden er benævnt "l" på figuren.

Krumningen af stålsøjlen bestemmes på tilsvarende vis til:

$$\begin{aligned} \kappa_{\text{stålsøjle}} &= \frac{M}{E_{\text{stålsøjle}} \times I} \\ &= \frac{\frac{1}{2} \times q_d \times l \times h^2}{E_{\text{stålsøjle}} \times I} \end{aligned}$$

$$\text{Sættes } \kappa_{\text{stålsøjle}} = \kappa_{\text{murværk, revne}}$$

ses, at for en given værdi af q_d (typisk vindlasten) og I (inertimomentet af stålsøjlen) kan en maksimal værdi af $l \times h^2$ bestemmes, hvor der således ikke opstår revner i murværket.

I nedenstående tabeller er samhörørende værdier for forskellige stålsøjler, vindlast og $l \times h^2$ bestemt. $E_{\text{stålsøjle}}$ sættes til 200.000 MPa.

Tabel 2.3.4. Maksimal værdi af $l \times h^2$ for læmure (2×108 mm) som funktion af vindlast og stålprofil

HE-B profil	Inertimoment ($\times 10^6 \text{ mm}^4$)	$l \times h^2 \text{ (m}^3\text{)}$	
		$q_d = 1,0 \text{ kN/m}^3$	$q_d = 2,0 \text{ kN/m}^3$
100	4,5	2,9	1,4
120	8,64	5,6	2,8
140	15,1	9,7	4,9
160	24,9	16,0	8,0
180	38,3	24,7	12,3
200	57	36,7	18,4
220	80,9	52,1	26,0
260	149,2	96,1	48,0
300	251,7	162,1	81,0

Der kan interpoleres mellem værdierne.

Eksempel. Stålsøjler for en havemur med $l = 4,0 \text{ m}$ og $h = 2,0 \text{ m}$ ønskes bestemt. Den regningsmæssige vindlast er bestemt til: $1,0 \text{ kN/m}^2$. Det forudsættes, at murværket mellem søjlerne har tilstrækkelig bæreevne. Det fås: $l \times h^2 = 16 \text{ m}^3$. Det ses, at stålsøjlerne skal udføres som HE160B.

Principielt skal spændingerne i stålprofilerne også undersøges. Disse er normalt lave, da stivhedskravet for murværk som regel er dimensionsgivende. For tilfældene i tabellen er spændingerne: 16-48 MPa.

2.4 Geometri. Angivelse af længder og højder

2.4.1 Længde

Et vægfeltets længde (l) kan bestemmes efter følgende sædvanlige anvendte udtryk:

$$l = l_{\text{lysn}} + l_{\text{vederlag}}$$

hvor

l_{lysn} er den fri afstand i vægfeltet

l_{vederlag} er længden af vederlagsfladerne

Forholdet er illustreret efterfølgende:

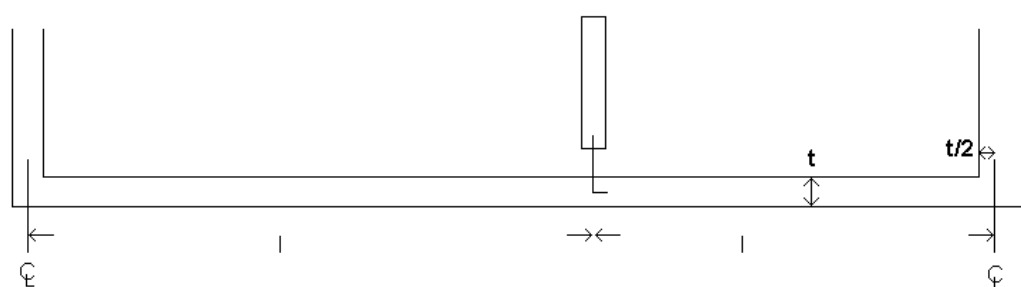


Fig. 2.4.1 Bestemmelse af effektiv længde

Dvs. fungerer en tværgående 108 mm bred væg som understøtning, skal (l) regnes fra centerlinjen af denne væg (54 mm fra lysningskant).

Er tværvæggen bredere end væggen den regnes at understøtte, fx hhv. 168 mm og 108 mm, regnes længden dog kun som svarende til den smalleste vægs centerlinje. (Dvs. 54 mm).

2.4.2 Geometrisk højde

Højden indgår som parameter ved beregning af vægfeltet som et lodret belastet vægfelt og forholdene herfor betragtes.

Højden (h) sættes normalt lig afstanden mellem dæk underkant og sokkel overkant, som illustreret efterfølgende.

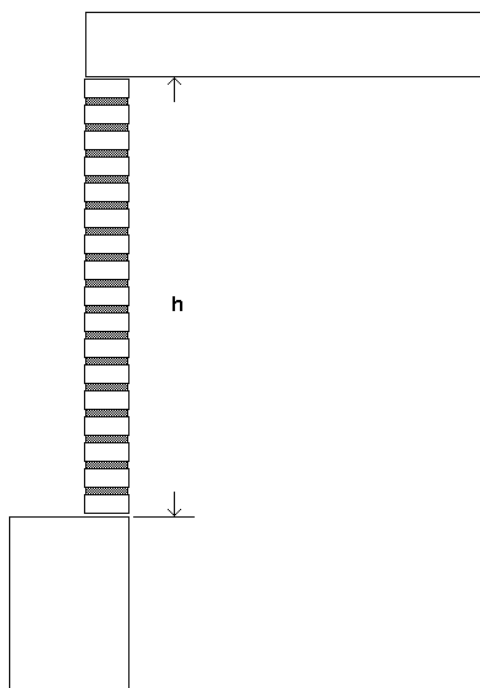


Fig. 2.4.2 Bestemmelse af effektiv højde

Såfremt formuren er understøttet af en binderrække ved etageadskillelsen, regnes den effektive højde hertil.

Forhold omkring reduktion af søjlelængden (dvs. ρ_3 og ρ_4) er behandlet i afsnit 3.1.

3. Beregning af et lodret belastet vægfelt

3.1 Reduktion af søjlelængden pga. lodrette understøtninger

Søjlelængden kan normalt reduceres, når vægfeltet har lodrette understøtninger. Det kan forekomme lidt forvirrende, at de lodrette understøtninger både kan reducere de vandrette laster (fra q til $q_{\text{ækv}}$ (se afsnit 2.2)) og samtidig reducere søjlelængden.

De 2 forhold har dog ikke meget med hinanden at gøre. Reduktionen af den vandrette vindlast (til $q_{\text{ækv}}$) skyldes, at en del af de vandrette laster overføres til de lodrette understøtninger, mens reduktionen i søjlehøjden skyldes, at de lodrette understøtninger, fx i form af tværvægge, giver en forøget stivhed af vægfeltet, som reducerer søjlevirkningen i vægfeltet. Denne reduktion foretages, iht. EN 1996-1-1, afsnit 5.5.1.2 (5.6-5.9), formelt ved at reducere søjlelængden efter følgende udtryk:

$$\begin{aligned} \rho_{4s} &= \frac{1}{1 + \left(\frac{h}{l}\right)^2} && \text{for } 1,15 \times l \geq h \\ &= \frac{1}{2h} && \text{for } 1,15 \times l < h \\ \\ \rho_3 &= \frac{h}{1 + \left(\frac{h}{3l}\right)^2} && \text{for } l \geq \frac{h}{3,5} \\ &= \frac{3l}{2h} \geq 0,3 && \text{for } l < \frac{h}{3,5} \end{aligned}$$

hvor

ρ_4 er reduktionsfaktoren for det 4-sidet understøttede vægfelt
 ρ_3 er reduktionsfaktoren for det 3-sidet understøttede vægfelt
 h er højden af det betragtede vægfelt
 l er vægfeltets længde

Reduktionsfaktoren multipliceres på højden h og giver den effektive søjlelængde (h_{ef}).

I formelsættet i EN 1996-1-1 er der tillige en faktor ρ_2 angivet, hvor ρ_2 er en mulig reduktion af søjlelængden baseret på et højst empirisk grundlag (se evt. formel (5.3)). Det vælges her konservativt at sætte $\rho_2 = 1,0$ konsekvent. Forholdene omkring formel (5.3) er beskrevet i afsnit 3.2.

Reduktionen beskrevet i EN 1996-1-1 i formelsæt (5.6-5.9) forudsætter dog, at stivheden af de lodrette understøtninger har en vis størrelse. 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).

Reglen kan i nogle tilfælde ikke anvendes i praktisk byggeri. Betragtes for eksempel et L-hjørne med dimensionerne $0,5 \times 0,5$ m i 3 m højde, vil disse vægge ikke være afstivende for hinanden, da $h/5 = 0,6$ m. Dette er naturligvis for konservativt, og ønskes søjlevirkningen for den enkelte delvæg bestemt (som i realiteten er en foldningsproblematik) kan reglerne i de tidligere danske normer anvendes: Her krævedes, at inertimomentet af den understøttende væg er en faktor 3 større end de vægdele den understøtter (herudover skal hele L-væggen naturligvis gennemregnes som søjle, fx vha. værktøjet "Komplekse tværsnit").

Bemærk også, at 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 her 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 er derfor gjort muligt at se bort fra reglen via DS/INF 167 afsnit 5.5.1.2 (7).

3.1.1 Lodret belastede vægfelter understøttet med stålsøjle. Alternativ beregningsmodel

Normalt beregnes afstivende stålsøjler blot ud fra formlerne for afstivende vægge, hvor søjlen ækvivaleres til en væg under hensyntagen til stivheden. Dvs. stålsøjleens ækvivalente dimensioner (t , l) skal opfylde betingelsen:

$$(1/12) \times t \times l^3 = I_{\text{stålsøjle}} \times (E_{\text{stålsøjle}}/E_{\text{murværk}})$$

En alternativ beregningsmodel er beskrevet i det følgende:

Der regnes alene med lodret belastning på den ene vange.

Beregningsmodellen er kun gældende for smalle vægge, som her defineres som vægfelter med en bredde (b) på maksimalt:

$$\begin{aligned} b &= 2 \times 8 \times t \\ &= 16 \times t \end{aligned}$$

hvor

t er tykkelsen på vægfeltet.

Følgende konstruktion betragtes:

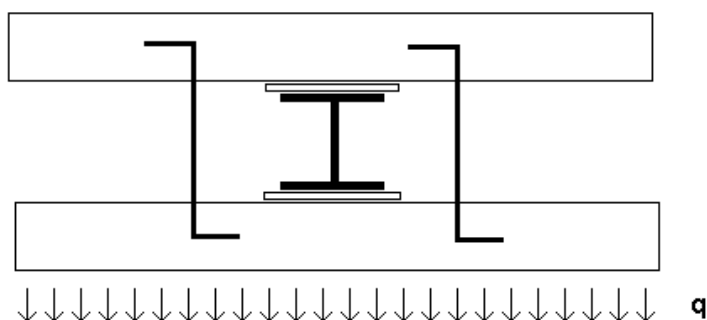


Fig. 3.1.2 Stålsøjle i hulmur

Efterfølgende viste brudforløb antages.

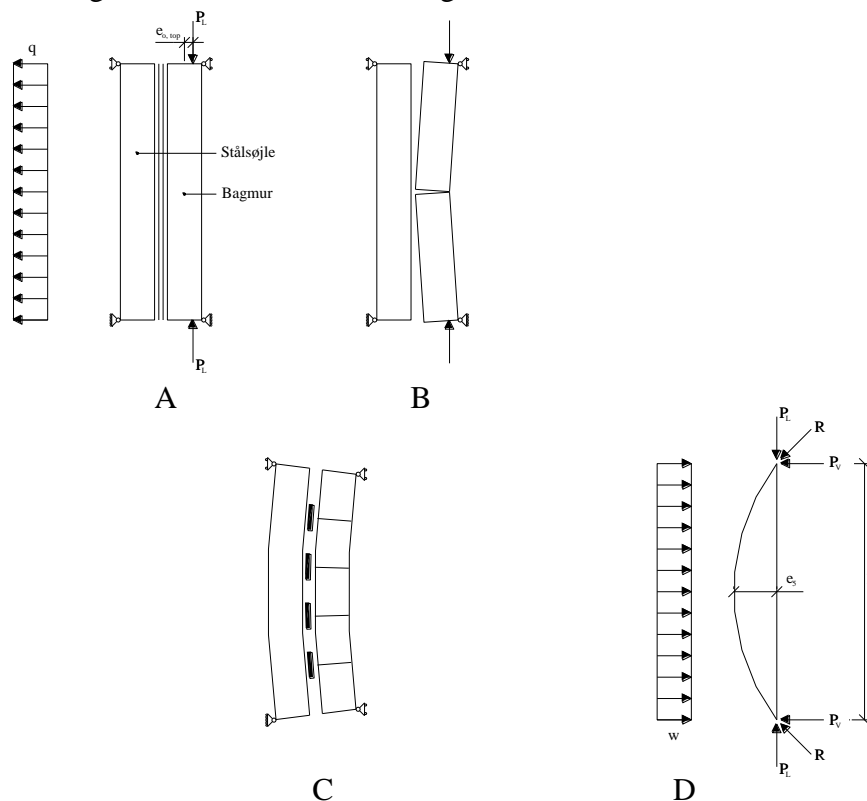


Fig. 3.1.3 Brudforløb for lodret belastet vægfelt understøttet med stålsøjle

3.1.1.1 Uddybning af brudforløb

Fig. A. Væggen regnes påvirket af en excentrisk virkende lodret last P_L .

Fig. B. Er bagvæggen i sig selv instabil over for den lodrette last, vil den blive fastholdt midt på stålsøjlen.

Fig. C. Er vægdelene stadig instabile over for den lodrette last, vil de være fastholdte i en række punkter i højden.

Fig. D. Antages, at væggen er fastholdt løbende i hele væghøjden, fås den viste kraftfordeling.

w er den jævnt fordelte reaktion mellem væggen og stålsøjlen, der sikrer, at vægfeltet er stabilt. Denne udveksling foregår i praksis gennem den trykfaste isolering og eventuelt de nærliggende binderkolonner.

Ved understøtningerne optræder der tillige en vandret reaktion (benævnt P_v i fig. 3.1.3), der sikrer, at den resulterende påvirkning (R) forløber tangentielt til det udbøjede vægfelt.

Væggens samlede excentricitet (e_t) består af en række delbidrag:

e_s er excentriciteten stammende fra den betragtede vægkonstruktions mulige afvigelse fra den plane form. Dvs. planhedsafvigelsen.

$e_{0,top}$ er den resulterende excentricitet for lasten øverst på væggen.

e_s er udbøjningen af stålsøjlen på baggrund af lasterne w og q .

$e_{0,top}$ klinger af ned gennem konstruktionen, og i bunden optræder der typisk en excentricitet som er til gunst for konstruktionen. Som en konservativ betragtning regnes $e_{0,top}$ dog til samme værdi i hele højden.

3.1.1.2 Beregning

w bestemmes på sædvanlig vis:

$$\left(\frac{1}{8}\right) \times w \times h^2 = P_L \times e_t$$

$$w = \frac{8 \times P_L \times e_t}{h^2}$$

Fremgangsmåden illustreres med et eksempel.

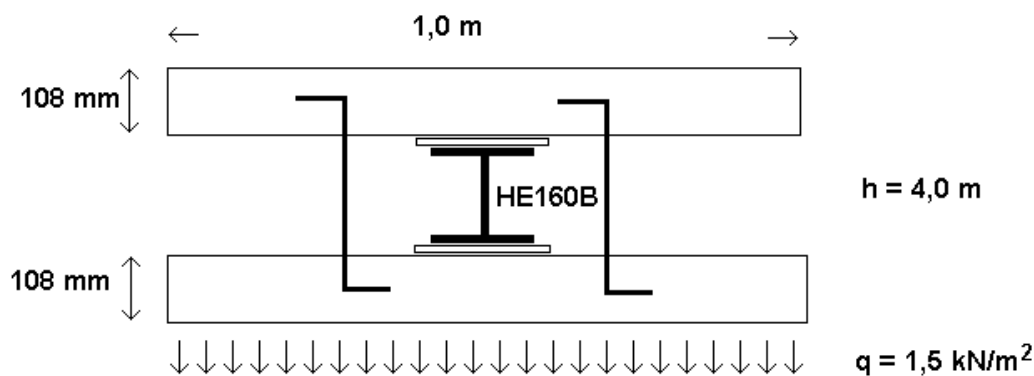


Fig. 3.1.4 408 mm hulmur påvirket af lodret last på bagvæggen

Givne parametre:

P_L	= 80 kN/m
b	= 1,0 m
e_s	= 10 mm
$e_{0,top}$	= 15 mm (virkende i begge retninger)

Indledningsvis skønnes

$$e_s = 5 \text{ mm}$$

hvorved fås:

$$e_t = 5 + 10 + 15 \\ = 30 \text{ mm}$$

og derved:

$$w = \frac{8 \times P_L \times e_t}{h^2} \\ = \frac{8 \times 80 \times 30}{4000^2} \\ = 0,0012 \text{ N/mm}^2 \\ = 1,2 \text{ kN/m}^2$$

Dvs. den samlede vandrette last på stålsøjlen bliver:

$$w + q = 1,2 + 1,5 \\ = 2,7 \text{ kN/m}^2$$

De 2 binderkolonner skal optage denne last. Såfremt der er bindere pr. 3. skifte skal kapaciteten af den enkelte binder (B_{vand}) være:

$$B_{\text{vand}} = 2,7 \text{ kN/m}^2 \times \frac{1,0 \text{ m}}{(5 \times 2)} \\ = 0,27 \text{ kN} \\ = 270 \text{ N}$$

Beregning af bindere er beskrevet i afsnit 8. Den nødvendige kapacitet vil normalt være til stede ved anvendelse af Ø4 bindere.

Udbøjningen af den aktuelle stålsøjle bestemmes på sædvanlig vis:

$$e_s = \left(\frac{5}{384} \right) \times (w + q) \times b \times \frac{h^4}{(EI)_{\text{stålsøjle}}} \\ = \left(\frac{5}{384} \right) \times 2,7 \times 1,0 \times \frac{4000^4}{(2 \times 10^5 \times 24,9 \times 10^6)} \\ = 1,8 \text{ mm}$$

Det ses, at e_s er mindre end den skønnede værdi, hvoraf konkluderes, at beregningen er konservativ.

Spændingen i stålsøjlen (σ_s) bestemmes:

$$\begin{aligned}\sigma_s &= \left(\frac{1}{8}\right) \times (w + q) \times b \times \frac{h^2}{W_{\text{stålsøjle}}} \\ &= \left(\frac{1}{8}\right) \times 2,7 \times 1,0 \times \frac{4000^2}{311 \times 10^3} \\ &= 17 \text{ MPa} \\ &< f_{yd}\end{aligned}$$

Her er

$W_{\text{stålsøjle}}$ modstandsmomentet af stålsøjlen.

Da der ikke er søjlevirkning i vægfeltet, skal alene undersøges, hvorvidt trykspændingen i vægfeltet (σ_b) er mindre end den regningsmæssige tilladelige trykspænding.

Dvs.

$$\begin{aligned}\sigma_b &= \frac{80 \times 1,0}{(108 - 2 \times 15)} \\ &= 1,02 \text{ MPa} \\ &< f_d\end{aligned}$$

3.2 Excentriciteten

Excentriciteten er den resulterende excentricitet af lasten på toppen af væggen eller af reaktionen i bunden. Bestemmelse af denne værdi kan foretages på 2 måder:

- Som en fast værdi, der indgår i beregningerne. Denne metode er beskrevet i DS/INF 167, annek C, og anvendes i Ritter-metoden, som er implementeret i beregningsprogrammet "EC6design.com".
- Som et interval hvor trykbuen skal placeres. Det vil sige det geometriske interval, hvor reaktionen i top og bund kan afleveres. Denne metode anvendes i beregningsprogrammet "EC6design.com", Lodret belastede vægge.

I DS/INF 167, annek C, er excentriciteten i top og bund benævnt $e_{0,\text{top}}$ og $e_{0,\text{bund}}$. $e_{0,\text{bund}}$ er omtalt i afsnit 2.1.1.1.

DS/INF 167, annek C's første afsnit angiver at:

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

Det vil sige, at hele det efterfølgende afsnit i DS/INF 167, annek C, kun er gældende for slappe dæk, hvilket er væsentligt at erindre. Emnet er uddybet i det følgende.

$e_{0,\text{top}}$ beregnes i DS/INF 167 ud fra en trekantformet spændingsfordeling i vederlagsfladen til ugunst.

De forskellige forhold for slappe og stive dæk illustreres med et eksempel:

På en muret væg er et gennemgående stift betondæk placeret. Under projekteringen skal den rådgivende ingeniør afgøre, hvorvidt en vederlagsplade i form af et lag PF2000 pap skal lægges i fuld bredde eller i smal bredde. Se efterfølgende figur for illustration.

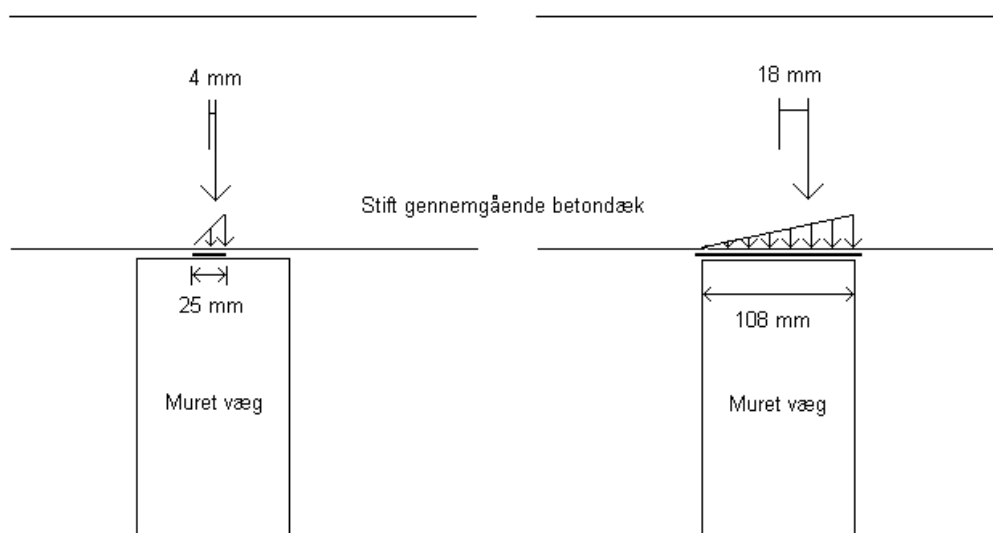


Fig. 3.2.1 Stift betondæk på muret væg med forskellig bredde vederlagsplade

Anvendes DS/INF 167's regel om en trekantformet spændingsfordeling til ugunst ses, at der opnås mindst excentricitet og dermed størst bæreevne ved anvendelse af et vederlag med smal bredde (her angivet som 25 mm bredde). I realiteten bliver bæreevnen for denne konstruktion størst, når der anvendes et vederlag i fuld bredde, idet der bliver en vis indspænding i toppen pga. det stive dæk. Situationen er illustreret på efterfølgende figur. Forholdene ses at være identisk ved fundamentet som illustreret på fig. 2.1.2.

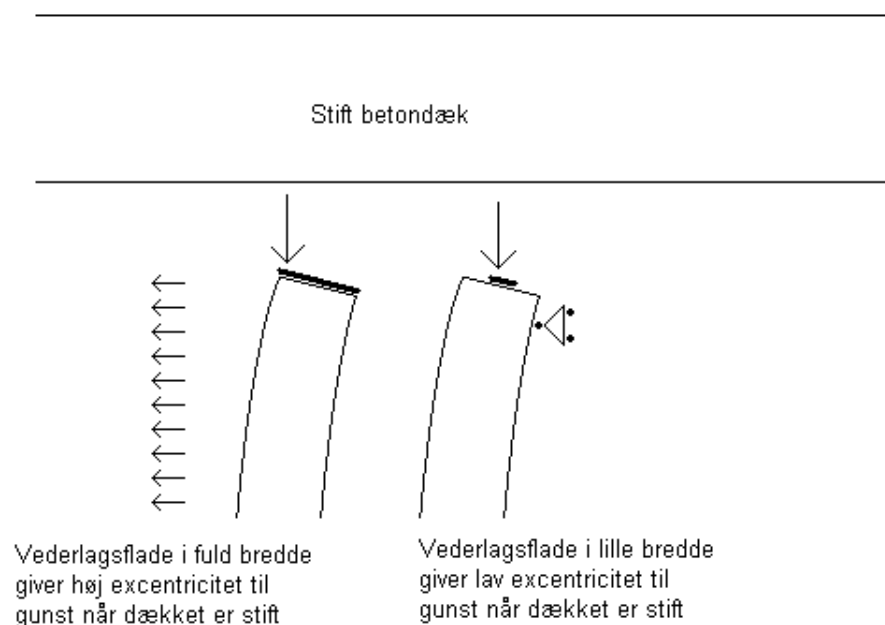


Fig. 3.2.2 Excentricitet for murede vægge med forskellige bredde af vederlag påvirket af stift betondæk

Det ses her, at ved ukritisk anvendelse af DS/INF 167 kan en højere regningsmæssig bæreevne opnås ved at gøre den reelle bæreevne mindre. Dette forhold må siges at være ret uheldigt.

Forsøg viser, at en konstruktion, som påvirker den murede væg, ”uendelig stiv”, hvilket svarer til, at rotationen af dækket i brudsituationen er 0, kan der konservativt regnes med en excentricitet til gunst $> t/3$, såfremt vederlagsfladen er i fuld bredde. (I virkeligheden nærmer excentriciteten sig $t/2$, idet reaktionen afleveres helt ude på kanten af konstruktionen).

Dvs. for en 108 mm muret væg vil en beregning efter DS/INF 167 med en gennemgående betonplade give en excentricitet på 18 mm til gunst, mens den reelle værdi mindst er 36 mm til gunst.

Den til gunst virkende værdi på $t/3$ anvendes fx ved beregning af efterspændt murværk, hvor topbeslaget fungerer som en uendelig stiv plade.

Problemstillingen er relativt kompliceret, idet forholdene er de stik modsatte for et slapt dæk, hvor en lille vederlagsflade sikrer, at excentriciteten til ugunst ikke bliver alt for stor. Se efterfølgende figur.

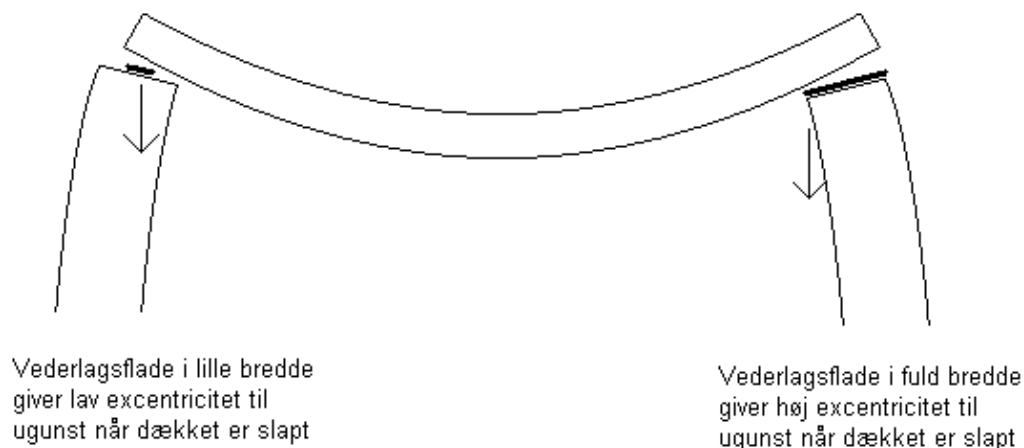


Fig. 3.2.3 Excentricitetsforhold for et slapt dæk

For at sikre at vederlagsfladerne projekteres og indlægges med en bredde, der både er optimal i beregningerne og i det praktiske byggeri, udvides formelsættet således, at det tager hensyn til stivheden af dækkene. I det følgende er opstillet et formeludtryk, der angiver excentriciteten som funktion af dækkets stivhed og vægges geometri.

Det helt afgørende for om excentriciteten virker til gunst eller ugunst i brudøjeblikket er, om vinkeldrejningen af vederlagsfladen ved dækket (α_D) er større eller mindre end vinkeldrejningen af vederlagsfladen ved toppen af væggen (α_V). Se efterfølgende figur.

Dvs.

$$\begin{array}{lll} \alpha_D & = \alpha_V & \rightarrow e_0 = 0 \\ \alpha_D & > \alpha_V & \rightarrow e_0 > 0 \text{ (ugunst regnes her positiv)} \\ \alpha_D & < \alpha_V & \rightarrow e_0 < 0 \text{ (gunst regnes her negativ)} \end{array}$$

(Ugunst og positiv er værdiladet forskelligt, men anvendes her for at holde en konsistent linje til programmet "EC6design.com", modulet lodret belastet vægge (Ritter)).

Formelsættet skal naturligvis udformes konservativt mht. bestemmelse af α_V og α_D .

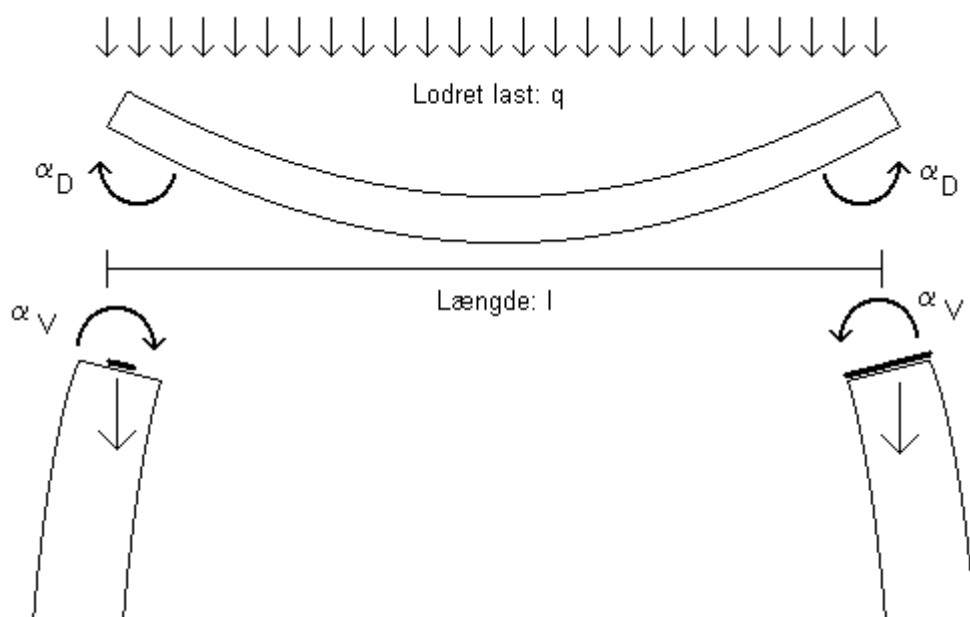


Fig. 3.2.4 Rotation af dæk og væg i vederlagsflade i brudøjeblikket

α_D beregnes enkelt ud fra den tekniske elasticitetsteori. For et simpelt understøttet dæk fås:

$$\alpha_D = \left(\frac{1}{24} \right) \times \frac{q \times l^3}{E_{dæk} I_{dæk}}$$

Her regnes "l" lig afstanden mellem understøtningernes centerflader. En eventuel variation herfra regnes neglignel.

Endvidere er

$E_{dæk}$ dækkets elasticitetsmodul
 $I_{dæk}$ dækkets inertimoment

Det skal her understreges, at beregningen skal foretages i brudsituationen for væggen. Heraf følger, at q er den regningsmæssige last og $E_{dæk} I_{dæk}$ evt. skal bestemmes i den revnede situation. Der vil således være stor forskel på slapt armerede og forspændte dæk, idet forspændte dæk ofte er urevnede umiddelbart indtil brud.

α_V beregnes ud fra brudsituationen, som illustreret i efterfølgende figur.

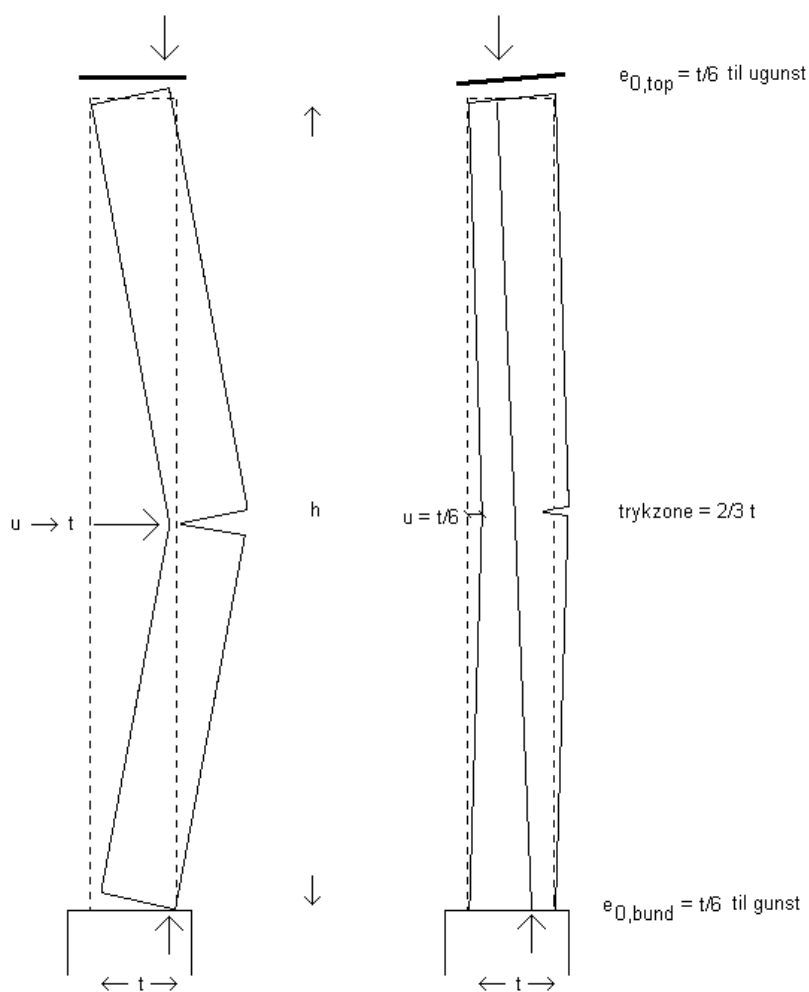


Fig. 3.2.5 Vinkeldrejning af vederlagsfladen i brudøjeblikket

Vægfelterne regnes at bryde som illustreret. Dvs. som 2 stive enheder og med en revne i midten af vægfeltet.

Ved forsøg med stive vederlagsplader observeres en udbøjning $u \rightarrow t$, hvor bæreevnen stadig er intakt og hvor en reversibel proces er mulig. Dette svarer til at

$$\alpha_v = \frac{t}{\left(\frac{h}{2}\right)} = \frac{2t}{h}$$

Denne værdi er dog for optimistisk at anvende i praktisk byggeri.

Betragtes konservativt situationen vist til højre på figuren fås:

$$\alpha_v = \frac{t/6}{h/2}$$

α_v	$= \frac{t}{3h}$
------------	------------------

Parametrene er konservative idet:

- $e_{0,\text{bund}}$ er valgt til $t/6$ til gunst, svarende til en trekantformig fordeling af spændingerne i bunden til gunst.
- $e_{0,\text{top}}$ er valgt til $t/6$ til ugunst, som er den vejledende værdi i DS/INF 167. Denne vil sædvanligvis være mere gunstig jf. diskussion i dette notat.
- Trykzonebredden er valgt til $2/3 t$, hvilket er mest ugunstig.

Indsættes typiske værdier:

$$t = 108 \text{ mm}$$

$$h = 3000 \text{ mm}$$

fås:

$$\alpha_v = 0,012$$

α_v skulle bestemmes som $\arctan(t/3 \times h)$, men for små størrelser er værdierne stort set identiske, så denne øvelse undlades.

Dvs. for normalt forekommende vægge ($t=108$ mm, højde op til 3600 mm) kan regnes:

$$\alpha_v = 0,01$$

Nedenstående er angivet et forslag til bestemmelse af topexcentriciteten e_0 , der kan betragtes som en udvidelse af udtrykkene i DS/INF 167.

Slappe dæk ($\alpha_d \geq \alpha_v$):

Ved en Ritter beregning anvendes DS/INF 167's værdi:

$$e_0 = t/6 \text{ til } \mathbf{ugunst}$$

Stive dæk: ($\alpha_d < \alpha_v$):

Ved en Ritter beregning anvendes:

For $\alpha_d \ll \alpha_v$ ved en mellemunderstøtning (se ex. Fig. 3.2.1):

Her antages: $e_0 = t/6$ til **gunst**

For $\alpha_d < 1/2 \alpha_v$ ved en sideunderstøtning (se ex. Fig. 3.2.4):

Her antages: $e_0 = 0$

For $1/2 \alpha_v < \alpha_d < \alpha_v$ ved en sideunderstøtning (se ex. Fig. 3.2.4):

Her antages, at der interpoleres mellem $e_0 = 0$ og $e_0 = t/6$ til **ugunst**.

For andre situationer end de ovenstående beskrevne må forholdene vurderes.

I programmet "EC6design.com" anvendes en alternativ indgangsvinkel, idet der her antages et excentricitetsinterval i top og bund af konstruktionen, hvor reaktionerne kan afleveres. Såfremt der er tale om et stift dæk, anvendes den fulde geometriske vederlagsflade. Såfremt der er tale om slapt dæk, anvendes kun den halve geometriske vederlagsflade. Her skal det således "kun" afklares, hvorvidt dækket er stift eller slapt (eventuelt via metoden beskrevet på foregående side).

Et eksempel:

Et forspændt dæk, der spænder 5 m mellem 2 facader og hviler af på hele vederlagsfladen, betragtes. Øvrige parametre:

$$\begin{aligned}\alpha_v &= 0,01 \\ q &= 5,0 \text{ kN/m}^2 \\ t_{\text{dæk}} &= 200 \text{ mm} \\ E_{\text{dæk}} &= 5000 \text{ MPa} \\ t &= 108 \text{ mm}\end{aligned}$$

hvor

$t_{\text{dæk}}$ er dækkets tykkelse

Indsættes værdierne i udtrykket for α_D fås:

$$\begin{aligned}\alpha_D &= \left(\frac{1}{24}\right) \times \frac{5 \times 5000^3}{\left[5000 \times \left(\frac{1}{12}\right) \times 1000 \times 200^3\right]} \\ &= 0,00781\end{aligned}$$

Heraf ses at:

$$\alpha_v > \alpha_D \text{ (dermed er dækket stift)}$$

α_d er beliggende i intervallet:

$$\begin{aligned}\frac{1}{2}\alpha_v &< \alpha_d < \alpha_v \\ 0,005 &< \alpha_d < 0,01\end{aligned}$$

Her er $t/6 = 18 \text{ mm}$

Værdien for e_0 bestemmes ved interpolation til:

$$\begin{aligned}e_0 &= t/11 \\ &= 10 \text{ mm}\end{aligned}$$

3.3 Planhedsafvigelse (e_5 og e_{init})

I EN 1996-1-1 og DS/INF 167 er angivet 2 forskellige måder at betragte planhedsafvigelsen.

Initialexcentriciteten (e_{init}) er i EN 1996-1-1 beskrevet i 5.5.1.1 (4), hvor det angives, at den kan sættes til $h_{ef}/450$. Initialexcentriciteten er gældende i hele højden og dækker geometrisk afvigelse fra den plane form samt placeringsunøjagtigheder i top og bund.

I DS/INF 167, annek C, betragtes planhedsafvigelsen som et krumt forløb af væggen. Det vil sige, at planhedsafvigelsen er murens pilhøjde regnet fra forbindelseslinjen mellem toppunkt og fodpunkt. Dvs. en afvigelse, der kan måles ved at placere en retskede på muren.

Den maksimalt tilladelige planhedsafvigelse er i DS/INF 167 sat til 10 mm. Dette betyder ikke, at man som rådgiver skal forudsætte at den er 10 mm. Værdien kan sættes til 5 mm eller $h/500$, blot værdien angives i projektmaterialet og kontrolleres på byggepladsen.

Planhedsafvigelsen har stor indflydelse på bæreevnen, hvilket betyder, at værdien med fordel kan optimeres under projekteringen.

Ved projekteringen skal enten anvendes e_5 eller e_{init} .

3.4 Vægfelter med og uden åbninger

Vægfelter uden åbninger, påvirket af lodret last, kan være 2-, 3- eller 4-sidet understøttet forudsat, at 2 understøtninger er i top og bund. Disse konstruktionstyper er enkle at gennemregne, idet formlerne i EN 1996-1-1 for reduktion i søjlehøjde (som angivet i afsnit 3.1) umiddelbart kan anvendes.

I de efterfølgende afsnit er beregningsmodeller for vægfelter med åbninger angivet. Modellerne er fortolkninger fra de eksisterende udtryk.

Vægfelter med huller dimensioneres ved at fordele den lodrette last på hullet med halv last på hver side af hullet. Dette er kun relevant for den lodrette last, idet der ved bestemmelse af den ”ækvivalente vandrette last” (se afsnit 2.2) tages anderledes hensyn til åbninger.

I de fleste vægfelter med åbninger vil der forekomme en strimmel vægfelt uden sideunderstøtninger. Dette er dog ikke tilfældet for et 4-sidet understøttet vægfelt med 1 åbning som illustreret efterfølgende.

3.5 4-sidet understøttet vægfelt med 1 åbning

Et 4-sidet understøttet vægfelt med kun én åbning er illustreret i efterfølgende skitse.

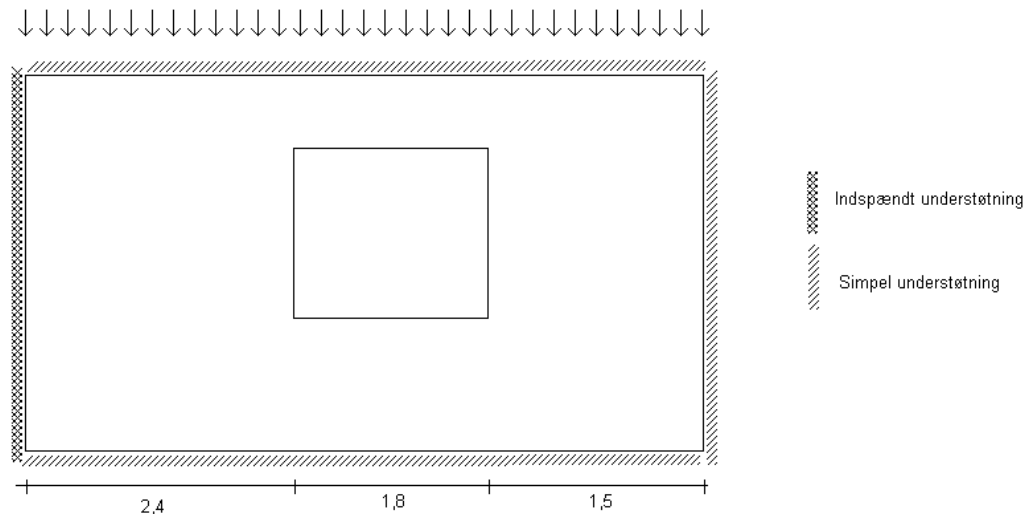


Fig. 3.5.1 4-sidet understøttet vægfelt med 1 åbning

Ovenstående vægfelt beregnes enklest ved at betragte vægfelterne på hver side af åbningen som et 3-sidet understøttet vægfelt. Er det umiddelbart logisk hvilket vægfelt der er hårdest belastet, kan dette betragtes som det dimensionsgivende, i modsat fald må de begge gennemregnes.

Beregningen er illustreret med et eksempel, hvor værdierne angivet i Fig. 3.5.1 anvendes. Endvidere regnes med følgende parametre:

$$\begin{aligned} h_{2s} &= 3000 \text{ mm} \\ P &= 23 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Lasten på hver side af vinduet fordeles på begge vægfelte

$$\begin{aligned} P_{\text{venstre}} &= 23 \text{ kN/m} \times \frac{\left(2,4 + \frac{1,8}{2}\right)}{2,4} \\ &= 31,6 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{højre}} &= 23 \text{ kN/m} \times \frac{\left(1,5 + \frac{1,8}{2}\right)}{1,5} \\ &= 36,8 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Det kan måske forekomme lidt på den usikre side at fordele lasten fra overliggerne jævnt over det undersøgte tværsnit. I virkeligheden vil spændingsfordelingen være som vist på efterfølgende figur med de største spændinger nær åbningen, som er den del af vægfeltet der bøjer ud ved trykpåvirkningen.

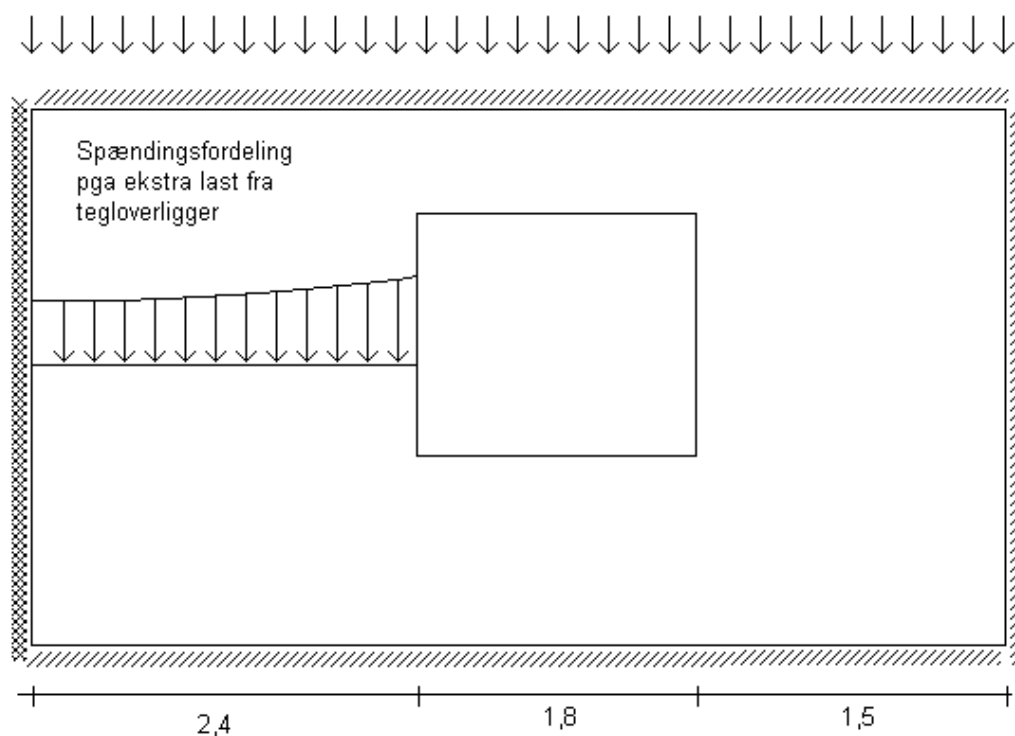


Fig. 3.5.2 Spændingsfordeling

Dette forhold regnes dog opvejet af, at vægfeltet regnes som en fri kant i hele højden, og at den afstivende effekt fra overliggeren mod udbøjning vinkelret på væggens plan ikke tages i regning. Denne afstivende effekt bliver naturligvis mindre ved tegloverliggerer med ringe højde, men samtidig er det begrænset, hvor store ekstra belastninger, der samtidig kan komme fra en lav overligger, så modellen regnes på den baggrund realistisk.

Såfremt vægfeltet ved siden af vinduet er længere end højden af vægfeltet, bør lasten kun fordeles ud på en vandret strækning svarende til højden.

Regnes eksempelvis længden af den venstre side til 3,4 m (og ikke 2,4 m som vist på figur) og højden til 3,0 m, fås følgende værdi for P_{venstre} :

$$\begin{aligned} P_{\text{venstre}} &= 23 \text{ kN/m} \frac{3,0 + \left(\frac{1,8}{2}\right)}{3,0} \\ &= 29,9 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

virkende på hele strækningen (3,4 m).

Søjlelængden for de 2 vægfelte fås til:

$$\begin{aligned}
 h_{3s, \text{venstre}} &= \frac{h_{2s}}{\left(1 + \left(\frac{h_{2s}}{3l}\right)^2\right)} && \text{for } l \geq \frac{h_{2s}}{3,5} \\
 &= \frac{3000}{\left(1 + \left(\frac{3000}{3 \times 2400}\right)^2\right)} \\
 &= 2556 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h_{3s, \text{højre}} &= \frac{h_{2s}}{\left(1 + \left(\frac{h_{2s}}{3l}\right)^2\right)} && \text{for } l \geq \frac{h_{2s}}{3,5} \\
 &= \frac{3000}{\left(1 + \left(\frac{3000}{3 \times 1500}\right)^2\right)} \\
 &= 2077 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Normalt vil den lavere søjlelængde for højre vægfelt give højere bæreevne sammenlignet med det venstre vægfelt. Den relativt større lodrette belastning betyder mindre i denne sammenhæng.

Gennemregningen af søjlebæreevnen foretages på sædvanlig vis og er ikke vist her.

Det ses på figuren, at venstre understøtning er indspændt, mens højre understøtning er simpel. Reduktionsformlerne i EN 1996-1-1 er gældende for simple understøtninger, og den indspændte understøtning udgør en bæreevnereserve, der er for kompliceret at medtage i en beregning. Ved en overordnet vurdering af en konstruktion, hvor bæreevnen er 100 % udnyttet, kan indspænding af en lodret understøtning dog indgå i en samlet overordnet sikkerhedsvurdering af konstruktionen.

3.6 Vægfelte med flere åbninger

Ved beregning af 4-sidet understøttede vægfelte med 2 eller flere åbninger eller et 3-sidet understøttet vægfelt med 1 eller flere åbninger, vil der være en strimmel murværk som er 2-sidet understøttet på en del af højden mellem 2 åbninger eller 1 åbning og en fri kant. Dette er illustreret efterfølgende.

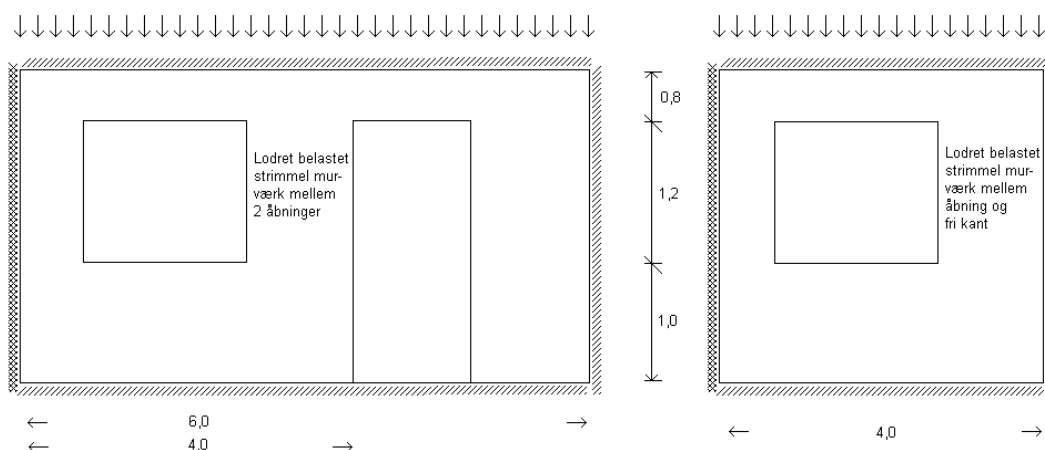


Fig. 3.6.1 Forskellige tilfælde af lodret belastet murværk med en strimmel murværk 2-sidet understøttet på en del af højden

Ved dimensionering af vægfeltet vil murværket omkring denne strimmel normalt udgøre det dimensionsgivende område af væggen.

En enkel måde at beregne bæreevnen af vægfeltet på er blot at antage, at søjlelængden er lig med etagehøjden og påsætte en forøget lodret belastning pga. åbningerne. Alternativt kan søjlelængden beregnes efter følgende metode.

Betragtes det 4-sidet understøttede vægfelt i Fig. 3.6.1 ses, at de lodrette understøtninger i den udbøjede tilstand har en vis stabiliserende effekt på det betragtede midterområde.

Vægfeltet opdeles i et vægfelt A, B og C som illustreret på fig. 3.6.2.

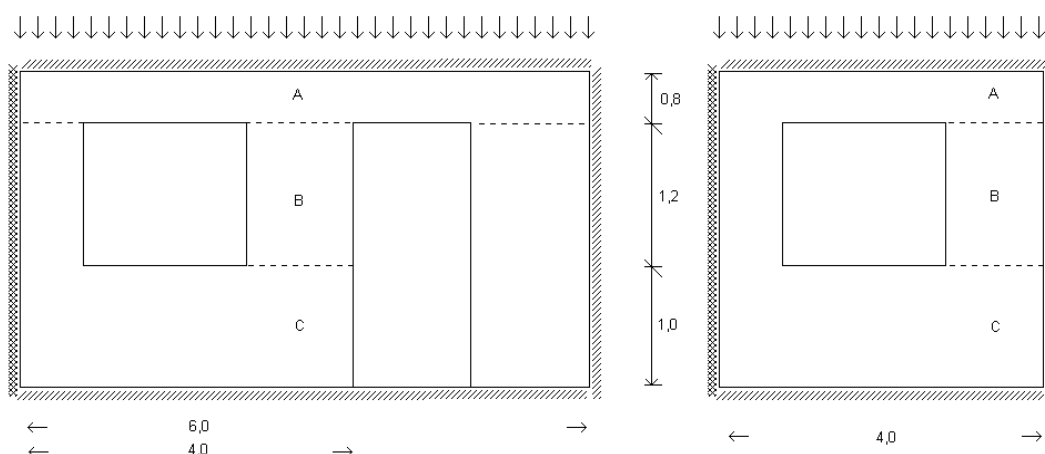


Fig. 3.6.2 Opdeling af vægfelt til beregning af søjlelængde

Vægfelt A's udbøjningsfigur vil svare til udbøjningsfiguren for et tilsvarende 4-sidet understøttet vægfelt uden åbninger. Det vurderes, at delhøjden af vægfeltet kan reduceres med en reduktionsfaktor r_4 hvor

$$r_4 = \frac{h_{4s}}{h_{2s}}$$

Reduktionsfaktoren r_4 er bestemt ud fra udtrykkene i EN 1996-1-1 (afsnit 5.5.1.2), hvor h_{4s}/h_{2s} angiver reduktionsfaktoren pga. de lodrette afstivninger.

Vægfelt B's udbøjningsfigur vil svare til et vægfelt uden sideunderstøtninger, hvor reduktionsfaktoren r_2 tilsvarende er 1,0.

Vægfelt C's udbøjningsfigur vil svare til et 3-sidet understøttet vægfelt med en vandret længde svarende til afstanden fra den venstre lodrette understøtning til døren. Det vurderes, at delhøjden af vægfeltet kan reduceres med en faktor r_3 hvor

$$r_3 = \frac{h_{3s}}{h_{2s}}$$

Reduktionsfaktoren r_3 er tilsvarende bestemt ud fra udtrykkene i EN 1996-1-1 (afsnit 5.5.1.2).

Anvendes ovenstående udtryk med de angivne værdier fås:

$$r_4 = \frac{1}{\left(1 + \left(\frac{3}{6}\right)^2\right)} = 0,80$$

$$r_3 = \frac{1}{\left(1 + \left(\frac{3}{3 \times 4}\right)^2\right)} = 0,94$$

Den samlede søjlehøjde kan således bestemmes til:

$$h_A = 0,80 \times 0,8 = 0,64 \text{ m}$$

$$h_B = 1,0 \times 1,2 = 1,2 \text{ m}$$

$$h_C = 0,94 \times 1,0 = 0,94 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} h_s &= h_A + h_B + h_C \\ &= 2,78 \text{ m} \end{aligned}$$

Det ses, at den samlede reduktionsfaktor ($r_{\text{vægfelt med åbninger}}$) bliver:

$$\begin{aligned} r_{\text{vægfelt med åbninger}} &= \frac{2,78}{3,0} \\ &= 0,93 \end{aligned}$$

Betragtes vægfeltet til højre i Fig. 3.6.2 fås tilsvarende:

$$\begin{aligned} r_3 &= \frac{1}{\left(1 + \left(\frac{3}{3 \times 4}\right)^2\right)} \\ &= 0,94 \end{aligned}$$

(Værdien er relevant for vægfelt A og C).

Den samlede søjlehøjde kan nu bestemmes:

$$\begin{aligned} h_A &= 0,94 \times 0,80 \\ &= 0,75 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} h_B &= 1,0 \times 1,2 \\ &= 1,2 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} h_C &= 0,94 \times 1,0 \\ &= 0,94 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} h_s &= h_A + h_B + h_C \\ &= 2,89 \text{ m} \end{aligned}$$

Det ses, at den samlede reduktion ($r_{\text{vægfelt med åbninger}}$) bliver:

$$\begin{aligned} r_{\text{vægfelt med åbninger}} &= \frac{2,89}{3,0} \\ &= 0,96 \end{aligned}$$

Med den fundne søjlehøjde og de forøgede laster pga. åbninger kan søjlebæreevnen bestemmes på sædvanlig vis. Dette gennemgås ikke her.

Det ses, at metoden er konsistent i grænsetilfældene; dvs. når vinduerne bliver etage-høje, bliver søjlelængden af et vægfelt herimellem tilsvarende lig etagehøjden.

Det skal her gentages, at søjlereduktionsfaktorerne angivet i EN 1996-1-1 ikke tager hensyn til en eventuel indspænding i de lodrette og vandrette understøtninger. Disse indspændinger påvirker naturligvis bæreevnen, men konservativt antages alle understøtninger simple.

3.7 Søjlelængder i gavltrekanter

Moderne byggeri udføres ofte som loft til kip, hvor tagspærerne understøttes af kip-bjælke, der igen understøttes af gavlen.

Denne belastningsform medfører en vis søjlevirkning i gavlen som ikke umiddelbart kan beregnes ud fra de gængse formler, der ikke gælder for gavltrekanter og -femkanter (dvs. hvor nedenstående etage er en del af den belastede flade uden vandrette understøtningslinjer).

I www.mur-tag.dk er beskrevet et enkelt grafisk værktøj til bestemmelse af søjlelængden for disse typer af konstruktioner. Værktøjet er ikke gengivet her.

3.8 Efterspændt murværk

I moderne byggeri består murværket normalt af 2 adskilte vanger på 108 mm, hvor bageste vange typisk er påvirket af et let tag, der i brudsituationen ikke giver nogen stabiliserende lodret last. Dette forhold betyder, at murværket ofte skal optage vindbelastninger alene ved hjælp af bøjningstrækstyrker.

For at afhjælpe dette problem er konceptet ”efterspændt murværk” udviklet. Konceptet efterspændt murværk kan kort beskrives ved:

- At murværket påføres en stabiliserende trykkraft, der giver større bæreevne, idet murværkets trykstyrke er markant større end bøjningstrækstyrken.
- Når der i murværket introduceres trykspændinger, der forøger bæreevnen over for vandrette belastninger, bliver murværket en del af den bærende konstruktion, og på den måde udnyttes murværket optimalt ift. anvendelse af fx stålsøjler.
- Ud over at optage vandrette kræfter vinkelret på vægplanen giver det efterspændte system tillige en mulighed for at forankre tagkonstruktionen og forøge kapaciteten mht. vandrette påvirkninger i væggens eget plan (skivevirkning).

Problemet med den manglende tværbæreevne er traditionelt løst ved at indsætte stålsøjler i hulmuren. Der er dog en række problemer med stålsøjler som beskrevet nedenstående, der gør udvikling af nye koncepter nødvendige.

- Fugtspærren gennembrydes ved fundamentoverkant i hele hulmurens tykkelse med risiko for fugtskader til følge.
- Stålsøjler er generelt relativt slappe, hvilket betyder, at for etagehøjder $> 3,0$ m er en HE100B stålsøjle stort set virkningsløs, selv når den er understøttet både foroven og forneden.
- Stålsøjlen er i praksis nogle gange kun ”indspændt” i fundamentet og fri i toppen, hvilket gør den næsten virkningsløs ved alle normale etagehøjder.
- Stålsøjlen skal beskyttes mod korrosion, hvilket er et fordyrende element.

Ved stålsøjler i ældre byggeri, hvor disse blot blev svummet med cementmørtel, observeres nu skader i form af lodrette revner i formuren pga. korrosion i stålsøjlen. Korrosionen medfører, at stålmaterialer udvides en faktor 6-10, og vil derfor medføre en kraftig påvirkning af formuren, når stålsøjlen udfylder hele hulrummet.

Endvidere finder arkitekter ikke stålsøjler æstetiske på trods af, at de ikke er synlige, da murens geometri og former ikke korrekt afspejler de statiske forhold og murens egen bæreevne. Efterspændt murværk udnytter murens egen bæreevne og dermed finder arkitekter denne løsning en anelse mere æstetisk.

3.8.1 Beskrivelse af løsning

Systemet består normalt af en Ø15 stang, der placeres midt i hulmuren og efterspændes, når formuren er muret op. Kræfterne overføres som trykkræfter gennem fundamentet og gennem et UNP-profil med en anlægsbredde på 320 mm for 348 mm hulmure. Herved dannes en trykpåvirket "skjult" pille i for- og bagmuren.

På UNP-profilet er pålimet trykudlignende neoprenstrimler med en bredde på 90 mm.

Den mindste vandrette afstand til fri kant parallel med vægplanen fra UNP-profilets kant skal være 74 mm. Minimumslængden for vægfelter, hvor systemet kan anvendes, bliver dermed 468 mm (2 sten).

Opspændingen regnes at foregå efter minimum 3 dage, således at murværket har opnået minimum den halve styrke.

Opspændingen foretages med hydraulisk donkraft.

3.8.1.1 Tekniske specifikationer

Stang	: Ø15 MacAlloy ST stang med diverse spændeskiver, møtrikker og muffesamling. Styrkeparametre: $f_{yk} = 1080$ MPa
Forankring i beton	: Bundplade i stål. 120×120×30 mm
Profil i top	: UNP 320
Neoprenstrimler	: Tykkelse = 4 mm, shore = 70 Fladedimensioner: 320 × 90 mm
Korrosionsbeskyttelse	: Topbeslag galvaniseret. Resten korrosionsbeskyttet til det aktuelle miljø.

3.8.1.2 Løsning i top

Nedenstående er stilistisk vist, hvorledes efterspændt murværk udføres ved vægoverkant.

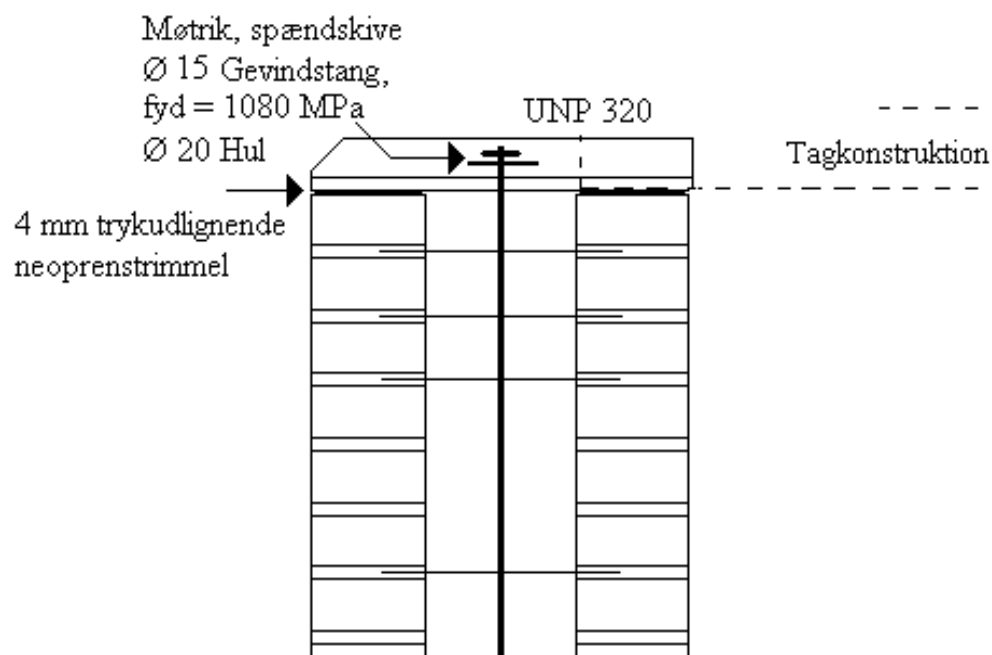


Fig. 3.7.1 Efterspændt murværk. Løsning ved vægoverkant

3.8.1.3 Løsning i bund

Nedenstående er stilistisk vist, hvorledes efterspændt murværk udføres ved fundamentet.

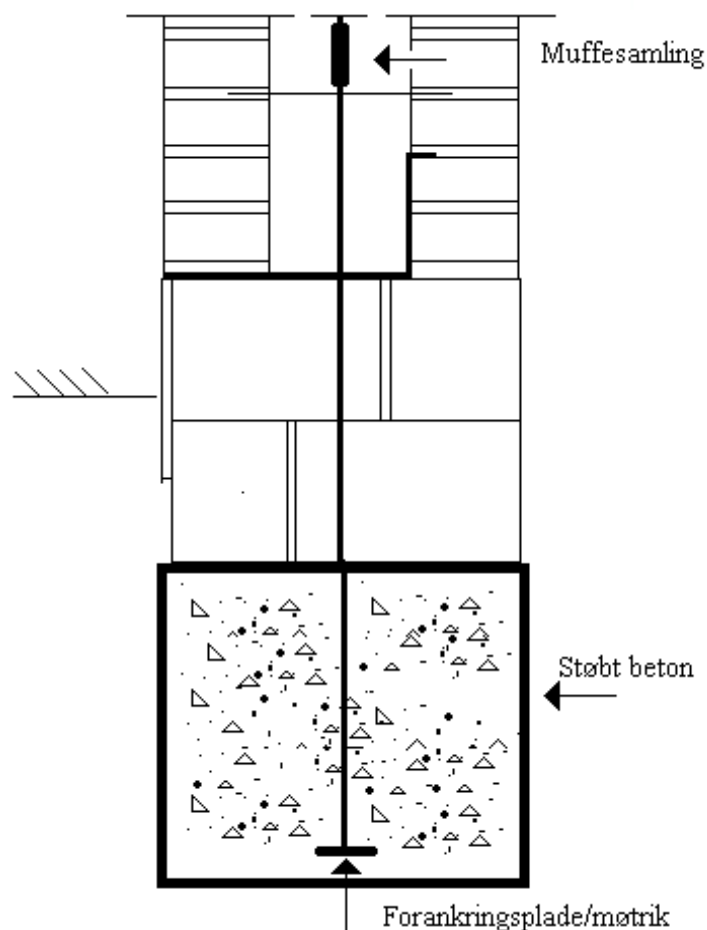


Fig. 3.7.2 Efterspændt murværk. Løsning ved fundament

3.8.2 Dimensionering af efterspændte vægge

Efterspændte kombinationsvægge dimensioneres i det store hele som lodret belastede vægfelter. Specielle forhold er beskrevet efterfølgende.

3.8.2.1 Lodret last

Variationen i den lodrette last er afhængig af bagvægstypen. I projekt materialet foreskrives en opspændingskraft P (f.eks. $P = 85$ kN), og ved projekteringen regnes med nedenstående interval af normalkraften (P_{Ed}):

Kombinationsvæg bestående af formur af tegl og bagvæg af:

- Tegl : $0,80 \times P \rightarrow 1,10 \times P$
- Porebeton : $0,75 \times P \rightarrow 1,15 \times P$
- Letklinkerbeton : $0,70 \times P \rightarrow 1,10 \times P$

Dvs. er det ved projekteringen bestemt, at en teglvæg skal have en normalkraft på minimum $P_{Ed} = 50$ kN, opspændes denne til $P = 50/0,8 = 62,5$ kN.

Variationen skyldes forskellige forhold som beskrevet nedenstående:

- For bagvægge af letbeton forekommer der et initialt og fugtbetinget svind
- Formuren undergår løbende deformationer pga. temperatursvingninger
- Belastningen giver anledning til krybning.

Stangens dimensioner og elasticitetsmodul er valgt således, at ovenstående forhold har mindst effekt. En stang som den valgte med et lille tværsnit, lavt elasticitetsmodul og høj trækstyrke vil naturligvis have størst mulighed for at optage væggenes bevægelser, uden at kraften i stangen ændres markant.

Selv ved en maksimal last på 100 kN vil der ikke opstå relaksation i den beskrevne stang.

3.8.2.2 Søjleberegning. Sædvanlige Z-bindere

Vægfeltet skal dimensioneres som et lodret belastet vægfelt med eventuel søjlevirkning, såfremt der anvendes sædvanlige Z-bindere.

Pga. udformningen af beslaget kan der regnes med en indspænding i toppen af vægfeltet. Det vil sige, at excentriciteten (e_0) kan regnes at virke til gunst.

Såfremt beregningen foretages i henhold til Ritter-metoden, sættes e_0 til maksimalt $1/3$ af vægtykkelsen og ikke større end 2 gange excentriciteten i selve vægfeltet. F.eks. for en 108 mm væg kan $e_0 = -36$ mm, når den resulterende excentricitet i selve vægfeltet er større end 18 mm.

Såfremt beregningen foretages efter EN 1996-1-1 (iht. fortolkning i programmet "EC6design.com") sættes excentricitetsintervallet til bredden af den aktuelle neoprenstrimmel. Dvs. fra -45 mm til 45 mm. Her er excentriciteten i selve vægfeltet ikke relevant, da programmet selv indlægger en trykbue i vægfeltet.

3.8.2.3 Anvendelse af stabiliseringsbinder

Såfremt der monteres stabiliseringsbinder pr. 4. skifte i både for- og bagmur elimineres søjlevirkningen, da stangen fastholdes af binderne og dermed får samme ud-bøjningsfigur som væggen.

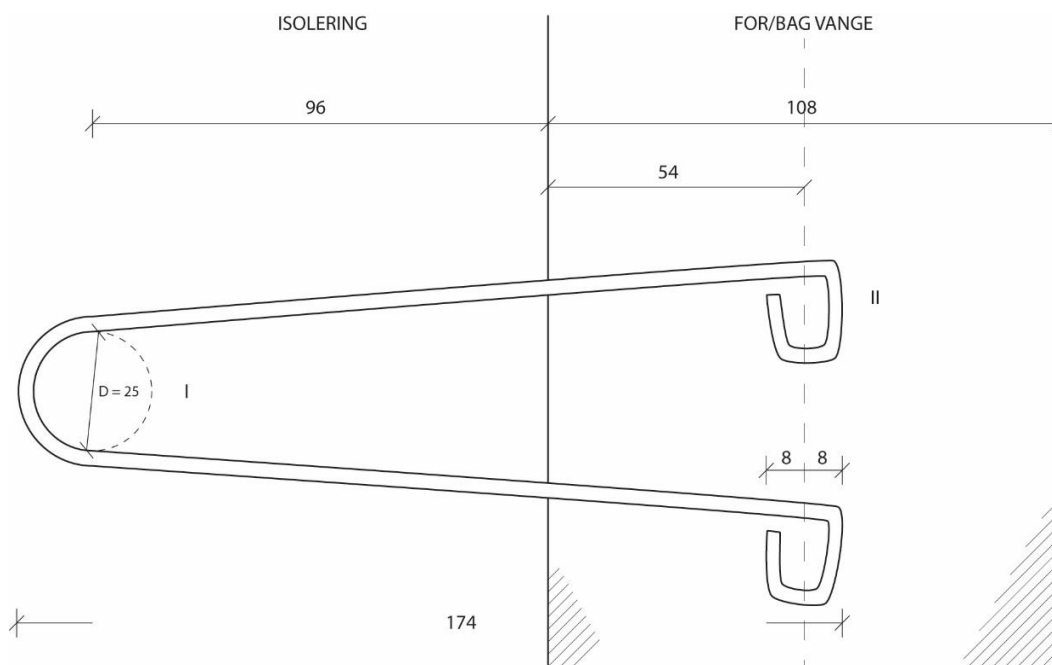


Fig. 3.8.1 Prototype af stabiliseringsbinder



Fig. 3.8.2 Anvendelse af stabiliseringsbinder i praksis

Med stabiliseringsbinderne, hvor søjlevirkning ikke forekommer i forbindelse med efterspændingen, bliver beregningen noget enklere. Efterspændingen introducerer en normalspænding, som adderes til den sædvanlige regningsmæssige bøjningsstyrke. Dvs.:

$$f_{xd1,app} = f_{xd1} + \sigma_d$$

hvor σ_d er spændingen i væggen introduceret via efterspændingen. Herefter foretages beregningen på sædvanlig vis.

3.8.2.4 Vægbredde

Bredden af den trykpåvirkede væg kan sættes til højden. Det vil sige, at er der fx efterspændt pr. 8 m i et vægfelt med en højde på 2,80 m, regnes der med en trykpåvirket pille på 2,80 m × 2,80 m.

3.8.2.5 Placering af stang

Normalt placeres stangen i midten, således at for- og bagmur får samme efterspændingskraft.

Konstruktionen kan eventuelt optimeres, såfremt stangen placeres forskudt fra midterplanen. Normalt leveres topbeslaget med et ekstra hul, 45 mm forskudt fra centerplanen. Forskydning af stangen fra midterplanen er normalt relevant, når der anvendes forskellige materialer i for- og bagmur. Fx tegl i formur og porebeton i bagmur. Her vil en forskydning mod formuren være gunstig pga. teglets høje trykstyrke ift. porebeton.

3.8.2.6 Belastningstidspunkt

Konstruktionen må normalt ikke efterspændes før 3 døgn efter opmuringen. For svage sten og mørtler kan en dimensionering af vederlaget ved opspændingstidspunktet være nødvendig. Informationer vedrørende styrkeudvikling af murværk kan ses på <http://www.mur-tag.dk>.

3.9 Præfabrikerede forspændte teglelementer

3.9.1 Indledning

Præfabrikerede forspændte teglelementer fremstillet fuldautomatisk på fabrik anvendes i nogle tilfælde i byggeriet. Elementerne bliver leveret både med slap transportarmering og som forspændte i lodret retning.

Såfremt elementerne er slapt armerede alene med transportarmering, skal de beregnes som sædvanligt opmurede, uarmerede vægfelte.

Såfremt elementerne er forspændte, skal beregningerne og styrkeparametrene modificeres som angivet i dette afsnit.

3.9.2 Kontrolklasse

Der skelnes mellem lempet, normal og skærpet kontrol.

Udføres konstruktionen i skærpet kontrol, kan partialkoefficienten reduceres. Murværk på byggeplads opføres sædvanligvis ikke i skærpet kontrol, men for teglelementer kan det være oplagt at opføre byggeriet under skærpet kontrol, idet kontrollen i en række situationer (alligevel) foretages på fabrikken under bedre forhold end på byggepladsen.

Relevante krav til skærpet kontrol ses på: <http://www.mur-tag.dk>.

3.9.3 Styrkeparametrene

Opspændingen får indflydelse på de formelle styrkeparametre som beskrevet i dette afsnit. Til at illustrere metodikken forudsættes anvendt en opspændingskraft på 60 kN/m. En opspændingskraft af denne størrelse svarer til en normalspænding i en 108 mm væg på:

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{forssp}} &= \frac{60}{108} \\ &= 0,56 \text{ MPa}\end{aligned}$$

I det følgende benævner indeks "a" styrkeparametre for det armerede, forspændte teglelement. Den permanente forspænding i murværket benævnes σ_{forssp} .

Der tages udgangspunkt i typiske talværdier. Der regnes endvidere med normal sikkerhedsklasse og skærpet kontrol, hvilket giver partialkoefficienterne på:

- 1,33 for armeret murværks trykstyrke og elasticitetskoefficient
- 1,52 for bøjningsstyrke og kohæsion
- 1,24 for friktion.

3.9.3.1 Elasticitetsmodul

E måles iht. EN 1052-1 i intervallet $0,05-0,35 \times$ brudstyrken. Brudstyrken for teglelementer skønnes til 7,6 MPa, hvilket betyder, at den aktuelle forspænding er $0,073 \times$ brudspændingen. Denne værdi er så lav, at der ikke regnes med nogen reduktion af elasticitetsmodulet pga. den krumme arbejdslinje. Dvs.:

$$E_a = E$$

3.9.3.2 Trykstyrke

Trykstyrken reduceres med opspændingskraften. Da opspændingskraften er til ugunst, skal reduktionen foretages i den regningsmæssige tilstand. Dvs.

$$f_{d,a} = f_d - \sigma_{\text{forssp}}$$

eller

$$f_{k,a} = f_k - \gamma_m \times \sigma_{\text{forssp}}$$

hvor

γ_m er den aktuelle partialkoefficient på trykstyrken

I det aktuelle tilfælde fås:

$$\begin{aligned} f_{k,a} &= f_k - \gamma_m \times \sigma_{\text{forssp}} \\ &= 7,6 \text{ MPa} - 1,33 \times 0,56 \text{ MPa} \\ &= 6,86 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Denne reduktion medfører tillige, at den faktiske reduktion i elasticitetsmodulet som følge af den krumme arbejdsline bliver taget i regning ved beregning af E som fx $1000 \times f_k$.

For lodret belastede vægfelter skal reduktionen af f_k dog foretages under hensyntagen til normalkraftens excentricitet. Se afsnit 3.8.5.4.

3.9.3.3 Bøjningstrækstyrke om liggefuge

Bøjningstrækstyrken om liggefugen forøges formelt pga. forspændingskraften:

$$f_{xd1,a} = f_{xd1} + \sigma_{\text{forssp}}$$

eller

$$f_{xk1,a} = f_{xk1} + \gamma_m \times \sigma_{\text{forssp}}$$

hvor

γ_m er den aktuelle partialkoefficient på bøjningstrækstyrken

Her skønnes

$$f_{\text{kk}1} = 0,33 \text{ MPa}$$

hvorved fås:

$$\begin{aligned} f_{\text{kk}1,a} &= 0,33 + 1,52 \times 0,56 \text{ MPa} \\ &= 1,18 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Forholdet er beskrevet i EN 1996-1-1, afsnit 6.3.1, formel (6.16).

Den her behandlede bøjningstrækstyrke om liggefugen svarer til det urevnede tilfælde. Momentkapaciteten i det revnede tilfælde, som svarer til flydning i armeringen og trykbrud i trykzonen, vil givetvis være større end denne værdi.

3.9.3.4 Bøjningstrækstyrke om studsfuge

Bestemmelsen af $f_{\text{kk}2,a}$ kan foretages ud fra Tabel 4.d. i DS/INF 167. Her skal indgangsparameteren $f_{\text{kk}1} + 0,25\sigma$, som angivet, anvendes (og ikke $f_{\text{kk}1,a}$). En uddybende forklaring på faktoren $0,25 \times \sigma$ kan ses i pjecen TEG L 24. I det aktuelle tilfælde fås følgende indgangsparameter:

$$\begin{aligned} f_{\text{kk}1} + 0,25\sigma &= 0,33 + 0,25 \times 0,56 \\ &= 0,47 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Hvilket for en sten med $f_b = 20 \text{ MPa}$ giver:

$$f_{\text{kk}2,a} = 0,76 \text{ MPa}$$

Det ses endvidere, at $f_{\text{kk}2,a} < f_{\text{kk}1,a}$ hvilket er usædvanligt for murede konstruktioner, men som naturligvis skyldes forspændingen.

3.9.3.5 Friktion

Værdierne for μ_k er universelle og uafhængige af den valgte mørtel, sten og forspænding. μ_k for murværk opmuret med cementholdig mørtel kan sættes til:

$$\mu_k = 1,0$$

3.9.3.6 Kohæsion

$f_{\text{vk}0}$ er kohæsionen i liggefugen. Denne kan, pga. forspændingen, regnes formelt forøget. Følgende udtryk kan anvendes

$$f_{\text{vd}0,a} = f_{\text{vd}0} + \mu_d \times \sigma$$

Bestemmelse af $f_{vd0,a}$ bliver lidt kompliceret, fordi friktion og kohæsion har forskellige partialkoefficienter. For det aktuelle tilfælde fås:

$$f_{vd0,a} = \frac{0,33}{1,52} + \frac{0,6}{1,24} \times 0,56$$

$$= 0,49 \text{ MPa}$$

$$f_{vd0,a} \leq 1,5 \text{ MPa iht. DS/INF 167}$$

$$f_{vk0,a} = 0,49 \times 1,52 = 0,75 \text{ MPa}$$

3.9.3.7 Forankringsstyrke af indstøbte bindere

Værdier for forankringsstyrken af de anvendte bindere oplyses normalt af binderproducenten. Der angives typisk en sammenhæng mellem mørteltrykstyrken ($f_{mor,c}$) og forankringsstyrken ($F_{forankr}$). I teglelementer vil der dog i praksis optræde en større forankringsstyrke pga. forspændingen. Denne kan ikke umiddelbart bestemmes teoretisk, men må bestemmes ved forsøg. Disse forsøg er ikke foretaget, men er dog givetvis heller ikke strengt nødvendige i forbindelse med den praktiske projektering, idet de sædvanlige værdier normalt er tilstrækkelige.

3.9.4 Beregningsprincipper og partialkoefficienter

3.9.4.1 Armeringen

Både armeringen og murværket skal i princippet dimensioneres, men da armeringen er placeret i midten vil de sædvanlige belastninger i form af tryk- og momentpåvirkning enten aflaste armeringen eller medføre uændrede spændinger.

Dvs. at den kraftigste påvirkning af armeringen forekommer under opspændingen og er en produktionsteknisk problemstilling. Ved den praktiske projektering skal armeringen således ikke betragtes, med mindre forholdene i det revnede tilfælde analyseres.

3.9.4.2 Lastberegning

Ved beregning af lasterne skal en større rumvægt for murværket anvendes. Værdien opgives af producenten.

3.9.4.3 Tværbelastede vægge

Anvendes styrkeparametrene bestemt i afsnit 3.8.4 kan en beregning vha. brudlinjeteorien direkte foretages.

Med den aktuelle forspænding vil bruddet omkring den vandrette akse være sejt.

Omkring den lodrette akse vil bruddet derimod være skørt. Derfor bør en brudlinjeberegning foretages med styrkeparametre svarende til den urevnede tilstand.

3.9.4.4 Lodret belastede vægge

En forspænding bidrager ikke til søjleeffekten, da den i sagens natur ikke bidrager til momentforøgelsesfaktoren i den udbøjede tilstand.

Ved beregning af en lodret påvirket, forspændt konstruktion skal der foretages enkelte modifikationer som angivet i det følgende.

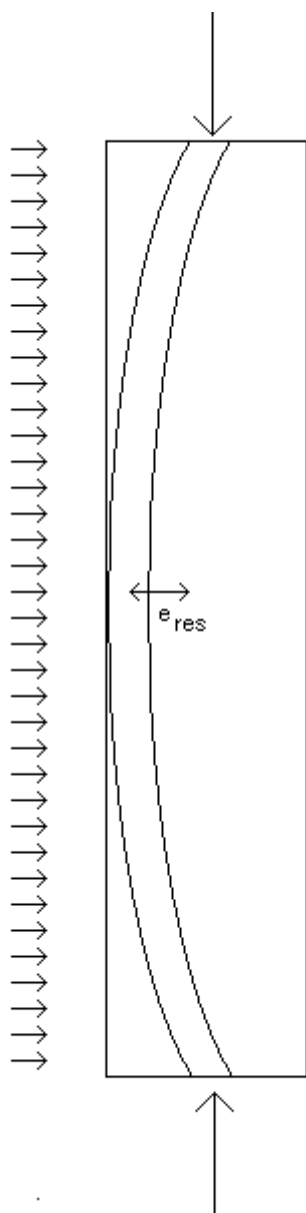


Fig. 3.9.1 Lodret belastet uarmeret væg. Trykforløb

I det sædvanlige tilfælde med en lodret belastet, uarmeret væg vil trykzonen forløbe som vist ovenstående. I det revnede tilfælde vil udstrækningen af revnen forløbe fra kanten til trykzonen som vist på efterfølgende figur.

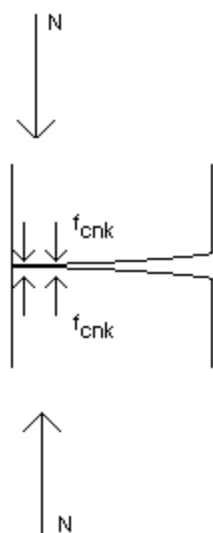


Fig. 3.9.2 Spændingsfordeling i det revnede tilfælde for et uarmeret vægfelt.

Benævnes forspændingskraften (F_{for}) fås følgende situation, hvor F_{for} ikke bidrager til søjleeffekten.

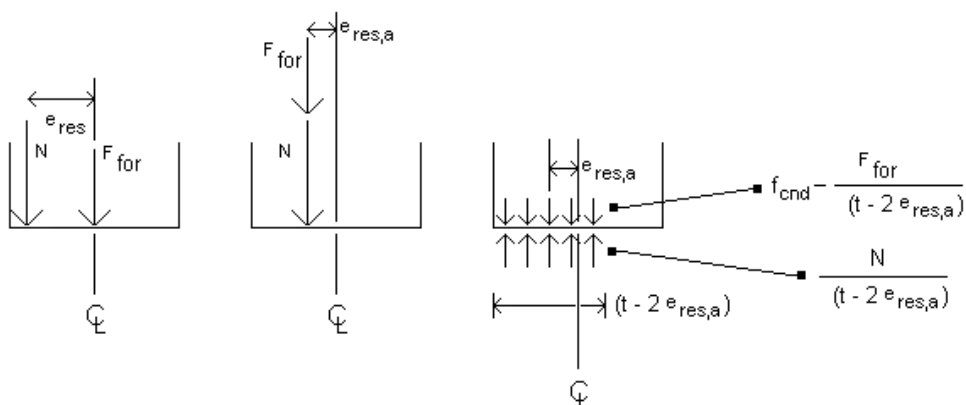


Fig. 3.9.3 Lodret last suppleret med en forspændingskraft

Trykbuen i midtørtværsnittet beskrives med parametrene N , e_{res} . Tværsnittet vil således være påvirket af en samlet lodret kraft $N + F_{for}$ i afstanden $e_{res,a}$ som kan bestemmes til:

$$e_{res,a} = \frac{N \times e_{res}}{(N + F_{for})}$$

Denne samlede lodrette kraft $N + F_{for}$ udmærker sig ved, at N bidrager til søjlevirkningen, mens F_{for} ikke bidrager til søjlevirkningen, og derfor kan bidragene ikke adderes i en beregning.

Problemstillingen løses ved at reducere f_{cnd} med et bidrag svarende til den trykspænding, som F_{for} introducerer i det reducerede areal (se Fig. 3.8.5, billede 3), og beregne konstruktionen på sædvanlig vis for kombinationen (N , $e_{res,a}$).

Et eksempel:

Lodret last (N) : 30 kN/m

Forspænding (F) : 60 kN/m

Trykstyrke (f_k) : 7,6 MPa

$$e_{res} = 34 \text{ mm}$$

På baggrund af forspændingen reduceres e_{res} .

$$\begin{aligned} e_{res,a} &= \frac{N \times e_{res}}{(N + F)} \\ &= \frac{30 \text{ kN} \times 34 \text{ mm}}{(30 \text{ kN} + 60 \text{ kN})} \\ &= 11 \text{ mm} \end{aligned}$$

Den regningsmæssige trykstyrke bestemmes til:

$$\begin{aligned} \frac{f_k}{\gamma_m} &= \frac{F}{(t - 2 \times e_{res,a})} \\ \frac{7,6}{1,33} &= \frac{60}{(108 - 2 \times 11)} \\ &= 5,02 \text{ MPa} \end{aligned}$$

3.9.4.5 Vægge vandret belastet i eget plan

Ved beregning af forspændte vægge som skiver ved hjælp af programmet ”EC6design.com” skal der, når der anvendes afstivende flanger, tages hensyn til, at programmet forudsætter lodrette samlinger, hvor styrken alene er etableret vha. bindre i en række fuger. Kapaciteten af den beregnede samling vil derfor normalt være meget lav, hvilket vil sige, at beregningen for teglelementer typisk vil være på den sikre side.

I praksis bør der ved beregningen varieres på parametrene relateret til den faktiske samling, således at kapaciteten af samlingen i beregningen så vidt mulig er ækvivalent med den faktisk beregnede kapacitet af teglelementernes samling. Dette forhold er ikke uddybet her.

3.9.4.6 Teglbjælker

Såfremt teglelementer udføres med større åbninger skal den over åbningen fremkomne teglbjælke beregnes. For teglelementer vil det være oplagt at anvende toparmering, såfremt momentbæreevnen ikke er tilstrækkelig.

Til beregning af momentkapaciteten anvendes trykstyrken vinkelret på studsfugen. Her vil det således være mest relevant at anvende f_k som indgangsparameter og ikke $f_{k,a}$, idet forspændingen er i lodret retning. Trykstyrken vinkelret på studsfugen bestemmes iht. EN 1996-1-1, afsnit 3.6.1.2 (3) som $0,5 \times f_k$ for byggesten i gruppe 2 og 3 og $1,0 \times f_k$ for byggesten i gruppe 1.

I de praktiske beregninger kan $f_{k,a}$ dog anvendes som indgangsparameter (evt. multipliceret med 0,5 iht. ovenstående), hvis dette er enklest, da reduktionen i bæreevnen er minimal som følge af reduktionen af trykstyrken.

Ved beregning af teglbjælker generelt, forøges kohæsionen formelt op til en faktor 4 for høje teglbjælker, idet der i liggefugen fremkommer en normalspænding til gunst, når trykbuen har en vis vinkel. Ved beregning af $f_{vk0,a}$ for lodret forspændte teglbjælker (beskrevet i afsnit 3.8.4.6) er det samme fænomen til gunst, der gør sig gældende. I det følgende undersøges, om $f_{vk0,a}$ stadig er relevant at anvende som indgangsparameter for lodret forspændte teglbjælker.

Ved forsøg er eftervist, at faktoren $2 \times d/a_v$, som den formelle forøgelse af kohæsionen for teglbjælker som funktion af højden, er konservativ. Denne værdi anvendes derfor normalt som forøgelsesfaktor:

hvor

d er nyttehøjden

a_v er forskydningsforholdet (M/Q)

Følgende lastsituation undersøges:

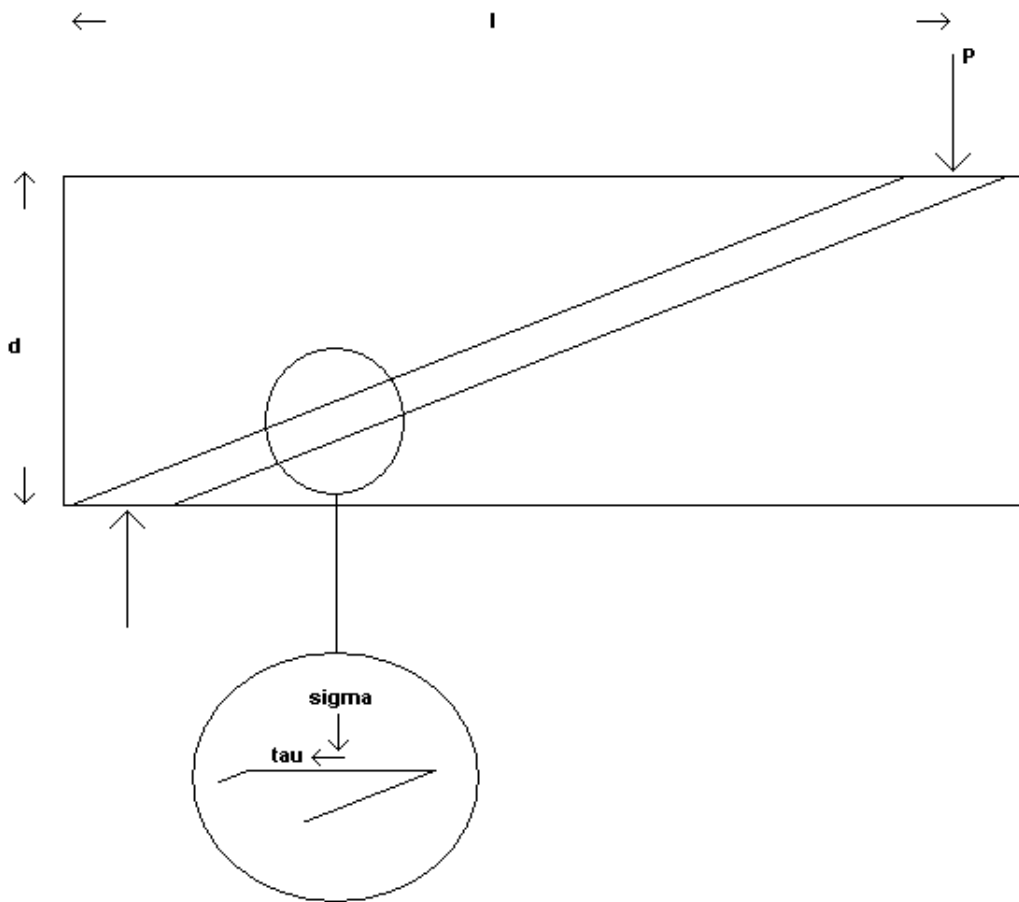


Fig. 3.9.4 Trykzone for teglbjælke påvirket af 2 symmetrisk placerede enkeltkræfter

Kræfterne regnes at løbe i en trykzone som indikeret på ovenstående skitse.

$$\begin{aligned}
 a_v &= \frac{M}{Q} \\
 &= \frac{P \times l}{P} \\
 &= l
 \end{aligned}$$

Forholdene i liggefugen betragtes. Der fås følgende relation mellem σ og τ .

$$\tau = \left(\frac{1}{d} \right) \times \sigma \quad (1)$$

Brudkriteriet for fugen er:

(Bemærk: beregningen er foretaget med middelværdier.)

$$\begin{aligned}\tau &= f_{v0} + \mu \times \sigma \\ &= f_{v0} + \mu \times \left(\frac{d}{l}\right) \times \tau\end{aligned}$$

Isoleres τ fås:

$$\tau = \left(\frac{1}{\left(1 - \mu \left(\frac{d}{l}\right)\right)} \right) \times f_{v0}$$

I udtrykket i beregningsmodellen anvendes forøgelsesfaktoren $2d/l$. Sættes

$$\mu \cong 1,0$$

fås følgende 2 sammenlignelige udtryk:

$$\tau = \left(\frac{1}{\left(1 - \left(\frac{d}{l}\right)\right)} \right) \times f_{v0} \quad (2)$$

$$\tau = \frac{2d}{l} \times f_{v0} \quad (3)$$

hvor

(2) er det teoretisk korrekte udtryk mens

(3) er det normalt anvendte udtryk

Det undersøges, om det praktisk anvendte udtryk altid er mindre end det teoretisk korrekte udtryk, hvilket vil betyde, at det praktisk anvendte udtryk er konservativt.

d/l sættes indledningsvis lig x . Herved fås:

$$\begin{aligned}\frac{1}{(1-x)} &\geq 2x \\ 1 &\geq 2x(1-x) \\ 0 &\geq 2x - 2x^2 - 1 \\ 0 &\leq 2x^2 - 2x + 1\end{aligned}$$

Det ses, at uligheden altid er opfyldt, hvorved konkluderes, at det normalt anvendte udtryk er konservativt ift. det teoretisk udledte udtryk.

Betragtes situationen med den lodrette forspændte teglbjælke fås, idet (1) anvendes:

$$\sigma_{\text{eff}} = \left(\frac{d}{l}\right) \times \tau + \sigma_{\text{forisp}}$$

Brudkriteriet for fugen er

$$\begin{aligned} \tau &= f_{v0} + \mu \times \sigma_{\text{eff}} \\ &= f_{v0} + \mu \times \left(\left(\frac{d}{l}\right) \times \tau + \sigma_{\text{forisp}} \right) \\ &= f_{v0} + \mu \times \sigma_{\text{forisp}} + \mu \times \left(\frac{d}{l}\right) \times \tau \\ \tau \times \left(1 - \mu \left(\frac{d}{l}\right)\right) &= f_{v0} + \mu \times \sigma_{\text{forisp}} \\ \tau &= \left[\frac{1}{\left(1 - \mu \left(\frac{d}{l}\right)\right)} \right] \times [f_{v0} + \mu \times \sigma_{\text{forisp}}] \end{aligned}$$

Det ses, at leddet i den 1. kantede parentes svarer til (2), hvor udtrykket (3) var den konservative anvendte værdi, samt at leddet i den 2. kantede parentes svarer til udtrykket for $f_{vk0,a}$ bestemt i 3.8.4.6.

Heraf konkluderes, at der ved beregning af teglbjælker kan regnes med den forøgede værdi $f_{vk0,a}$ bestemt i 3.8.4.6 eventuelt formelt forøget ved høje teglbjælker med faktoren $2d/a_v$.

I praksis vil de normmæssige begrænsninger på 1,5 MPa og $k_m \times f_b$ for forskydnings-spændingerne ofte udgøre den reelle begrænsning.