

## 16. Stivhed og sejhed af murværk

### 16.1 Indledning

Inden for murværksbranchen er der mange divergerende opfattelser af cementrige mørtler. Fx:

- Cementrige mørtler er stærke og stive, og besidder ikke den plasticitet som svagere mørtler har. Dette forhold medfører revnedannelse i den færdige konstruktion, som betyder, at dilatationsfuger skal indlægges med kortere afstand.
- Cementrige mørtler er mere holdbare over for miljøpåvirkning som fx salt og forurening.
- Det mest optimale murværk opnås ved at vælge en mørtel som har næsten samme styrke som stenen, hvilket for murværket betyder høje styrker, stor modstanddygtighed over for miljøpåvirkninger og at eventuelle revner opstår i fugerne.

Alt i alt må nok konkluderes, at problemstillingen ikke er tilstrækkeligt undersøgt eksperimentelt og at udenlandske erfaringer er vanskelige at bruge, idet der i udlandet anvendes andre typer mørtler og langt stærkere sten.

I dette afsnit betragtes kun forholdene omkring formuren, idet det sædvanligvis er her, der fremkommer revner. Forholdene omkring bagmuren er rimelig ækvivalente, blot er lasterne større og de temperaturbetingede bevægelser væsentligt mindre.

### 16.2 Definition af stivhed og sejhed

Ved definitionen af begreberne betragtes kun forskydning i liggefugen (se efterfølgende figur), da tvangsdeformationer i form af sætninger og temperaturbetingede flytninger ofte fremkalder denne påvirkning med deraf følgende revner.

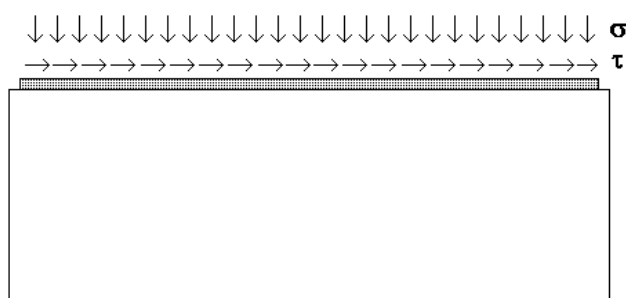


Fig. 16.2.1 Forskydning i liggefuge

### 16.2.1 Stivheden

Når det angives, at cementrig mørtel har en højere stivhed end cementfattige mørtler er dette indiskutabelt, idet stivheden er direkte proportional med elasticitetsmodulet som illustreret i det følgende. Stivheden defineres som:

$EI$  når der refereres til bøjningsstivheden eller som  $GA_k$  når der refereres til forskydningsstivheden

hvor

$A_k$  er afstanden mellem tryk- og trækresultanten for ren bøjning multipliceret med bredden.  $A_k$  er dermed, som  $I$ , en ren geometrisk parameter.

$G$  er forskydningsmodulet defineret som:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

### 16.2.2 Sejheden

Sejheden er et begreb der sjældent anvendes i den praktiske projektering. Ved sejheden forstås, rent teknisk, den energi et givet tværsnit kan optage, enten i form af en dynamisk eller statisk påvirkning. Sejheden og stivheden er ikke nødvendigvis relateret.

Sejheden defineres i international litteratur normalt som "Mode II – Energy", se efterfølgende illustration.

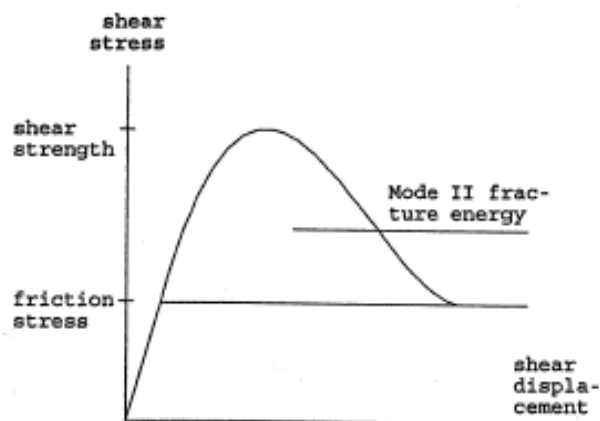


Fig. 16.2.2 Sejheden defineret som "Mode II fracture energy"

Mode II fracture energy er arealet under arbejdskurven ekskl. den del der stammer fra det rene friktionsbidrag ( $\mu \times \sigma$ ), dvs. den del der fremkommer pga. vedhæftningen repræsenteret ved kohæsionen. Arealet mellem arbejdskurven og det "vandrette" friktionsbidrag repræsenterer den energi, som kan optages i fugen pr. arealenhed på grund af vedhæftningen.

### 16.3 Praktisk eksempel. Sætning

En ”ofte” forekommende, revnegivende, utilsigtet påvirkning, der ikke medtages under projekteringen, er sætninger. Sætninger kan give anledning til revner typisk ved svækkede tværsnit, dvs hvor der er etableret muråbninger. Efterfølgende er et eksempel betragtet.

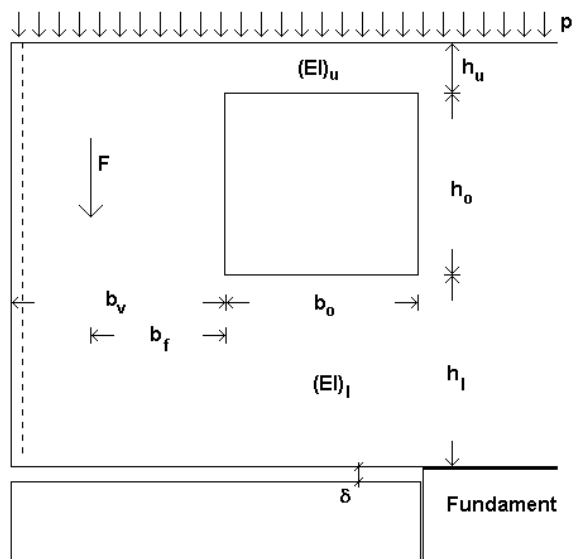


Fig. 16.3.1 Sætning af hjørne nær muråbning

Det antages, at fundamentet under åbningen og hen til hjørnet undergår sætningen  $\delta$  som illustreret.

Herefter vil brystningen og overliggeren henholdsvis under og over åbningen fungere som udkragede bjælker, der er påvirket af lasten  $F$ , som for forenklingens skyld repræsenterer alle laster.

Lasten  $F$  består af følgende bidrag:

- Egenvægten af den betragtede mur
- En eventuel ydre last  $p$
- En eventuel last fra det hosliggende hjørne.

Angrebspunktet fra muråbningen for lasten  $F$ , benævnes  $b_f$ .

#### 16.3.1 Mulighed I. Væggen ”svæver” over fundamentet

Først betragtes situationen, hvor fundamentets sætning er så stor, at vægfeltet i realiteten bæres af de 2 udkragede bjælker. Dette er en lidt uheldig situation der svarer til, at en del af fundamentet er placeret på ”blød” jord, der blot giver efter ved den mindste belastning fra væggen. Situationen kan naturligvis også forekomme midt på fundamentet og i områder uden åbninger, hvilket principielt blot medfører nogle lidt andre talværdier, men ikke andre konklusioner.

Den massive del af væggen forudsættes at undergå en lodret flytning parallel med F uden rotation.

Snitkræfterne i brystningen og teglbjælken fordeles efter stivhederne. Brystningen og tegloverliggeren indekseres som "l" og "u" (lower og upper).

Stivhederne ( $s$ ) antages, som angivet i afsnit 4.3, proportionale med  $t \times h_i^2$ , idet forskydningsstivheden udgør en væsentlig del af de udkragede bjælkers stivhed. Det fås:

$$s_u = \frac{t_u \times h_u^2}{(t_u \times h_u^2 + t_l \times h_l^2)}$$

$$s_l = \frac{t_l \times h_l^2}{(t_u \times h_u^2 + t_l \times h_l^2)}$$

hvor

$t$  er tykkelsen af vægfeltet

Regnes  $t_u = t_l$  fås:

$$s_u = \frac{h_u^2}{(h_u^2 + h_l^2)}$$

$$s_l = \frac{h_l^2}{(h_u^2 + h_l^2)}$$

Snitkræfterne er vist på efterfølgende figur.

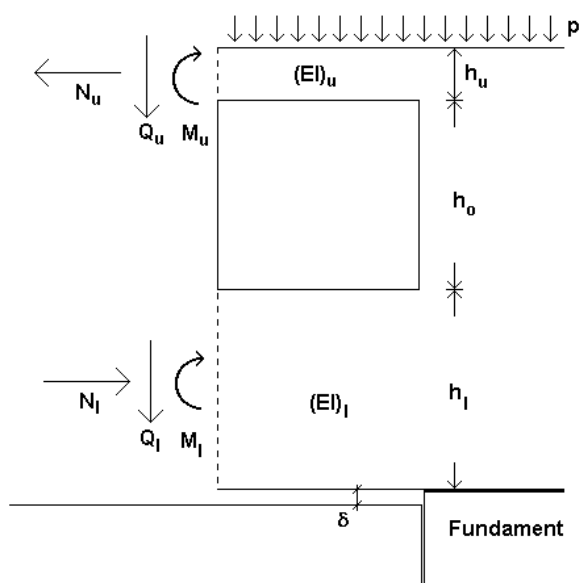


Fig. 16.3.2 Utsigtte snitkræfter ved fundamentsdel "uden bæreevne"

Forskydningskræfterne kan bestemmes til:

$$\begin{aligned} Q_u &= s_u \times F \\ Q_l &= s_l \times F \end{aligned}$$

Ud fra forudsætningen om, at der ikke er rotation i den massive vægdel og dermed i snittet mellem de udkragede bjælker og den massive vægdel, kan momentet bestemmes til:

$$\begin{aligned} M_u &= Q_u \times b_o/2 \\ M_l &= Q_l \times b_o/2 \end{aligned}$$

Hvorefter normalkræfterne kan bestemmes til:

$$\begin{aligned} N_u &= \frac{(F \times b_f + M_u + M_l)}{(h_o + \frac{1}{2} \times (h_u + h_l))} \\ N_l &= N_u \end{aligned}$$

Positiv i de respektive viste retninger på figuren.

I det efterfølgende bestemmes spændingerne i de kritiske tværsnit ud fra et typisk tal-eksempel.

Følgende værdier anvendes:

$$\begin{aligned} h_u &= 0,2 \text{ m} \\ h_o &= 1,2 \text{ m} \\ h_l &= 1,2 \text{ m} \\ b_v &= 1,2 \text{ m} \\ b_o &= 1,2 \text{ m} \end{aligned}$$

Da formuren betragtes, sættes:

$$p = 0 \text{ kN/m}$$

Mht. forholdene ved hjørnet vinkelret på den betragtede væg antages, at der ikke udveksles lodrette laster mellem de 2 vægge.

Ud fra en antaget fladedensitet på  $1,9 \text{ kN/m}^2$  kan  $F$  herefter bestemmes til:

$$\begin{aligned} F &= (2,4 \times 2,6 - 1,2 \times 1,2) \times 1,9 \text{ kN} \\ &= 9,12 \text{ kN} \end{aligned}$$

De relative stivheder (s) kan herefter bestemmes:

$$s_u = \frac{(0,2)^2}{[(0,2)^2 + (1,2)^2]}$$

$$s_l = \frac{(1,2)^2}{[(0,2)^2 + (1,2)^2]}$$

$$s_u = 0,03$$

$$s_l = 0,97$$

Forskydningskræfterne (q) kan bestemmes til:

$$Q_u = 0,03 \times 9,12 \text{ kN}$$

$$Q_l = 0,97 \times 9,12 \text{ kN}$$

$$Q_u = 0,27 \text{ kN}$$

$$Q_l = 8,85 \text{ kN}$$

Momenterne (M) bestemmes til:

$$M_u = 0,162 \text{ kNm}$$

$$M_l = 5,31 \text{ kNm}$$

$b_f$  bestemmes til:

$$b_f = \left( \frac{(1,2 \times 2,6 \times 1,8 \times 1,9 + 1,2 \times 1,4 \times 1,9 \times 0,6)}{9,12} \right) - 1,2$$

$$= 0,18 \text{ m}$$

Normalkræfterne (N) bestemmes til:

$$N_u = \left( \frac{9,12 \times 0,18 + 0,162 + 5,31}{(1,2 + \frac{1}{2} \times (0,2 + 1,2))} \right) - 1,2$$

$$N_u = N_l = 3,74 \text{ kN}$$

Af symmetriårsager har snitkræfterne samme størrelse i det lodrette snit ved åbningens venstre side og højre side.

Snitkræfterne ved åbningens venstre side er illustreret i fig. 16.3.2.

De maksimale trækspændinger beregnes:

$$\begin{aligned}\sigma_u &= \frac{0,162 \times 10^6}{\left[ \frac{1}{6} \times 108 \times 200^2 \right]} + \frac{3,74 \times 10^3}{[108 \times 200]} \\ &= 0,225 + 0,173 \\ &= 0,398 \text{ MPa} \\ \sigma_l &= \frac{5,31 \times 10^6}{\left[ \frac{1}{6} \times 108 \times 1200^2 \right]} + \frac{3,74 \times 10^3}{[108 \times 1200]} \\ &= 0,20 - 0,03 \\ &= 0,17 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Disse spændinger er uafhængige af murværkets elasticitetsmodul og vil altid være til stede, såfremt jordbunden er af en sådan beskaffenhed, at brystningen og teglbjælken skal bære som udkragede bjælker.

Såfremt murværkets faktiske trækstyrke er større end de beregnede (se afsnit 14.5.3 for bestemmelse af trækstyrken af murværk), vil murværket bære som udkraget bjælke, og såfremt trækstyrkerne er mindre, vil murværket eventuelt bryde med revner til følge (se dog afsnit 16.3.3 ”Post – peak sejhed”).

En cementrig, og dermed stærkere mørtel, vil med større sandsynlighed kunne optage de aktuelle spændinger.

Såfremt der kommer revner, vil en cementfattig mørtel give et mere acceptabelt revnemønster, idet revnerne typisk vil løbe i fugerne, mens revnerne i en cementrig mørtel kan løbe i stenene. Dette forhold er behandlet i afsnit 15.5, Trækstyrke af murværk vinkelret på studsfugen.

### 16.3.2 Væggen undergår en tvangsdeformation

Såfremt  $\delta$  og  $F$  har en størrelse, der medfører, at murværket ”følger med” fundamentet, bliver situationen anderledes.

Dette kan fx være situationen, hvis  $F$  er væsentligt større end i ovenstående tilfælde og  $\delta$  er få mm, eller hvis geometrien af vægfeltet er anderledes. Fx hvis muråbningen består af en dør. Dette eksempel betragtes i det efterfølgende (se fig. 16.3.3).

Tegloverliggeren undergår en tvangsdeformation  $\delta$ . Det massive vægfelt regnes, på tilsvarende måde som i foregående afsnit, ikke at undergå nogen rotation, hvorved overliggeren igen antages at få en symmetrisk  $s$ -deformation.

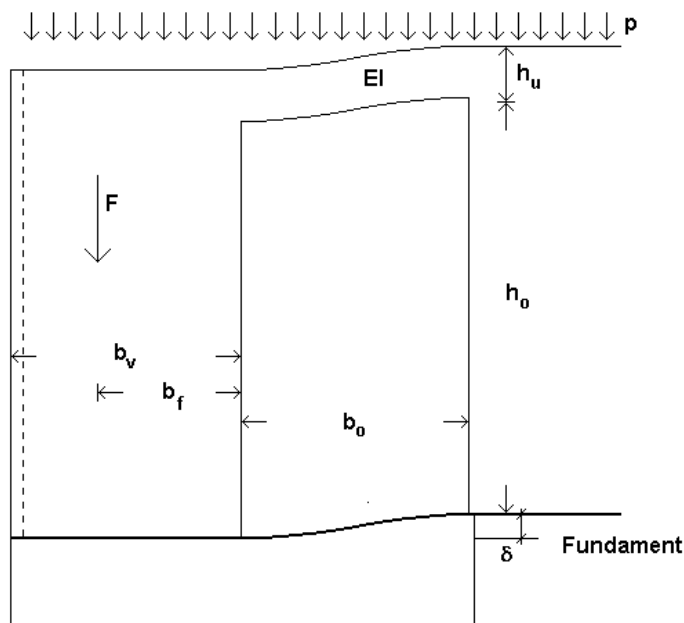


Fig. 16.3.3 Vægfelt undergår tvangsdeformation

På baggrund af den introducerede tvangsdeformation opstår der et moment i enderne af tegloverliggeren på:

$$M_{\max} = \frac{6 \times (EI) \times \delta}{b_0^2}$$

De tilsvarende maksimale spændinger fås til:

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{6 \times (EI) \times \delta}{(w \times b_0^2)} \\ &= \frac{3 \times E \times h_u \times \delta}{b_0^2} \end{aligned}$$

hvor

$h_u$  er højden af den aktuelle bjælke  
 $w$  er modstandsmomentet

Det ses, at spændingerne er proportionale med højden af den udkragede bjælke og med elasticitetsmodul.



Med de aktuelle værdier anvendt i forrige eksempel og med et (bøjnings)elasticitetsmodul (E) på:

$$E = 1000 \text{ MPa}$$

fås værdien for  $\sigma$  i MPa, når  $\delta$  indsættes i mm, til:

$$\begin{aligned}\sigma &= 3 \times 1000 \times 200 \times \delta / 1200^2 \\ &= 0,42 \times \delta\end{aligned}$$

Det ses, med den i eksemplet anvendte geometri, at når sætningen bliver større end cirka 1,0 mm, bliver trækspændingerne større end de typiske trækstyrker vinkelret på studsfulgen, hvilket eventuelt medfører lokalt brud.

Antages, at trækstyrken af murværket er proportional med kohæsionen (hvilket er aktuelt, så længe der ikke opstår brud i stenen) fås følgende udnyttelsesgrad (u) for murværket, som er påvirket af tvangsdeformationen.

$$u = \sigma / f_{\text{trs}}$$

hvor

$f_{\text{trs}}$  er trækstyrken af murværket vinkelret på studsfulgen.

Heraf fås:

$$u = \sigma / p \times f_{\text{vk0}}$$

hvor

$f_{\text{vk0}}$  er kohæsionen

p er en proportionalitetskonstant afhængig af forbandtet.

Det fundne udtryk for  $\sigma$  indsættes:

$$\begin{aligned}u &= \frac{\left( \frac{3 \times E \times h \times \delta}{b_0^2} \right)}{p \times f_{\text{vk0}}} \\ &= E / f_{\text{vk0}} \times kst\end{aligned}$$

hvor

kst er en parameter alene afhængig af geometri, sætningens størrelse og forbandtet.

$E/f_{vk0}$  er de materialemæssige parametre, og det ses, at udnyttelsesgraden forbliver den samme, så længe forholdet mellem  $E$  og  $f_{vk0}$  er konstant. Dvs. den mest uheldige mørtel, der kan vælges ifm. revnedannende bevægelser, er en mørtel med høj værdi af  $E$  og lav værdi af  $f_{vk0}$ . Dette kan fx være aktuelt for cementrige mørtler med overdreven brug af luftdannende additiver!

For normale KC-mørtler (uden luftindblanding) er forholdet mellem  $E$  og  $f_{vk0}$  rimelig konstant. Igen ses vigtigheden af ikke at vælge en mørtel der er for stærk, men alene vælge mørtelstyrken således, at den netop overholder de normmæssige, statiske krav, idet stærke mørtler er følsomme over for revnedannelser i stenen, når der opstår utilsigtede sætninger større end murværkets bæreevne og deformationskapacitet.

Et fast forhold mellem  $E$  og  $f_{vk0}$  svarer til mørtler, hvor toppunktet på arbejdslinjen har samme bruddeformation som illustreret i efterfølgende figur, hvor hældningen på arbejdslinjen er proportional med  $E$ .

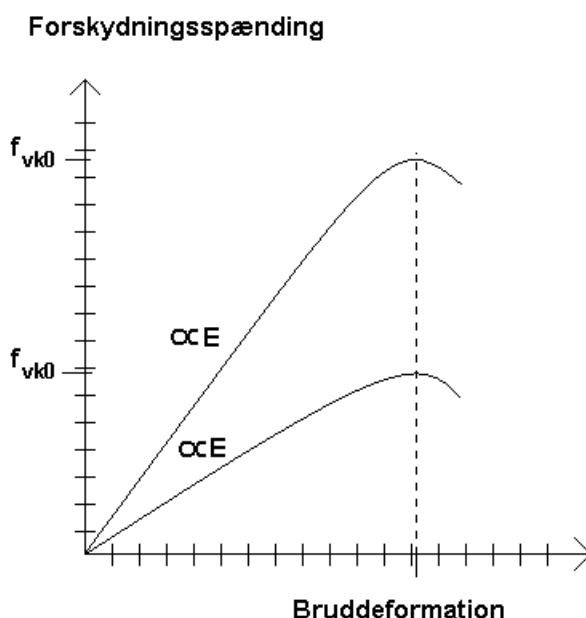


Fig. 16.3.4 Mørtler med samme værdi af  $E/f_{vk0}$

### 16.3.3 "Post – peak sejhed"

Et mere korrekt resultat fås, såfremt forløbet efter toppunktet medtages i betragtningerne (illustreret i fig. 16.2.2).

Betragtes vægfeltet i fig. 16.3.3 fås det ydre arbejde ( $A_y$ ) til:

$$A_y = F \times \delta$$

Antages endvidere, at energien kun optages i liggefugerne fås, idet  $e_{\text{modeII}}$  benævner det aktuelle murværks Mode II fracture energy:

$$\begin{aligned} A_i &= A_{\text{liggefuge}} \times e_{\text{modeII}} \\ &= (h_u/s_n - 1) \times t \times b_0 \times e_{\text{modeII}} \end{aligned}$$

hvor

$A_i$  er energien optaget af liggefugerne  
 $A_{\text{liggefuge}}$  er arealet af liggefugerne  
 $h_u$  er højden af den aktuelle bjælke  
 $s_n$  er den lodrette afstand mellem liggefugerne.

Et eksempel med typiske værdier:

$$\begin{aligned} h_u &= 200 \text{ mm} \\ s_n &= 67 \text{ mm} \\ e_{\text{modeII}} &= 0,1 \text{ Nmm/mm}^2 \\ t &= 108 \text{ mm} \\ b_0 &= 1200 \text{ mm} \\ \\ A_i &= (200/67 - 1) \times 108 \times 1200 \times 0,1 \\ &= 2 \times 108 \times 1200 \times 0,1 \\ &= 25920 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Er  $\delta = 1,0$  mm og  $F = 25,92$  kN, kan den aktuelle tegloverligger undergå deformationen, uden at der kommer revner i murværket. Forskydningsdeformationen har dog passeret toppunktet, hvilket betyder at bæreevnen er reduceret.

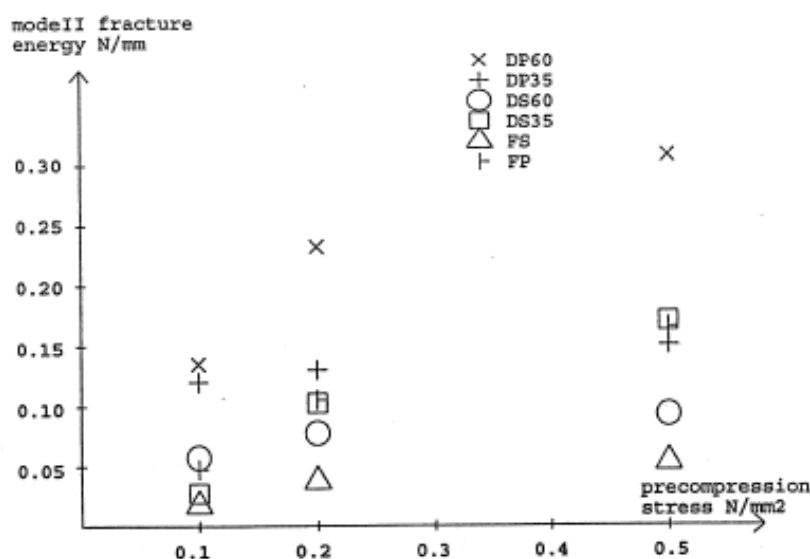
Nærværende eksempel er relativt typisk og illustrerer, at kendskab til  $e_{\text{modeII}}$  for forskellige kombinationer af sten og specielt mørtel er nødvendige for at vurdere murværkets sejhed.

I Danmark er der kun udført få officielle forsøg vedrørende bestemmelse af  $e_{\text{modeII}}$ . Forsøg på SBi i 1998 med cellesten og massive sten i kombination med tørtmørtel KC 60/40/850 og KC 35/65/650 indikerer følgende for de danske sten og mørtler:

- $e_{\text{modeII}}$  ligger i intervallet 0,03-0,3 Nmm/mm<sup>2</sup> (dvs. en faktor 10 i forskel).
- Cellesten har en langt højere værdi for  $e_{\text{modeII}}$  end massive sten, hvilket skyldes, at mørtlen bliver presset op i cellerne og giver en dørvirkning samt, at der i de enkelte celler er en tynd vandret grat, der lokalt kan knuses og dermed giver en stor deformationskapacitet.
- Sammenlignes den stærke og svage mørtel (henholdsvis KC 60/40/850 og KC 35/65/650) i kombination med cellesten ses, at den svage mørtel har størst værdi for  $e_{\text{modeII}}$ , specielt, når  $\sigma$  er stor ( $= 0,5$  MPa). For  $\sigma = 0,1$  MPa er forskellen minimal, og ekstrapoleres resultaterne, er der ingen forskel for  $\sigma \geq 0,08$  MPa.
- Sammenlignes den stærke og svage mørtel i kombination med massive sten ses, at den stærke mørtel giver størst værdi for  $e_{\text{modeII}}$ , når  $\sigma > 0,15$  MPa og omvendt for  $\sigma < 0,15$  MPa.

Resultatet fra forsøgsrækken er vist i efterfølgende figur med følgende indeksering anvendt:

- D er danske sten
- P er cellesten (perforated)
- S er massive sten (solid)
- 60 er mørtel KC 60/40/850
- 35 er mørtel KC 35/65/650
- F er finske sten opmuret med finsk cementmørtel. Disse er ikke kommenteret i dette afsnit.



Figur 15.3.5 Forsøgsresultater fra målinger af  $e_{\text{modeII}}$  på SBi

Overordnet må siges at der ikke er nogen gennemgående signifikant forskel på sejheden for de 2 mørtler.

## 16.4 Temperaturbetingede deformationer

I afsnit 16.3 blev ”sætninger” behandlet. En anden ”ofte” forekommende, revnegivende påvirkning er de temperaturbetingede deformationer. Det vil sige det faktum, at murværket ændrer dimensioner på grund af temperatur- (og fugt-)påvirkninger.

Dette forhold medtages i projekteringen ved at indlægge dilatationsfuger (se afsnit 17) og undgå bindere nær hjørner (afsnit 8.10). Reglerne for indlæggelse af dilatationsfuger er meget generelle og tager ikke hensyn til eventuelle åbninger som nogle gange forekommer i normalt muret byggeri.

Problematikken er kvantificeret mht. stenene og mørtlens styrke på [www.mur-tag.dk](http://www.mur-tag.dk).

Problematikken er endvidere undersøgt af SBi [KFK2], der bl.a. teoretisk beregner den mulige væglængde ( $l_{ud}$ ), før det er nødvendigt at indlægge dilatationsfuger.

Med forskellige forudsætninger beregnes  $l_{ud}$  til:

$$l_{ud} = 45-126 \text{ m}$$

Generelt konkluderes: ”at det i almindelighed ikke er nødvendigt at indlægge lodrette dilatationsfuger, selv i meget lange mure. En undtagelse udgør dog mure som indeholder store huller nær ved murens ender”.

I det følgende betragtes et eksempel med en åbning nær ved enden af muren. Se efterfølgende figur.

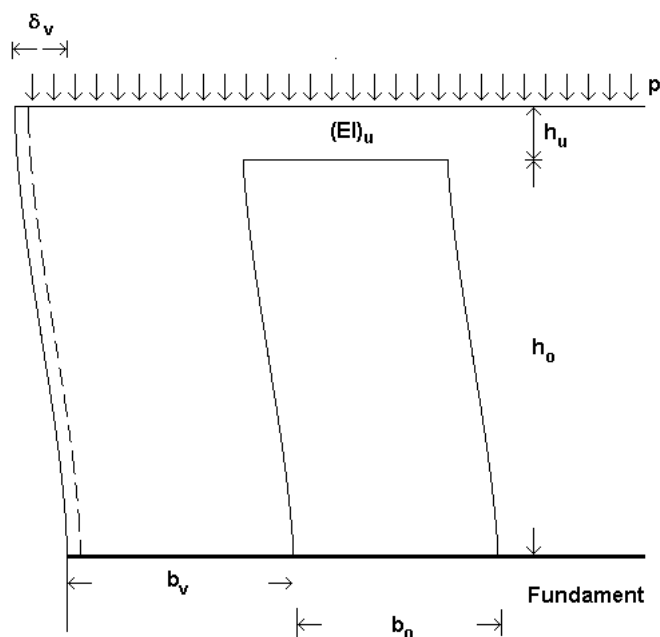


Fig. 16.4.1 Temperaturbetingede deformationer af vægfelt med åbning nær enden

Såfremt:

- vægfeltet var placeret på et fundament uden friktion
- vægfeltet var opvarmet homogent
- udvidelsen ikke var hindret af tværvægge

ville de temperaturbetingede deformationer blot medføre, at væggen udvidede sig, uden at der i vægfeltet fremkom yderligere, indre spændinger.

Ved beregning af det viste vægfelt gøres indledningsvis følgende antagelser:

- Påvirkningen fra den hosliggende væg vinkelret på det viste vægfelt er negligibel
- Der ses bort fra egenvægten af tegloverligggeren
- Forskydningsdeformationen af tegloverligggeren er negligibel
- Vægfeltet til højre for åbningen er stift og giver ikke anledning til rotation i snitfladen mellem overligger og vægfelt
- Sökkelpudsen er ikke sammenhængende med murværket.

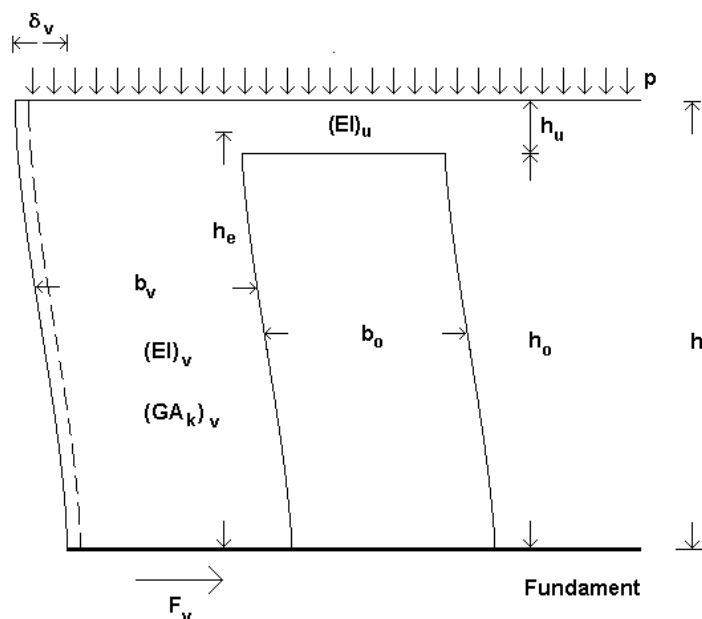


Fig. 16.4.2 Reaktion i bund af vægfelt

Reaktionen i bunden af konstruktionen kan maksimalt være:

$$F_{v,max} = [p \times (b_v + \frac{1}{2} \times b_o) + b_v \times h \times \rho] \times \mu$$

hvor

$\rho$  er egenvægten pr. fladeenhed af det betragtede murværk.

Sammenhængen mellem  $F_v$  og flytningen  $\delta_v$  bestemmes:

$$\delta_v = \frac{\left(\frac{1}{3}\right) \times F_v \times h_e^3}{(EI)_v} + \frac{F_v \times h_e}{(GA_k)_v} + \frac{F_v \times h_e^2 \times b_o}{(4 \times (EI)_u)}$$

Første led er bøjningsbidraget i vægfeltet.

Andet led er forskydningsbidraget i vægfeltet.

Tredje led er bidraget stammende fra rotationen af tegloverliggeren i snitfladen mellem tegloverligger og det betragtede vægfelt.

Forholdet mellem  $\delta_v$  og  $F_v$  kan herefter bestemmes til:

$$\frac{\delta_v}{F_v} = \left(\frac{1}{3}\right) \times \frac{h_e^3}{(EI)_v} + \frac{h_e}{(GA_k)_v} + h_e^2 \times \frac{b_o}{(4 \times (EI)_u)}$$

Højresiden i udtrykket er kendte, geometriske og materialemæssige parametre. Beregningsproceduren er herefter:

$\delta_v$  bestemmes på sædvanlig vis (se afsnit 16.5)  
 $F_v$  bestemmes og det undersøges om  $F_v$  er mindre end  $F_{v,max}$   
 Momentet i overliggeren bestemmes som  $\min(F_v \times h_e, F_{v,max} \times h_e)$ .

Et eksempel:

$b_v$	= 1,20 m
$b_o$	= 0,90 m
$t$	= 108 mm
$h$	= 2,60 m
$h_o$	= 2,40 m
$p$	= 1,0 kN/m (på formuren er placeret en mindre murkrone)
$\mu$	= 0,7
$\rho$	= 1,9 kN/m <sup>2</sup>
$E$	= 1000 MPa (bøjningselasticitetsmodulet)
$\nu$	= 0,15 (Poisson's forhold. Se afsnit 14.6)
$\delta_v$	= 2,1 mm

$h_u$ ,  $h_e$ , og  $F_{v,max}$  bestemmes til:

$$\begin{aligned} h_u &= h - h_o \\ &= 2,60 - 2,40 \\ &= 0,20 \text{ m} \\ \\ h_e &= h_o + \frac{1}{2} \times h_u \\ &= 2,40 + \frac{1}{2} \times 0,20 \\ &= 2,50 \text{ m} \\ F_{v,max} &= [1,0 \times (1,20 + \frac{1}{2} \times 0,90) + 1,20 \times 2,6 \times 1,9] \times 0,7 \\ &= 5,45 \text{ kN} \end{aligned}$$

$(EI)_v$ ,  $(GA_k)_v$ , og  $(EI)_u$  bestemmes til:

$$\begin{aligned} (EI)_v &= 1000 \times \left(\frac{1}{12}\right) \times 108 \times 1200^3 \\ &= 1,555 \times 10^{13} \\ \\ (GA_k)_v &= \left[\frac{1000}{2(1+0,15)}\right] \times \left(\frac{2}{3}\right) \times 108 \times 1200 \\ &= 3,756 \times 10^7 \\ \\ (EI)_u &= 1000 \times \left(\frac{1}{12}\right) \times 108 \times 200^3 \\ &= 7,2 \times 10^{10} \end{aligned}$$

$F_v$  kan herefter bestemmes ud fra:

$$\begin{aligned}\delta_v/F_v &= \left(\frac{1}{3}\right) \times \frac{h_e^3}{(EI)_v} + \frac{h_e}{(GA_k)_v} + h_e^2 \times \frac{b_o}{(4 \times (EI)_u)} \\ &= \left(\frac{1}{3}\right) \times \frac{2500^3}{1,555 \times 10^{13}} + \frac{2500}{3,756 \times 10^7} + \\ &\quad 2500^2 \times \frac{900}{(4 \times 7,2 \times 10^{10})} \\ &= 3,35 \times 10^{-4} + 0,665 \times 10^{-4} + 195 \times 10^{-4} \\ &= 199 \times 10^{-4}\end{aligned}$$

Det ses, at det tredje led, som stammede fra rotationen af tegloverliggeren, er det afgørende led for den valgte geometri. De øvrige 2 led er neglige.  $F_v$  kan herefter bestemmes til:

$$\begin{aligned}F_v &= 2,1/199 \times 10^{-4} \\ &= 105 \text{ N} \\ &< F_{v,\max}\end{aligned}$$

Spændingerne i overliggeren stammende fra den aktuelle påvirkning ( $\sigma_{hu=0,20m}$ ) bestemmes til:

$$\begin{aligned}\sigma_{hu=0,20m} &= M/W_u \\ &= 6 \times F_v \times h_e/t \times h_u^2 \\ &= 0,36 \text{ MPa}\end{aligned}$$

hvor

$M$  er det aktuelle moment i overliggeren stammende fra  $F_v$   
 $W_u$  er modstandsmomentet for tegloverliggeren.

Værdien 0,36 MPa er typisk i samme størrelsesorden som den karakteristiske trækstyrke af murværk vinkelret på studsfulgen (se afsnit 14.5.3).

Det ses, at det helt afgørende led er den ”lave” teglbjælke, der medfører et slapt system.

Foretages de tilsvarende beregninger for

$$h_u = 0,40 \text{ m}$$

fås:

$$\sigma = 0,64 \text{ MPa}$$

Med denne geometri ses, at der for dette eksempel givetvis vil komme revner i enkelte fuger i tegloverliggeren. Herved vil tværsnittet og dermed  $F_v$  blive reduceret.



Nu er en 400 mm høj tegloverligger over en 900 mm åbning normalt heller ikke statisk nødvendig, men kan dog forekomme pga. de geometriske forhold.

Beregningen illustrerer således, at ved åbninger, hvor tværsnittet er reduceret kraftigt, kan der opstå store spændinger i det resterende tværsnit, såfremt dette er for stift.

Antages simplificeret, at kun rotationsleddet af tegloverliggeren giver et bidrag og  $h_e$  er konstant, kan et forhold mellem  $b_o$  og  $h_u$  udledes.

Det fås:

$$\delta_v/F_v = \left(\frac{1}{3}\right) \times \frac{h_e^3}{(EI)_v} + \frac{h_e}{(GA_k)_v} + h_e^2 \times \frac{b_o}{(4 \times (EI)_u)}$$

som simplificeret giver:

$$\delta_v/F_v = \frac{h_e^2 \times b_o}{(4 \times (EI)_u)}$$

eller:

$$F_v = \frac{(4 \times \delta_v \times (EI)_u)}{h_e^2 \times b_o}$$

Trækspændingerne i murværket vinkelret på studsfugerne fås til:

$$\sigma = F_v \times \frac{h_v}{W_u}$$

Ved indsættelse af  $F_v$  fås:

$$\sigma = \frac{4 \times \delta_v \times (EI)_u}{(h_e \times b_o \times W_u)}$$

Idet  $I/W$  er  $h_u/2$  fås:

$$\sigma = \frac{2 \times \delta_v \times E \times h_u}{(h_e \times b_o)}$$

$\delta_v$  kan simplificeret, for symmetriske vægfelter, sættes til (Se afsnit 16.5):

$$\delta_v = \frac{L}{2} \times 0,21 \times 10^{-3}$$

hvor

$L$  er vægfeltets længde.

Antages en række typiske værdier:

$$\begin{aligned}\sigma &< 0,33 \text{ MPa} \\ E &= 1000 \text{ MPa} \\ h_e &= 2500 \text{ mm} \\ L &= 20 \text{ m}\end{aligned}$$

fås hermed følgende håndregel:

$$h_u/b_o < 0,20$$

Et forhold på  $h_u/b_o = 0,20$  er normalt og svarer til en bæreevne på 4-6 kN/m for tegl-bjælker med en højde mellem 3 og 10 skifter og dermed med længder mellem 1,0 og 3,33 m.

### 16.5 Bestemmelse af $\delta_v$ i praksis

Dette emne er delvist beskrevet i afsnit 8.4, hvor den resulterende udvidelseskoefficient ( $\varepsilon_d$ ) blev bestemt til:

$$\varepsilon_d = 0,21 \text{ mm/m}$$

Bemærk, at ved beregning af bindere er det differensbevægelsen i en vilkårlig retning ( $\delta$ ) der er relevant, mens det ved ovenstående betragtninger af hulmuren er den vandrette komponent ( $\delta_v$ ) der er relevant, idet den lodrette komponent ( $\delta_l$ ) ikke giver nogen former for tvangsspændinger i et normalt vægfelt (da vægfeltet blot ”vokser” opad).

Ved rimelige, symmetriske vægfelter kan den maksimale differensbevægelse bestemmes til:

$$\delta_v = L/2 \times 0,21 \text{ mm/m}$$

Dvs. for et vægfelt med længden:

$$L = 20 \text{ m}$$

vil den maksimale differensbevægelse, som er ved enderne (hjørnerne) være:

$$\delta_v = 2,1 \text{ mm}$$

Ved asymmetriske vægfelter vil den maksimale differensbevægelse opstå i den ”lette” del af vægfeltet (se fig. 8.4.2). Differensbevægelsen kan skønsmæssigt sættes til:

$$\delta_v = 2L/3 \times 0,21 \text{ mm/m}$$

Dvs. for et vægfelt med længden:

$$L = 30 \text{ m}$$

vil den maksimale differensbevægelse i den lette ende af vægfeltet være:

$$\delta_v = 4,1 \text{ mm}$$

Længderne angivet i dette afsnit er (naturligvis) afstanden fra hjørne/dilatationsfuge til hjørne/dilatationsfuge i et plant vægfelt.

## 17. Placering af dilatationsfuger

### 17.1 Indledning

Placering af dilatationsfuger må sædvanligvis foregå ved hjælp af en ingeniørmæssig vurdering, idet det normalt er yderst vanskeligt og tidskrævende at gennemregne aktuelle vægfelter.

En artikel om emnet kan findes på [www.mur-tag.dk](http://www.mur-tag.dk)

I afsnit 16.4 er gennemregnet et eksempel, hvoraf det fremgår, at en dilatationsfuge eventuelt skulle indlægges for at reducere  $\delta_v$ .

Ved anvendelse af konsoller er forholdene omkring indlæggelse af dilatationsfuger specielle, og dette gennemgås i afsnittet vedrørende konsoller (se afsnit 11).

#### 17.1.1 Hjørner og Z-forløb

Et hjørne, hvor binderne er friholdt (i cirka 1,0 m afstand fra hjørnet af bagvæggen), kan regnes som en dilatationsfuge, idet det friholdte hjørne netop er gjort bevægeligt.

Dvs. en konstruktion af sammenbyggede huse, som vist efterfølgende, kan normalt udføres uden dilatationsfuger.

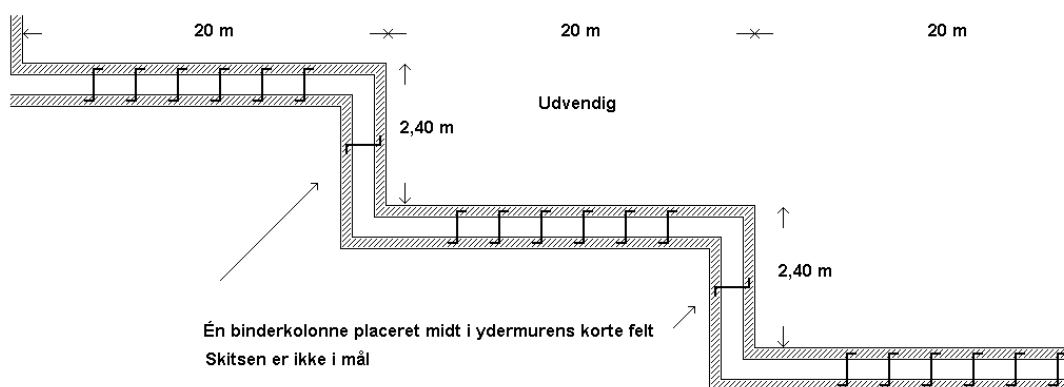
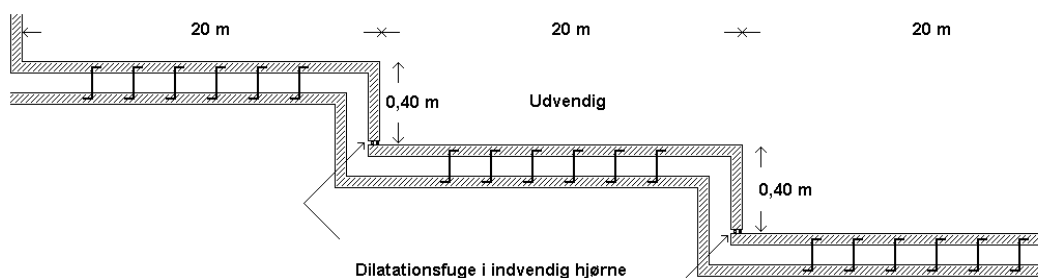


Fig. 17.2.1 Eksempel på sammenbyggede huse udført uden dilatationsfuger

Det ses, at det korte element i "Z-et" udføres med kun 1 binderkolonne, hvorom muren kan bevæge sig. Såfremt afstanden i det korte Z bliver kortere end 1,0 m, kan der opstå problemer, og der må eventuelt etableres dilatationsfuger som illustreret efterfølgende. Dilatationsfuger bør placeres i indadgående hjørner, hvor de ses mindst.



Skitsen er ikke i mål

Fig. 17.2.2 Eksempel på sammenbyggede huse udført med nødvendige dilatationsfuger

### 17.1.2 Symmetriske vægfelter

Ved vægfeltslængder i størrelsesorden 15-30 m skal der indlægges dilatationsfuger. Ved symmetriske vægfelter kan man "trække" indlæggelsen af dilatationsfuger mere end ved asymmetriske vægfelter, da der ved asymmetriske vægfelter altid vil være større differensbevægelser i den "lette"/"svage" ende.

Dilatationsfugen i symmetriske vægfelter skal så vidt muligt indlægges i symmetriplanen for at få mest mulig effekt af fugen. Se efterfølgende figur, hvor en række vinduer medfører, at dilatationsfugen ikke kan placeres i symmetriplanen, men må placeres umiddelbart ved siden af.

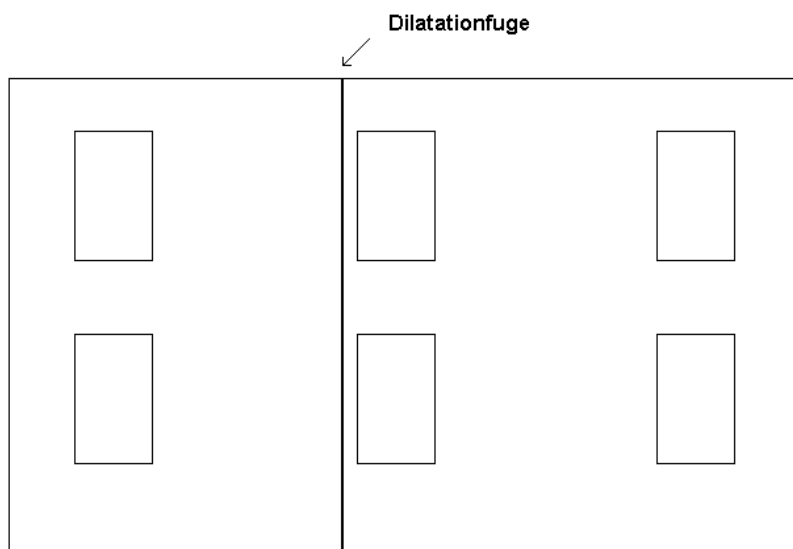


Fig. 17.3.1 Relativ symmetrisk placering af dilatationsfuge i symmetrisk vægfelt

### 17.1.3 Asymmetriske vægfelter

Som begrundet i foregående afsnit er asymmetriske vægfelter mere kritiske end symmetriske, og ved vægfeltslængder i størrelsesorden 15-25 m bør der indlægges dilatationsfuger.

Dilatationsfugen indlægges nærmest den ”lette” del af vægfeltet, da tværsnittet her er svagest og differensbevægelser størst. Se efterfølgende figur for illustration.

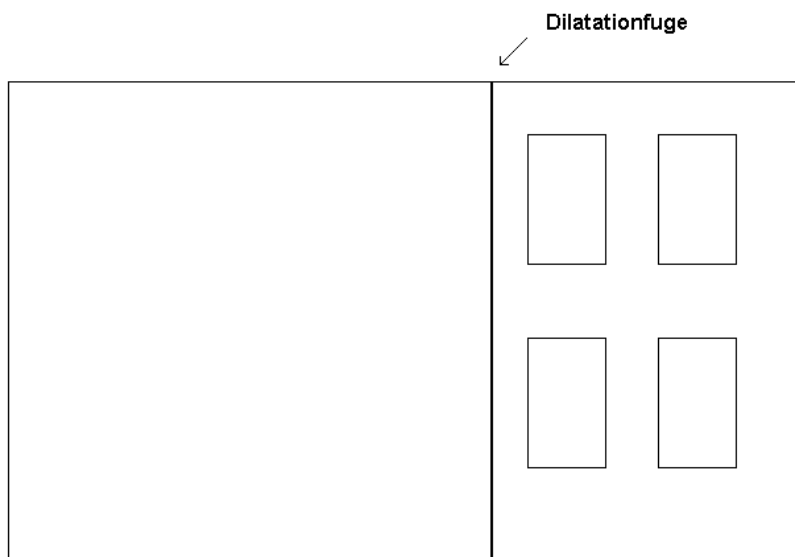


Fig. 17.4.1 Indlæggelse af dilatationsfuge i asymmetriske vægfelter

### 17.1.4 Placering af dilatationsfuge ved vinduer

Dilatationsfuger bør ikke placeres for tæt på et vindue, og skal dilatationsfugen placeres mellem 2 tætsiddende vinduer, bør den placeres midt imellem.

Dilatationsfugen virker som en fri kant, og er den placeret tæt på et vindue, fås et lille og svagt tværsnit der skal videreføre kræfterne. I EN 1996-1-1 angives, at styrkerne skal reduceres, såfremt tværsnittet bliver mindre end  $0,1 \text{ m}^2$ , hvilket svarer til at dilatationsfugen bør placeres 948 mm fra vinduernes lysningskant, såfremt skalmuren ikke skal gennemregnes med reducerede styrkeparametre i de reducerede tværsnit. Tværsnittet må endvidere ikke være mindre end  $0,04 \text{ m}^2$ , såfremt det skal regnes bærende.

Hvis dette ikke kan lade sig gøre, kan dilatationsfugen placeres langs den lodrette kant ved vinduerne, såfremt disse er monteret i bagmuren. Dette er vist på efterfølgende figur.

Denne løsning har tillige den fordel, at dilatationsfugen ved vinduets lodrette kant (som alligevel skal etableres) bliver en del af den gennemgående dilatationsfuge.

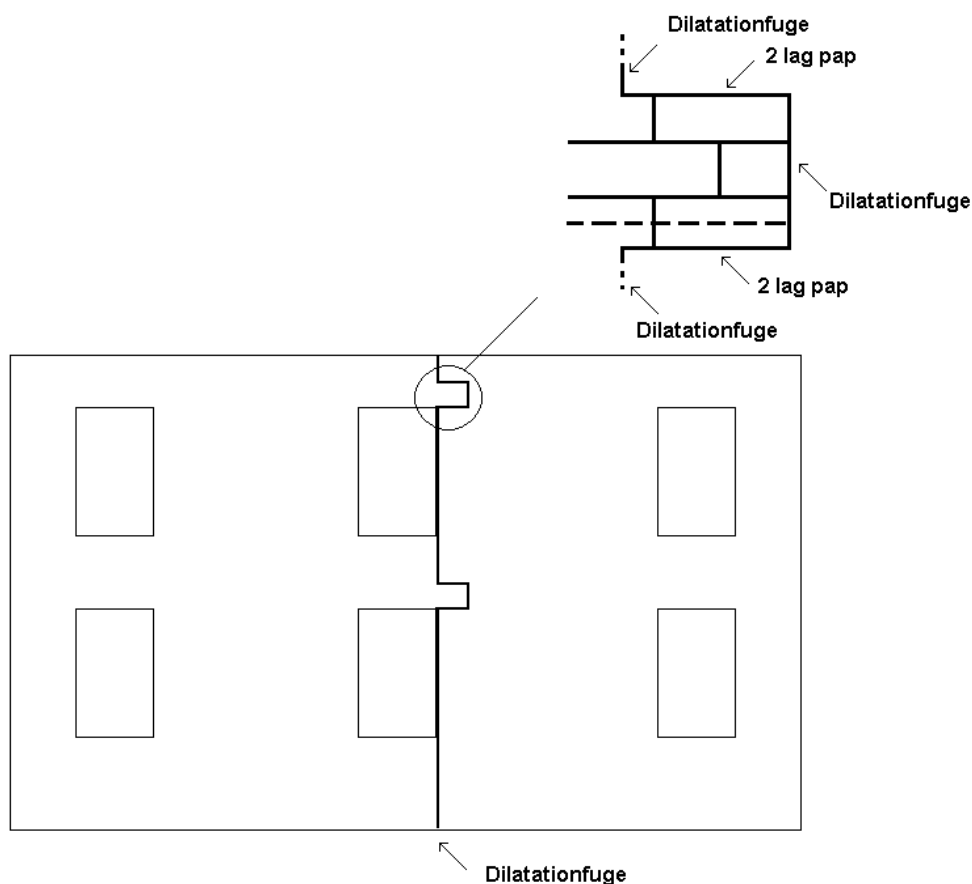


Fig. 17.5.1 Dilatationsfuge langs vinduernes lodrette kanter

### 17.1.5 Synlig/ikke synlig dilatationsfuge. Æstetiske forhold

Ud over de rent konstruktive forhold er der en række æstetiske forhold, der skal tages hensyn til når dilatationsfuger projekteres.

Dilatationsfuger kan udformes ”usynlige” ved at de indlægges i forbandtet som illustreret efterfølgende. Farven på dilatationsfugen vælges således, at den ligner mørtelfugen mest mulig. Umiddelbart efter fugningen af dilatationsfugen drysses sand i samme farve som mørtlen på den ”våde” gummifuge med det resultat, at dilatationsfugen ligner den almindelige mørtelfuge (i hvert fald de første år). Om denne løsning er mere æstetisk end den direkte lodrette fuge afhænger af smag og behag.

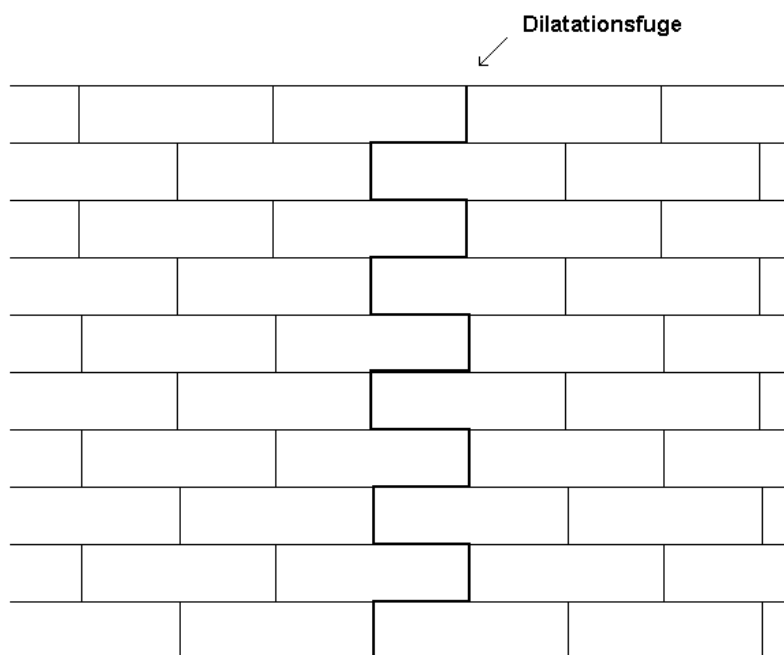


Fig. 17.6.6 Dilatationsfuge indlagt i forbandtet

Dilatationsfugen kan skjules bag et nedløbsrør. Denne løsning kan virke umiddelbart tiltrækkende, men er uhensigtsmæssig på længere sigt, idet udskiftning af fugen, som normalt skal ske hvert 15 år, kræver, at nedløbsrøret afmonteres. I praksis sker der ofte det, at udskiftning af fugen udskydes med utætheder til følge, og sker dette samtidig med et utæt nedløbsrør, kan dette medføre kraftig vandpåvirkning af hulumuren (se eksempel på løsning på [www.mur-tag.dk](http://www.mur-tag.dk)).

Heldige løsninger er opnået ved at tyndpudse murværket omkring dilatationsfugen i en lodret, farvet stribe med en bredde på  $\frac{1}{2}$  m, hvorved området eksponeres, mens dilatationsfugen forsvinder visuelt.

### 17.1.6 Skader ved dilatationsfuger

Såfremt fugerne ikke skiftes/efterses regelmæssigt kan de ”slippe” i kanterne, blive møre etc. med mulig vandindtrængning i hulumuren til følge.

Såfremt fugen ikke er rensset omhyggeligt op inden etablering af gummifugen, kan der være enkelte steder, hvor de 2 vægdele er i kontakt gennem sten eller mørtelpølser, hvilket kan medføre lokalt brud eller utilsigtede spændingstilstande med revner til følge.



Der er også observeret skader i nedenstående, beskrevne situation (se efterfølgende figur):

- Dilatationsfugen er fejlagtigt ikke indlagt fra starten
- En lodret fuge i murværket udfræses med en vinkelsliber kun en brøkdel inde i muren
- Dilatationsfugen monteres som oprindeligt planlagt.

Denne detalje er naturligvis ikke hensigtsmæssig, idet bevægelser i formuren vil medføre store momenter i resttværsnittet, der dermed revner.

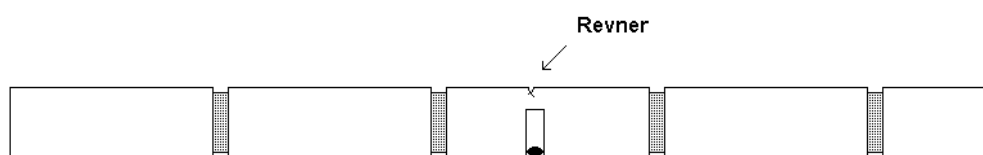


Fig. 17.7.1 Fejlagtigt udført dilatationsfuge

## 18. Europæiske normer

Pr. 31.12.2008 er kun de fælles europæiske normer gældende.

Normerne er suppleret med et National Anneks, der typisk dækker nationale forhold som fx partialkoefficienter. De nationale annekser kan ses på [www.Eurocodes.dk](http://www.Eurocodes.dk).

Det kan være særdeles besværligt at anvende andre landes Nationale Anneks, da de ikke er bygget op på en ensartet måde og kan være vanskelige at finde og ikke mindst kan være suppleret af yderligere skrifter (som fx det danske DS/INF 167).

Mht. CE-mærkning refereres til [www.mur-tag.dk](http://www.mur-tag.dk)

## 19. Litteraturliste

Litteraturreferencerne kan være angivet med sidehenvisninger, såfremt der i teksten er refereret direkte til forsøgsresultater o.lign.

De europæiske standarder er ikke angivet i dette afsnit.

[ATK]

A proposed failure criteria for brick masonry in compression  
Proceedings of the third Canadian masonry conference (Edmonton) 1983  
pp. 5.1-17  
R.H. Atkinson and J.L. Noland

[AWH]

Structural Masonry, Second edition  
Arnold W. Hendry  
pp. 148

[EN 1996-1-1]

Eurocode 6. Design of masonry structures – Part 1-1: Common rules for reinforced and unreinforced masonry structures. 2003-03. CEN/TC 250.

[FRI]

Friktion mellem vægge på pap eller plastfolie og forskellige fundamentstyper ved vandret last.  
27. maj 1998  
Poul Christiansen  
Teknologisk Institut, Murværk

[GRB]

Kompendium om murværkskonstruktioner  
Ingeniørhøjskolen i Århus, byggeteknisk afdeling  
Grete Bukh  
År: 2002  
E-mail: [ase@au.dk](mailto:ase@au.dk)

[HEG]

Behaviour of concrete masonry under biaxial stress  
Proceedings of the first North American masonry conference 1976  
pp. 1/1-24

[JRR]

Numerical study of failure Initiation in different joints shear test  
Masonry International Vol. 11, no. 2  
1997  
J.R. Riddington m.fl.

[KFH]

Shear behaviour of bed joints at different levels of precompressions  
Klavs Feilberg Hansen, m.fl.  
By og Byg

[KFH2]

Dilatationsfuger i ydervægge af tegl  
Klavs Feilberg Hansen  
SBI-rapport 291  
Statens byggeforskningsinstitut 1998

[LGH]

Murværk  
Lærebog for ingeniører  
Lars German Hagsten & Mogens Peter Nielsen  
BKM/DTU  
År: 2000  
E-mail: [byg@byg.dtu.dk](mailto:byg@byg.dtu.dk)

[NOR]

Nordtest. Nordtestremiss.  
Nr. 1135-93  
Masonry:  
Strength and modules of elasticity in compression

[OVA]

Armeret Murværk  
Tegl 25  
Murerfagets Oplysningsråd  
Ole Vanggård

[OVA2]

Armeret Murværk  
Tegl 23  
Murerfagets Oplysningsråd  
Ole Vanggård

[PDC]

Bøjningstrækstyrker i tegl og kalksandstensmurværk

Teknologisk Institut, Murværk

1998

Poul Christiansen og Erik Kjær

[PDC2]

Teglbjælker fase 1 og 2

Teknologisk Institut, Murværk

1998

Poul Christiansen

[TEGL24]

Nye styrker for Murværk

Forbedrede værdier for bøjningstrækstyrker og kohæsion

Teknologisk Institut, Murværk

1996