

4. Husets totale stabilitet

4.1 Indledning

Husets totale stabilitet sikres af det statiske system, der optager den samlede, vandrette kraft vha. afstivende vægge. Et system er illustreret på efterfølgende fig. 4.1.1.

Den totale stabilitet sikres ved at opbygge et statisk system, hvor typisk vindlasterne kan overføres fra tag og vægge til de afstivende vægge.

De vægge, der sikrer den totale stabilitet (Væg 1, Væg 2 og Væg 3 på fig. 4.1.1), benævnes i flæng:

- skiver
- afstivende vægge
- stabiliserende vægge

De er karakteriseret ved, at de hovedsagelig er påvirket af vandrette og lodrette kræfter i eget plan.

Skiver er det korrekte udtryk (ligesom vægfeltet påvirket af kræfter vinkelret på vægplanet retteligt bør benævnes plader). Disse benævnelser er dog aldrig slået an, og i stedet bruges de andre udtryk.

Tagskiven kan være enten stiv eller slap. En stiv skive er fx et betondæk, mens en slap skive kan være en gangbro bestående af krydsfinersplader.

Fordelingen af laster kan være enten elastisk eller plastisk. Fordeles lasterne plastisk skal kapaciteterne af de afstivende vægge blot være i ligevægt med påvirkningen.

Ved den elastiske fordeling for stive loft- eller dækskiver fordeles lasterne efter væggenes stivheder.

Ved den elastiske fordeling for slappe loft- eller dækskiver fordeles lasterne efter væggenes lastopland.

Ved vurdering af væggenes flydeevne skal der specielt tages hensyn til samlingerne i top og bund. Er væggen placeret på en fugtspærre vil der mht. glidning og væltning være en betydelig deformationskapacitet. Er væggen limet på fx betondæk vil der kun være begrænset deformationskapacitet og en elastisk løsning bør vurderes. Er løsningen i top en tagrem, der er påsømmet en porebetonvæg, vil denne have en rimelig deformationskapacitet. Er der tale om en væg støbt sammen med et dæk, vil der kun være begrænset deformationskapacitet og en elastisk løsning bør vurderes.

Fordelingen af laster i gangbroer, tagflader, krydsbånd etc. behandles ikke her.

Samlinger mellem den stabiliserende væg og de elementer, der påvirker væggen, er behandlet i kapitel 5.

Dette afsnit omhandler alene den elastiske fordeling af vandrette laster gennem stive loft- eller dækskiver.

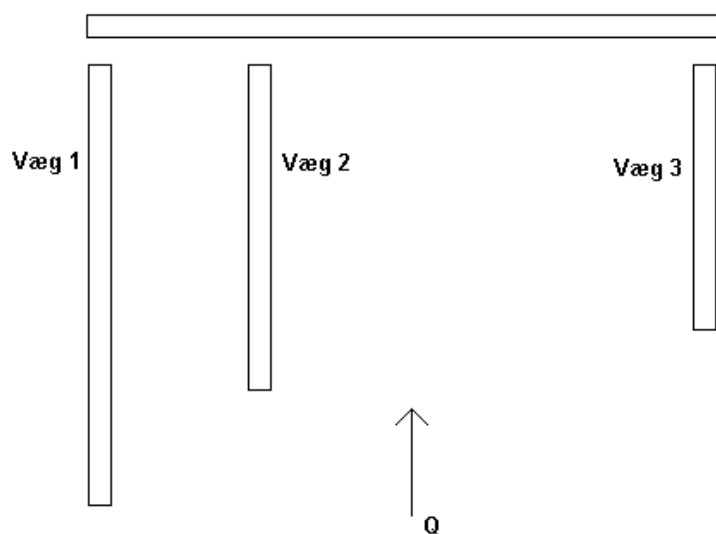


Fig. 4.1.1 Sikring af husets totale stabilitet vha. skiver

4.2 Fordeling af laster. Statisk bestemt system

Såfremt systemet af afstivende vægge er statisk bestemt (dvs. 3 ikke parallelle afstivende vægge), er fordelingen af kræfterne givet og enkel at udregne (se fig. 4.2.1).

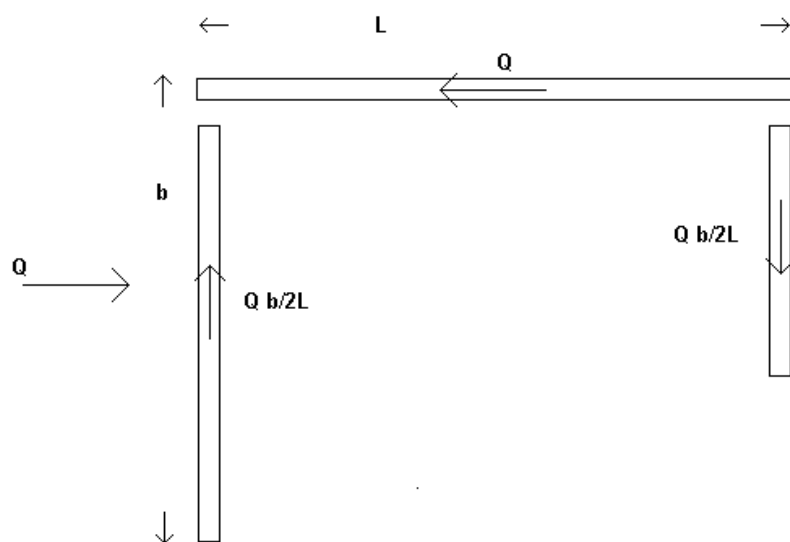


Fig. 4.2.1 Systemet af afstivende vægge er statisk bestemt

4.3 Fordeling af laster. Statisk ubestemt system. Centralt afstivende

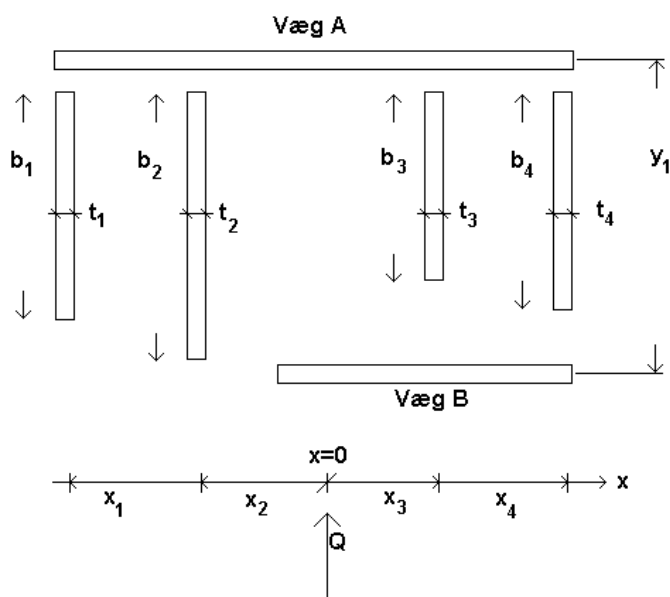


Fig. 4.3.1 Systemet af afstivende vægge er statisk ubestemt og centralt virkende

Såfremt systemet af afstivende vægge er statisk ubestemt, og ”tyngdepunktet” af de afstivende vægge ligger i samme lodrette plan som lasten, kan lasten fordeles efter de indgående vægges stivheder. Denne situation er den hyppigste for normalt forekommende konstruktioner (se fig. 4.3.1 som eksempel).

Hvorvidt ”tyngdepunktet” af de afstivende vægge er i samme lodrette plan som lasten kan kun korrekt afgøres ved at påføre alle væggene en enhedsdeformation, beregne reaktionen og dermed placeringen af reaktionens tyngdepunkt. I praksis er det dog tilstrækkeligt at udføre en skønsmæssig betragtning på de indgående tværsnit.

Stivheden af vægfelterne kan bestemmes ud fra følgende (pragmatiske) model: Den samlede stivhed overfor vandrette påvirkninger af en skive udgøres af bøjningsstivheden og forskydningsstivheden.

Bøjningsstivheden er proportional med $t \times b^3$ og forskydningsstivheden er proportional med $t \times b$. Fordeles lasterne efter stivheden (S):

$$S = t \times b^2$$

fås en fordeling, der vurderes at ligge tæt på den elasticitetsteoretiske.

Dvs. for det aktuelle tilfælde fås, at væg 1 har den relative stivhed (s_1):

$$s_1 = \frac{t_1 \times b_1^2}{(t_1 \times b_1^2 + t_2 \times b_2^2 + t_3 \times b_3^2 + t_4 \times b_4^2)}$$

hvor

t_1 er tykkelsen af vægskive 1
 b_1 er længden af vægskive 1

Tilsvarende for de øvrige vægge.

På væg 1 kan der herefter regnes med følgende påvirkning:

$$Q_1 = s_1 \times Q$$

hvor

Q er den totale vandrette last

Tilsvarende for de øvrige vægge.

Angrebspunktet for den resulterende påvirkning (Q_r) vil formodentlig ikke ligge i helt samme lodrette plan som påvirkningen Q , med mindre de stabiliserende vægge er placeret helt symmetrisk. En afvigelse kan eventuelt korrigeres enten:

- ved at korrigere påvirkningerne Q_1, Q_2, \dots
- ved at lade det opståede moment (M_r) blive optaget af væg A og B (se fig. 4.3.1).

Angrebspunktet (x_r) for påvirkningerne Q_1, Q_2, \dots findes på sædvanlig vis:

$$x_r = \frac{(Q_1 \times x_1 + Q_2 \times x_2 + \dots)}{(Q_1 + Q_2 + \dots)}$$

hvor x_1, x_2, \dots regnes med fortegn. Momentet (M_r) bliver

$$\begin{aligned} M_r &= x_r \times (Q_1 + Q_2 + \dots) \\ &= x_r \times Q \end{aligned}$$

Påvirkningerne på væg A og B (Q_A og Q_B) bliver herved:

$$Q_A = Q_B = \frac{M_r}{y_1}$$

Ovenstående metode kan forekomme pragmatisk. Det skal i den forbindelse understreges, at det væsentlige forhold er, at konstruktionen er i ligevægt, dvs. reaktioner og deres tyngdepunkt er identisk med den faktiske påvirkning.

4.4 Fordeling af laster. Statisk ubestemt system. Excentrisk afstivende

Er de afstivende vægfter eksempelvis placeret som vist efterfølgende, vil der forekomme en rotation af den vandrette skive i forbindelse med optagelse af den samlede vandrette last.

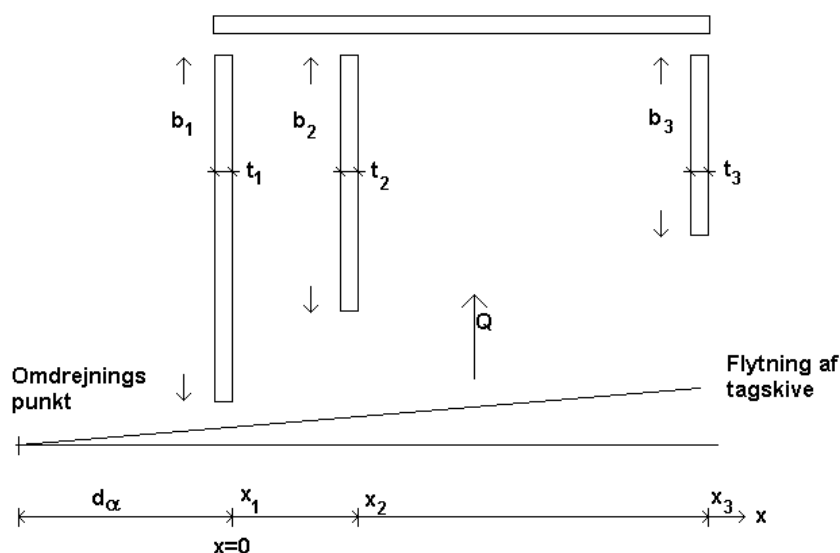


Fig. 4.4.1 Excentrisk afstivende vægge

Det skal her understreges, at en konstruktion, hvor tyngdepunktet af de afstivende vægge er placeret markant excentrisk i forhold til lasten (som vist på ovenstående figur), ikke er hensigtsmæssig, såfremt excentricitetsmomentet ikke kan optages af min. 2 tværvægge (som vist på fig. 4.3.1 med væg A og B).

Ligevægten af den aktuelle konstruktion kan bestemmes på flere måder:

- 1) En praktisk løsning, hvor kræfterne blot fordeles således, at der er ligevægt mellem de valgte reaktioner på vægskiverne og de ydre belastninger.
- 2) En mere korrekt løsning, hvor det faktiske omdrejningspunkt bestemmes. Dette gøres ved formelt at ansætte stivhederne af de enkelte vægelementer (S_i) til:

$$S_i = t_i \times b_i^2 \times (x_i + d_\alpha) \times k$$

hvor

- t_i er tykkelsen af den enkelte stabiliserende skive
- b_i er længden af den enkelte stabiliserende skive
- x_i er afstanden fra gavlen til den enkelte stabiliserende skive
- d_α er afstanden fra omdrejningspunktet til gavlen
- k er en proportionalitetsfaktor

Den relative stivhed bestemmes til:

$$s_i = \frac{t_i \times b_i^2 \times (x_i + d_\alpha)}{\sum [t_i \times b_i^2 \times (x_i + d_\alpha)]}$$

Det ses, at stivheden, ud over at være proportional med størrelsen $t_i \times b_i^2$, som bestemt i sidste afsnit, tillige er proportional med afstanden fra omdrejningspunktet.

Påvirkningen på den enkelte delvæg i (Q_i) bliver herefter:

$$Q_i = s_i \times Q$$

d_α bestemmes herefter ud fra momentlignevægten. I det aktuelle tilfælde fås:

$$Q_1 \times x_1 + Q_2 \times x_2 + Q_3 \times x_3 = Q \times L/2$$

Beregningen kan synes lidt omfattende, men med et regneark og lidt iteration er øvelsen enkel.

- 3) Endelig kan ligevægten bestemmes ved en mellemtning mellem de to ovenstående metoder. I den plasticitetsteoretiske fordeling tages der ved valget af reaktioner hensyn til, at et omdrejningspunkt er beliggende i omegnen af den stive del af konstruktionen. I det givne tilfælde (fig. 4.4.1) kan dette fx gøres ved at sætte den formelle stivhed af væg 2 lig stivheden af væg 1. På denne måde regnes der med, at forskellene i stivhederne pga. forskellene i væggenes længder kompenseres af den mindre bevægelse af væg 1. Med $Q_1 = Q_2$ er det enkelt at bestemme Q_3 .

4.5 Åbninger i de stabiliserende vægfeltet

Ovenstående system tager ikke hensyn til åbninger i vægfeltet. Når der er tale om større åbninger fra fx døre, der næsten gennemskærer vægfeltet, skal det logisk deles op i 2 vægfeltet på hver side af åbningen. For mindre åbninger defineres en grænse, hvor der kan ses bort fra åbningen ved fordelingen af kræfterne og beregningen af vægfeltet som skive.

Som udgangspunkt anvendes regelsættet i EN 1996-1-1, hvori det angives, at for flangerne kan ses bort fra åbninger, når dimensionen i vandret eller lodret retning ikke overstiger hhv. $\frac{1}{4} l$ og $\frac{1}{4} h$. Dette forhold vurderes også at gælde selve skiven, når åbningen ikke er placeret nær en kant.

Dvs. for et vægfelt med dimensionerne $3,0 \times 6,0$ m kan der ses bort fra ét vindue på $0,75 \text{ m} \times 1,5 \text{ m}$.

Når der i vægfeltet er vinduesåbninger på fx $1,2 \text{ m} \times 1,8 \text{ m}$ kan følgende metode anvendes. Overskridelsen af grænserne $\frac{1}{4} l$ og $\frac{1}{4} h$ er størst mht. højden, hvorfor kun denne betragtes.

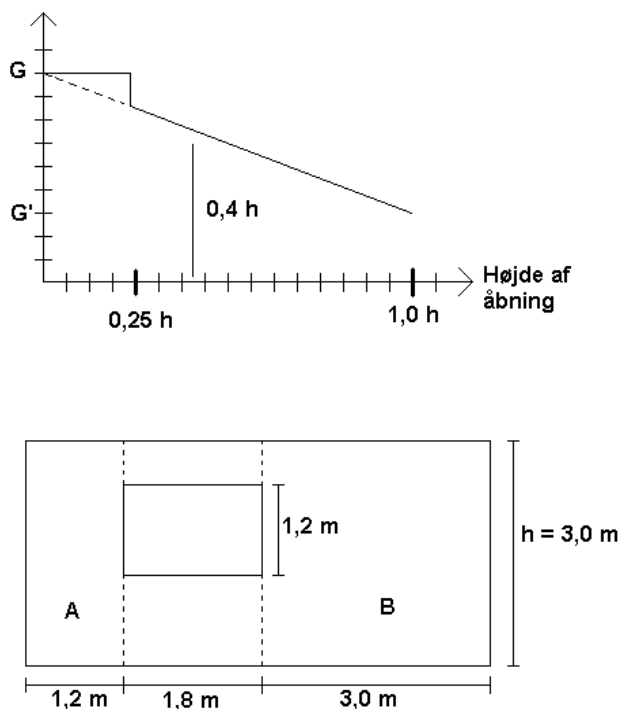


Fig. 4.5.1 Bæreevne af et vægfelt med huller

Bæreevnen eller stivheden af vægfeltet uden huller (G) beregnes. Den samlede bæreevne for vægfelterne A og B beregnes. Denne benævnes (G').

Vægfelterne A og B er de fiktive vægfelter der fremkommer, når åbningens lodrette kanter forlænges og på den måde opdeler vægfeltet i 3 dele, dvs. A og B og en del der ikke medregnes ved bestemmelse af G' .

G svarer herved til, at åbningens højde er 0 m, mens G' svarer til, at åbningens højde er h . Er åbningens faktiske højde fx $1,2 \text{ m}$ bestemmes bæreevnen eller stivheden ved lineær interpolation.

På figuren er endvidere, med det vandrette linjestykke, angivet forløbet, såfremt vinduer mindre end $\frac{1}{4} l$ og $\frac{1}{4} h$ negligeres som før vurderet. Det ses, at der i trekantområdet således er en mindre inkonsistens. I forbindelse med den praktiske projektering giver dette dog næppe problemer.

5. Skivevirkning af den enkelte væg

5.1 Indledning

I dette afsnit betragtes det enkelte vægfeltets bæreevne med hensyn til påvirkninger i eget plan. Vedrørende fordeling af den totale vindlast mellem de enkelte stabiliserende vægge henvises til afsnit 4.

Vægfeltet påvirket af laster i eget plan benævnes med den statiske korrekte betegnelse som skiver. Indenfor murede konstruktioner benævnes skiver tillige som ”stabiliserende vægge”.

5.2 Statiske forhold for stabiliserende vægge

Den normale påvirkning på en stabiliserende væg er illustreret efterfølgende.

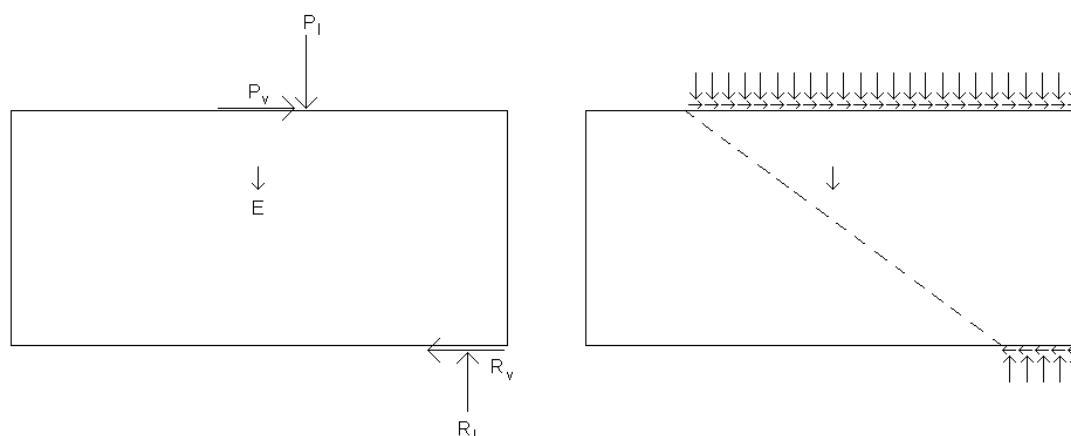


Fig. 5.2.1 Påvirkninger på et rektangulært tværsnit

Er den vandrette kraft lille i forhold til den lodrette kraft, kan der være tale om, at vægfeltet tillige skal beregnes som en søjle. Der kan ikke stilles generelle regler op for hvornår dette er tilfældet, og i det konkrete tilfælde må dette bero på en ingeniørmæssig vurdering. Ved beregning af vægfeltet som søjle ses der normalt bort fra den vandrette last i skivens eget plan.

På figuren er:

- P_v den vandrette påvirkning på det stabiliserende vægfelt. Påvirkningen stammer typisk fra vindlasten.
- P_l den lodrette påvirkning på det stabiliserende vægfelt. Påvirkningen vil typisk være den permanente last fra overliggende etager eller tagkonstruktionen.
- E egenlasten for den stabiliserende væg.
- R_v den vandrette reaktion (som her er lig P_v).
- R_l den lodrette reaktion (som her er lig $P_l + E$).

5.3 Stabiliserende vægge med flanger

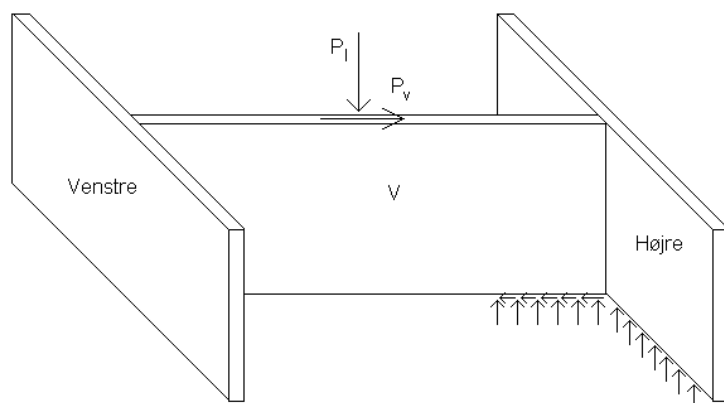


Fig. 5.3.1 Stabiliserende væg (V) med flanger

Den stabiliserende væg vil ofte være muret i forbandt med tværvægge som illustreret på ovenstående figur. Tværvæggene benævnes ”flanger”. Flangerne kan forøge bæreevnen, idet:

- Flange ”Højre” bidrager til optagelse af den lodrette reaktion R_I
- Flange ”Venstre” bidrager med en stabiliserende permanent lodret last.

Flange ”højre” er således den flange, hvor den vandrette kraft peger hen imod og tilsvarende peger den vandrette kraft væk fra den ”venstre” flange.

Systemet gennemregnes enklest ved at påsætte de fra flangerne stabiliserende kræfter på det aktuelle vægfelt (V) som vist efterfølgende.

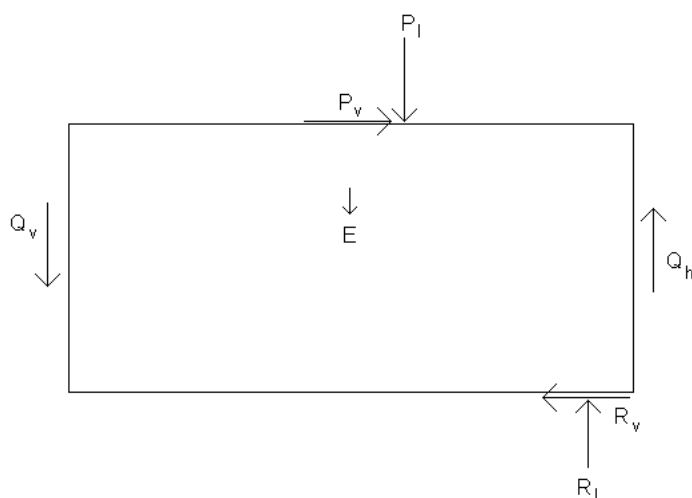


Fig. 5.3.2 Statisk system for stabiliserende væg med flanger

På figuren angiver:

- Q_h forskydningskraften fra flangen, der er trykpåvirket i bunden
- Q_v forskydningskraften fra flangen, der er stabiliserende i kraft af egenlast og eventuel permanent last.

Indeks "h" og "v" refererer henholdsvis til højre og venstre side af konstruktionen som den er set på figuren.

Her skal man dog være opmærksom på, at samlingen mellem vægfeltet og "højre" flange kun kan overføre en del af den lodrette reaktion og ikke en del af den vandrette reaktion. Dette skyldes, at der ikke er udviklet beregningsmodeller for stivheden af flangen over for vandrette påvirkninger, hvorfor der her ses bort fra effekten.

Dette betyder, at det ikke nødvendigvis er en fordel at lade "højre" flange optage en del af den lodrette reaktion (R_l), da den lodrette reaktion bidrager til optagelsen af den vandrette reaktion (R_v) gennem friktion ved understøtningen (punktet er uddybet i afsnit 5.8 Forhold ved understøtning). Den "venstre" flange kan derimod forøge bæreevnen markant.

I det følgende betragtes alene stabiliserende vægge med flanger, idet et rektangulært tværsnit, som beskrevet i afsnit 5.2, blot betragtes som et specialtilfælde, hvor udstrækningen af flangerne er 0.

Når den lodrette, stabiliserende last fra flangerne skal beregnes, kan en eventuel tilgünst virkende permanent last på flangerne medregnes. Den permanente last kan fx stamme fra en dæk- eller tagkonstruktion der ligger af på flangen. Flangen vil ofte være en bagmur i en facade.

5.4 Udstrækning af flanger

Flangebredden i begge retninger sættes til den mindste af følgende værdier:

$$(8 \times t, h_{\text{tot}} / 5, h / 2; l / 2)$$

i henhold til [EN 1996-1-1], afsnit 5.5.3 "Masonry shear walls subjected to shear loading",

hvor

- t er tykkelsen af væggen
- h_{tot} er den totale højde af væggen (over flere etager)
- h er højden af den aktuelle stabiliserende væg
- l afstanden til nærliggende stabiliserende væg.

Se efterfølgende figur.

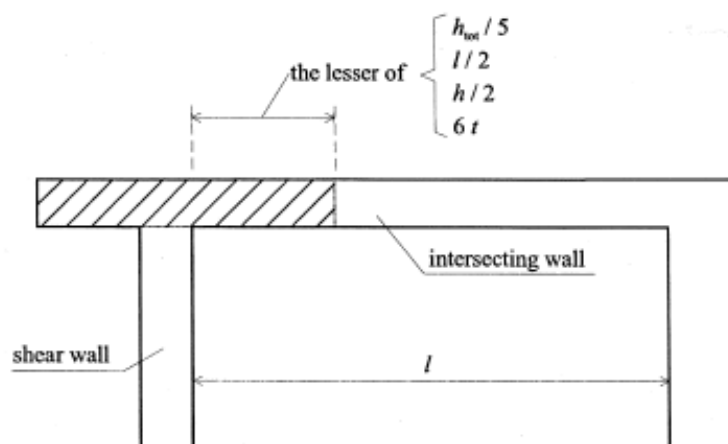


Fig. 5.4.1 Maksimal bredde af flanger iht. [EN 1996-1-1]

Begrænsningerne udtrykker den ækvivalente længde, hvor der kan regnes med samme spændinger over hele tværsnittet. Værdierne er en blanding mellem tillempede teoretiske udtryk, håndregler og logiske værdier.

$6t$ i Fig. 5.4.1 er dog i programmet ændret til $8t$, da dette er det korrekte teoretiske udtryk iht. Timoshenko, Theory of elasticity, 1970, 3.edition, p. 262.

5.5 Åbninger i flanger

Der kan i flangerne ses bort fra åbninger med dimensioner mindre end:

$$\begin{aligned} h_{\text{åbning}} &\leq h/4 \text{ og} \\ l_{\text{åbning}} &\leq l/4 \end{aligned}$$

hvor

$$\begin{aligned} h_{\text{åbning}} &\text{ er højden af åbningen} \\ l_{\text{åbning}} &\text{ er længden af åbningen.} \end{aligned}$$

Bemærk, at begge betingelser skal være opfyldt. Åbningen skal desuden være placeret således, at den ikke grænser op til den øvre eller nedre vandrette kant. Dvs. i praksis er der kun tale om vinduer, hvorover der er indbygget en bjælke.

Er betingelsen ikke overholdt, skal åbningen regnes som afslutningen på vægfeltet.

Reglerne for flangerne er formuleret i EN 1996-1-1, afsnit 5.5.3.

5.6 Kapacitet af samling

Q_H og Q_V er naturligvis begrænset af kapaciteten af samlingen. I praksis er denne værdi ofte mindre end fx egenvægten af vægfelt "venstre" eventuelt suppleret med en permanent last beregnet for den i afsnit 5.4 angivne udstrækning.

Samlingen er ofte lavet som en stående fortanding, hvilket betyder, at der ikke kan regnes med de samme forskydningsstyrker som i et kontinuerligt opmuret tværsnit (se afsnit 5.7 Forskydningskapacitet).

Med stående fortanding menes, at den stabiliserende væg (V) opmures først, hvorefter flangen opmures senere (eller omvendt). Dette betyder, at fugerne i den aktuelle samling ikke kan udføres på normal vis, men at mørtlen må presses ind i fugerne ved hjælp af et fugejern. Denne udførelsesmetode giver selvsagt ikke de samme styrker som et "normalt" opmuret tværsnit, og samlingen må betragtes konservativt. Samlingen forudsættes udført med bindere. Metodik til bestemmelse af kapaciteten er angivet efterfølgende.

Forskydningskraften mellem flanger og den stabiliserende væg regnes overført ved skrå trykstringere (i murværket) og vandrette trækstringere (i binderne). Se efterfølgende figur.

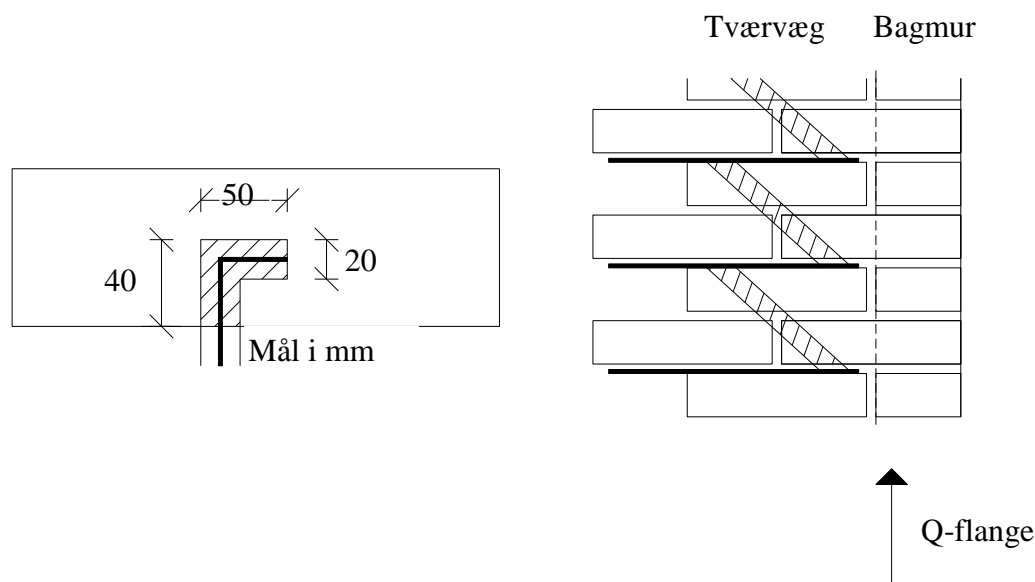


Fig. 5.6.1 Forskydningsoverførsel i samling mellem flange (bagmur) og stabiliserende vægfelt (tværvæg)

Forudsætninger ved beregning af Q-flange, som er den maksimale forskydningskraft, der kan overføres mellem flange og vægfelt:

- Trykstringeren regnes L-formet med de typiske indmurlængder for Z-bindere samt med en tykkelse på 20 mm (se Fig. 5.6.1).
Dvs. stringerareal = $(20 + 50) \times 20 = 1400 \text{ mm}^2$.
- Vinklen mellem tryk- og trækstringer sættes til 45°
- Max. tilladelig spænding i trykstringeren er $\frac{1}{2} \times f_d$
- Max. tilladelig kraft i trækstringeren er binderens forankringskraft.

Selve beregningen er enkel og gennemgås ikke her.

5.7 Forskydningskapacitet

I et normalt opmuret tværsnit bestemmes den regningsmæssige forskydningsstyrke (f_{vd}) til:

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

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

Her er

- μ_k den karakteristiske friktion
- f_{vk0} den karakteristiske kohæsion
- σ er en eventuel til gunst virkende regningsmæssig trykspænding i snit parallel med liggefugen fra den aktuelle lastkombination som konstruktionen undersøges for
- k_m en konstant der angiver forholdet mellem byggestenens forskydningsstyrke og trykstyrke
- f_b den normaliserede stentrykstyrke
- γ_m partialkoefficienten for μ_k og f_{vk0} (som altså ikke er ens).

Udtrykket er regningsmæssigt, idet der er forskel på partialkoefficienten (γ_m) for μ_k og f_{vk0} , og da forskydningsstyrken er en kombination af de 2 parametre, bliver udtrykket bestemt som en regningsmæssig værdi.

5.8 Forhold ved understøtning

Dimensioneringen foretages ved indledningsvis at bestemme reaktionerne i bunden. Disse skal være i ligevægt med belastningerne og egenvægten og bestemmes ud fra de sædvanlige ligevægtsligninger. Se efterfølgende eksempel.

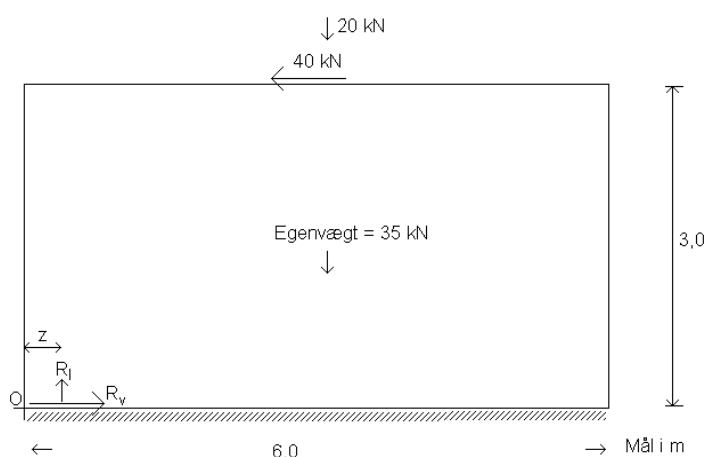


Fig. 5.8.1 Eksempel på reaktioner ved understøtning

Vægfeltet regnes påvirket af en vandret last (P_v) på:

$$P_v = 40 \text{ kN}$$

En centralt virkende lodret last (P_l) samt en egenvægt (E) på:

$$\begin{aligned} P_l &= 20 \text{ kN} \\ E &= 35 \text{ kN} \end{aligned}$$

Geometri som angivet på figur.

Den vandrette og lodrette reaktion bestemmes til:

$$\begin{aligned} R_v &= 40 \text{ kN} \\ R_l &= 20 + 35 \\ &= 55 \text{ kN} \end{aligned}$$

Afstanden "z" fra den lodrette kant bestemmes ved at tage moment om punktet O.

Heraf fås:

$$\begin{aligned} 40 \times 3 + 55 \times z &= (20 + 35) \times 3 \\ z &= 0,818 \text{ m} \end{aligned}$$

Trykspændingen ved bunden må ikke overstige trykstyrken af væggen eller soklen. Dette er uddybet i afsnit 5.8.3.

5.8.1 Glidning ved fugtspærren

Såfremt der ikke er truffet specielle foranstaltninger og indlagt glidningssikring kan glidningskriteriet regnes opfyldt såfremt:

$$R_l \times \mu_{d,\text{fugtspærre}} \geq R_v \quad (1)$$

Parameteren $\mu_{d,\text{fugtspærre}}$ er den regningsmæssige friktion ved fugtspærren. Se afsnit 14.7.2, hvor parameteren er nærmere uddybet.

Opfyldelse af dette kriterium volder en del problemer i praksis, idet moderne byggeri ofte består af et let tag, der i brudsituationen (med sug på taget) ikke giver nogen lodret stabiliserende last på de bærende vægge.

Består de bærende vægge tillige af et materiale med lav egenvægt (fx porebeton) kan glidningskriteriet normalt ikke opfyldes uden specielle foranstaltninger.

Regner vi i ovenstående eksempel med murværk på PF2000 pap fås følgende regningsmæssige friktionskoefficient:

$$\mu_{d,\text{fugtspærre}} = 0,34$$

(se <http://www.mur-tag.dk>)

Heraf fås:

$$\begin{aligned} R_l \times 0,34 &= \\ 55 \times 0,34 &= \\ 18,7 \text{ kN} &< 40 \text{ kN} \end{aligned}$$

Det ses, at uligheden angivet i (1) ikke er opfyldt, hvorved specielle foranstaltninger skal foretages. Dette er behandlet i de næste afsnit. Som det ses i dette tilfælde, er det ikke hensigtsmæssigt at medregne en flange til at bidrage til optagelsen af den lodrette reaktion, da det således bliver mere vanskeligt at opfylde glidningskriteriet.

5.8.2 Glidningssikring ved hjælp af profiler

En enkel form for glidningssikring er illustreret nedenstående. I fundamentet monteres et L-profil eller tilsvarende, der indmures eller indlimes i studsfuger eller i lodrette limfuger. På denne måde tvinges et eventuelt glidningsbrud til at opstå i selve væggen. Dvs. normalt i liggefugen over profilet. Se efterfølgende figur.

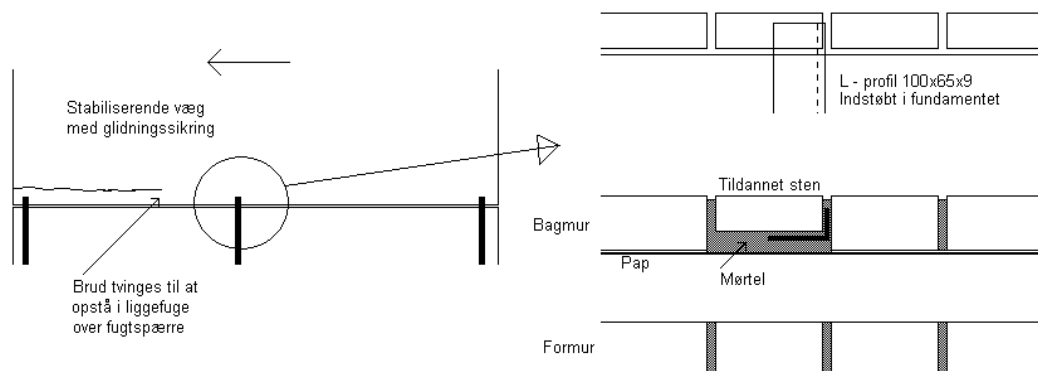


Fig. 5.8.2 Stabiliserende væg med glidningssikring

Gennemregnes ovenstående eksempel med en glidningssikring fås følgende glidningskriterium (jf. afsnit 5.7):

$$R_l \times \mu_d + f_{vd0} \times A_c \geq R_v$$

hvor

μ_d er den regningsmæssige friktion i mørtelfugen (typisk 1,0/1,3)
 A_c er arealet uden træknormalspændinger (jf. EN 1996-1-1, (6.13)).

En statisk tilladelig spændingsfordeling, der medfører, at der ikke er træk nogen steder i tværsnittet, er vist på efterfølgende figur.

Her kan regnes med en aktiv kohæsion i hele tværsnittet, hvilket er konsistent med den faktiske brudmekanisme. Det ses, at den vandrette kapacitet således bliver:

$$R_l \times \mu_d + f_{vd0} \times A$$

hvor A er det samlede areal.

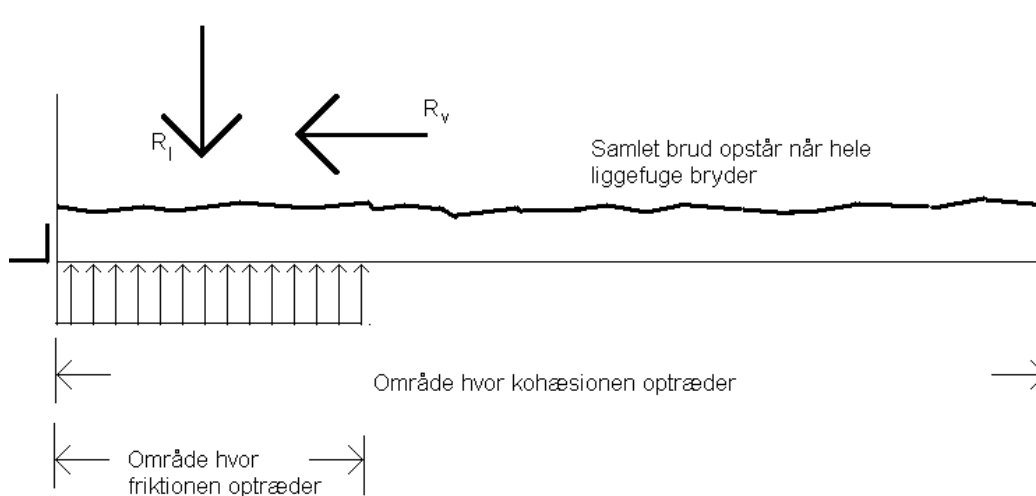


Fig. 5.8.3 Brudmekanisme ved firkantet spændingsfordeling i bund og konsistent brudmekanisme

Anvendes L-profiler som glidningsbeslag i betondæk med gulvvarme markeres gulvvarmeslanger med strips, som går op over støbningen, således at beslag ikke boltes ned i disse.

5.8.3 Kohæsionssamling

Såfremt væggen er funderet på 2 skifter letklinkerblokke, kan det være problematisk at montere stålprofiler, der har den fornødne bæreevne. Her kan der som alternativ skabes en kohæsionssamling mellem væg og fundament.

Kohæsionssamlingen kan være en:

- lim – pap – lim samling
- mørtel – pap – mørtel samling.

Samlingen er illustreret på efterfølgende figur.

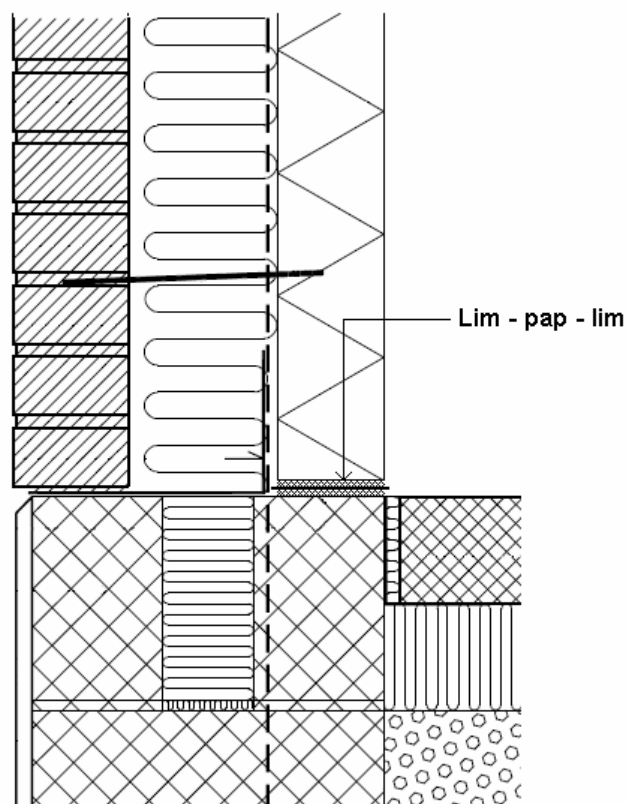


Fig. 5.8.5 Lim – pap (PF 2000) – lim samling

Kohæsionen ved:

- lim – pap – lim samlingen kan sættes til: $f_{vk0,limpaplim} = 0,20 \text{ MPa}$
- mørtel – pap – mørtel kan sættes til: $f_{vk0,mørtelpapmørtel} = 0,40 \times f_{vk0}$

Samlingen er yderligere beskrevet på www.mur-tag.dk.

Såfremt en kohæsionssamling anvendes i kombination med forankringer, der skal stabilisere væggen mod væltning, skal det sikres, at bevægelserne mellem væg og fundament ikke bliver så store, at kohæsionssamlingen bliver ødelagt. Normalt sættes f_{yd} til maksimalt 200 MPa for at undgå kraftige tøjninger af stålet. Det forudsættes, at forankringen er opspændt ved opførelsen af byggeriet (således at σ ”før væltning” er 100-150 MPa). Herved vil bevægelserne af væggen ikke være så store, at kohæsionssamlingen ødelægges, og dermed vil væggen være stabil over for samtidig glidning og væltning.

5.8.4 Væltning

Såfremt reaktionen, som bestemt i afsnit 5.8 til 0,818 m, ligger uden for konstruktionen, svarer dette til, at der opstår væltning. Dvs. bliver z negativ, er der for lidt lodret stabiliserende last på konstruktionen. Dette er illustreret på efterfølgende figur.

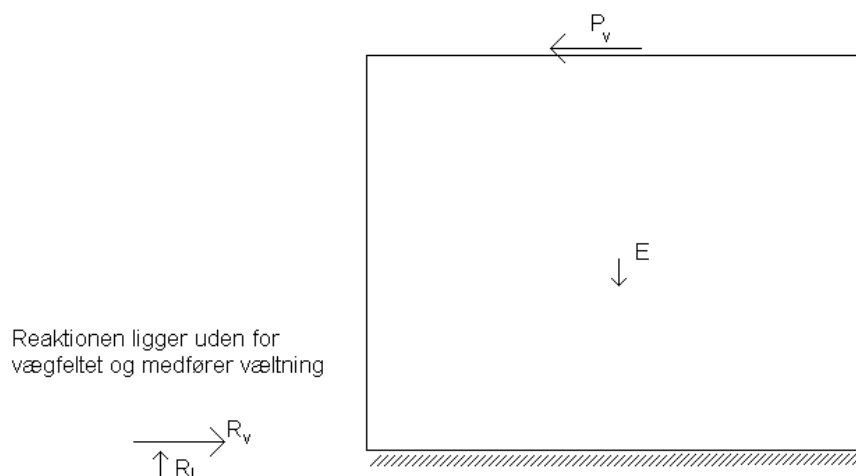


Fig. 5.8.6 Reaktion, der medfører væltning

Såfremt den lodrette reaktion ligger inden for vægfeltet (dvs. z er positiv) er der sjældent problemer med bæreevnen, medmindre reaktionen ligger helt ude ved kanten.

Trykspændingen i det trykkede areal bestemmes. Denne skal naturligvis være mindre end væggen eller soklens regningsmæssige trykspænding.

I det aktuelle eksempel fås:

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{R_l}{(2z \times t)} \\ &= \frac{55 \times 10^3}{(2 \times 818 \times 108)} \\ &= 0,31 \text{ MPa}\end{aligned}$$

5.9 Forankring af skiver

Det kan være nødvendigt at forankre skiver, såfremt der ikke er tilstrækkelig lodret last. Forankringen kan foretages med efterspændt murværk (se afsnit 3.7) eller gevindstænger i plastrør indlagt i udfræsede riller (disse riller kan udfræses sammen med riller til el-rør). Forankringer foretages normalt altid i jernbetonfundamentet.

Det er her vigtigt at sondre mellem mekanismerne ved de 2 systemer.

- Det efterspændte murværk medfører en vedvarende lodret last, der både bidrager til opfyldelse af glidningskriteriet og sikrer mod væltning, mens forankring med "slappe" forankringsstænger kun bidrager til sikring af væltning. (Slappe forankringer vil dog have en mindre spænding pga. den normale tilspænding af konstruktionen, fx 10 kN for Ø10 stang. Det efterspændte system vil have en væsentlig større efterspænding).
- Ved en begyndende væltning vil rotationen medføre, at der opstår spændinger i de slappe forankringsstænger.

Dette er illustreret på efterfølgende figur.

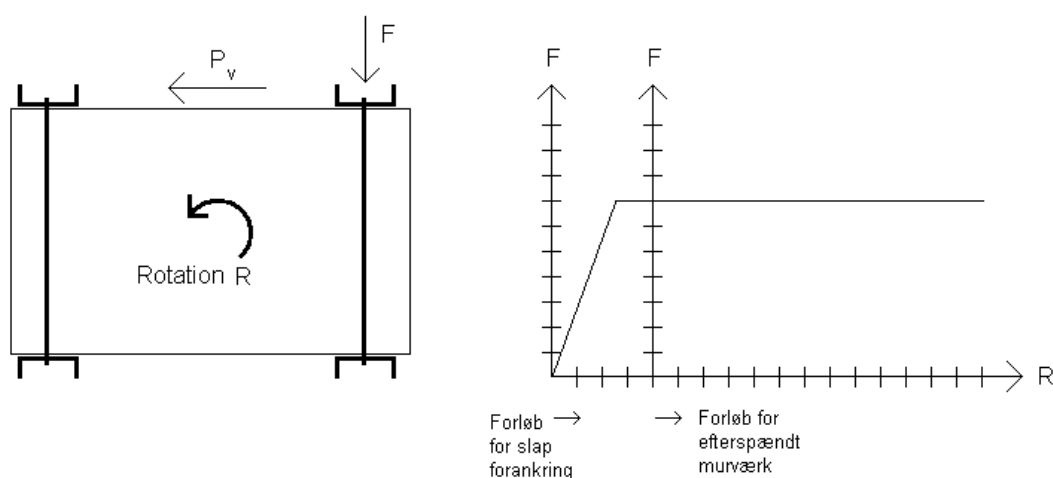


Fig. 5.9.1 Forankring af skiver

For den slappe forankring gælder, at en begyndende rotation af vægskiven vil skabe en kraft i stangen proportionalt med rotationen. Spændingerne i stangen vil på et tidspunkt nå flydespændingen.

For den efterspændte forankringsstang gælder, at kraften inden en eventuel rotation er F (denne kan fx være 50 kN). Stangen er rimelig elastisk og mindre bevægelser influerer ikke synderligt på stangens kraft, hvorved den kan regnes konstant.

5.9.1 Eksempel på forankring af skiver med efterspændt murværk

Der gennemregnes et eksempel med konceptet efterspændt murværk.

Der regnes med følgende parametre:

f_{vd0}	= 0,1 MPa
$\mu_{d, fugtspærre}$	= 0,40
t	= 108 mm
P_v	= 35 kN

Den lodrette last fra egenvægten regnes negligibel. I en afstand af 0,5 m fra de lodrette kanter monteres efterspændt murværk der opspændes således, at den aktuelle væg påvirkes med en regningsmæssig lodret last på 50 kN. Se efterfølgende figur.

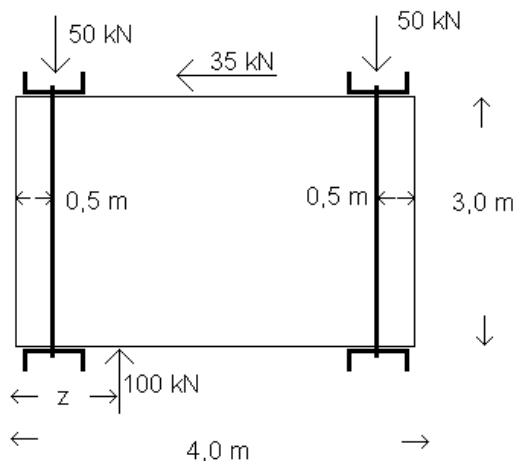


Fig. 5.9.2 Forankring af skiver

5.9.2 Undersøgelse af glidningsforhold

Her fås, at følgende ulighed skal være opfyldt:

$$\begin{aligned} 2 \times 50 \text{ kN} \times 0,40 &\geq 35 \text{ kN} \\ 40 \text{ kN} &\geq 35 \text{ kN} \end{aligned}$$

Det ses, at uligheden er opfyldt, hvorved konstruktionen er stabil mod glidning.

5.9.3 Undersøgelse af væltning

Der tages moment om nederste venstre hjørne:

$$100 \text{ kN} \times z + 35 \text{ kN} \times 3,0 \text{ m} = 50 \text{ kN} \times 0,5 \text{ m} + 50 \text{ kN} \times 3,5 \text{ m}$$

hvoraf fås:

$$z = 0,95 \text{ m}$$

Trykspændingerne mellem væg og sokkel (σ) bliver:

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{100 \times 10^3}{(2 \times 950 \times 108)} \\ &= 0,49 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Denne regningsmæssige trykspænding skal være mindre end trykstyrken i væggen og i soklen.

5.10 Forhold ved toppen

Den lodrette nedadgående og den vandrette last påføres oftest gennem en tagrem eller en udstøbning.

En lodret opadgående last (fx fra vindsug på tag med ringe vægt og hældning) overføres som oftest gennem forankringer direkte til jernbetonfundamentet. På denne måde sikres, at væggen altid er påvirket af en nedadgående lodret last større end eller lig med 0.

Da en udstøbt samling sjældent giver nogle problemer ved dimensioneringen, betragtes i det følgende alene forholdene ved en tagrem.

Er skiven og remmen påvirket af en lodret last, bestemmes forskydningskapaciteten af den uboltede samling på tilsvarende måde som angivet i afsnit 2.1.1.2.1.

Såfremt egenvægten af taget kombineret med vindsug ikke er tilstrækkelig til at sikre fornøden overførsel af forskydningskræfter gennem friktion, skal samlingen anordnes med bolte. Ved dimensioneringen af samlingen mellem bolt og trærem skal denne naturligvis have en forskydningskapacitet, der er større end den aktuelle regningsmæssige forskydningskraft (P_v).

For den boltede samling bestemmes forskydningskapaciteten i den underliggende liggefuge (Q_{kap}) som angivet i afsnit 5.7.

Er den lodrette last 0 kN, fås forskydningskapaciteten i den underliggende liggefuge (Q_{kap}) til:

$$R_v = f_{vd0} \times A$$

hvor

f_{vd0} er den regningsmæssige kohæsion
 A er væggenes areal.

Med en værdi for f_{vd0} på fx:

$$f_{vd0} = 0,10 \text{ MPa}$$

fås en regningsmæssig forskydningskapacitet (R_v) pr. m for en 108 mm væg på:

$$\begin{aligned} R_v &= 0,1 \text{ MPa} \times 108 \times 1000 \\ &= 10,8 \text{ kN pr. m} \end{aligned}$$

Boltene skal indbores til 2. eller 3 skifte således, at det sikres at de bærende sten har fuger på alle 4 sider.

Forskydningsbæreevnen i liggefugen under bolten er stort set identisk for de øverste skifter. Bæreevnen på grund af den forøgede egenvægt er neglignabel ift. vedhæftningen (dvs. kohæsionen).

Såfremt det forudsættes at vedhæftningen er nul (fx kalkmørtel), hjælper egenvægten af 2-3 skifter intet i forbindelse med dimensioneringen. Er vedhæftningen intakt med fx $f_{vd0} = 0,1$ MPa, er bidraget herfra cirka en faktor 50 større end egenvægtens friktionsbidrag.

5.11 Forhold i toppen ved forankringen

Såfremt forankringen i form af en gevindstang ikke kan monteres i tagkonstruktionen fastholdes denne i toppen af væggen som vist på efterfølgende figur.

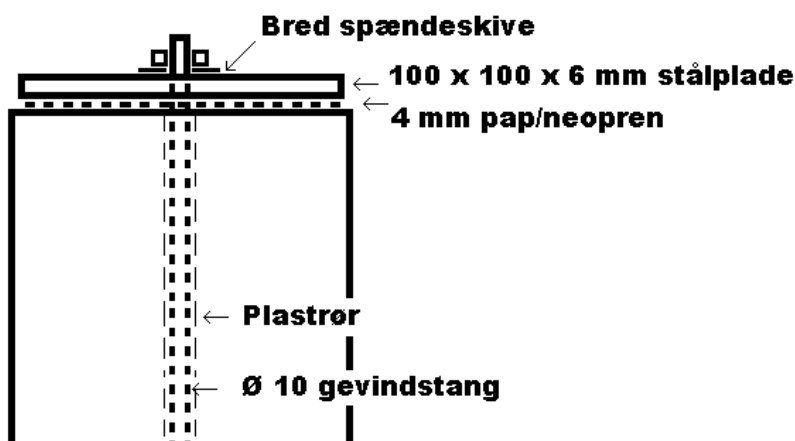


Fig. 5.9.3 Eksempel på forankring af gevindstang i toppen af væg

5.12 Forhold i selve væggen

Gennemregning af spændingstilstanden i selve væggen er ofte så kompliceret, at der skal anvendes numeriske metoder. Metodikken er ikke beskrevet i dette notat, men der henvises til dokumentationen for beregningsprogrammet "EC6design.com".

6. Buer

6.1 Indledning

Buer kan inden for murede konstruktioner opdeles i 2 typer:

- Skjulte buer
- Stik

Ved en skjult bue forstås den kraftfordeling, der opstår fx over en åbning i murværk med et normalt forbandt (dvs. hvor alle liggefuger er vandrette).

Et stik er en konstruktionsdel, hvor forbandtet lokalt er søgt udformet således, at den fra lasterne fremkomne tryklinje bliver vinkelret på liggefugerne. Et stik betegnes undertiden som en bue. Begrebet stik er dog mest dækkende, idet dette både dækker de geometrisk "buede konstruktioner" og et lige stik.

En skjult bue og et stik er illustreret på efterfølgende figur.

Her er:

- L: lysningsvidde
 p: pilhøjde
 t_b : buens udstrækning ved den valgte understøtning (bemærk, at buens udstrækning regnes lodret for skjulte buer og i liggefugens retning for stik)
 $Q_1..Q_i$: vilkårligt fordelte enkeltkræfter
 $l_{q1}..l_{qi}$: placering af disse enkeltkræfter mm
 q: ensfordelt last.

Stikket er illustreret til højre på figuren og den skjulte bue til venstre.

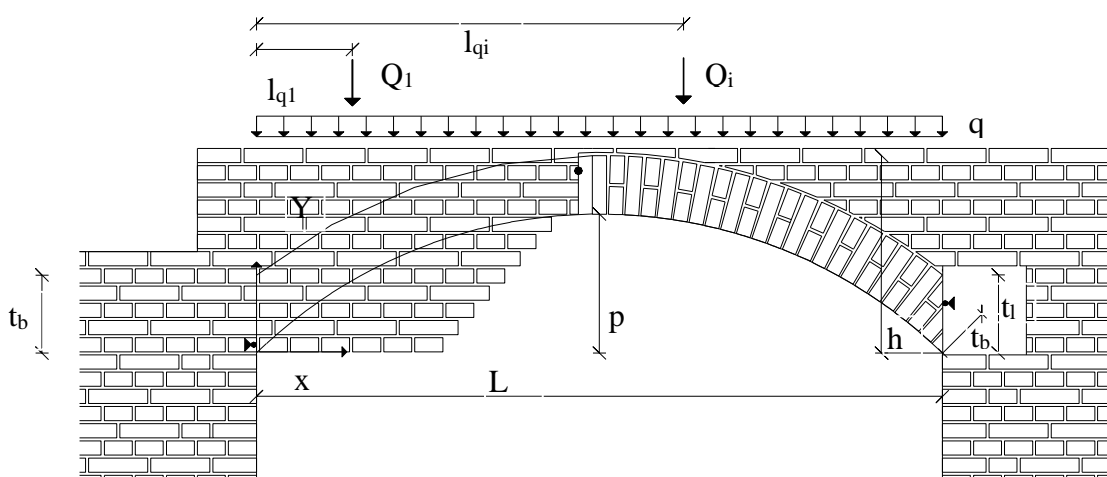


Fig. 6.1.1 Til venstre en skjult bue. Til højre et stik

Over en tegloverligger fremkommer der en skjult bue. Tegloverliggerens funktion er bl.a. at optage de vandrette kræfter gennem armeringen i stedet for, som ved normale buer, at de vandrette reaktioner løber ud i de tilstødende konstruktioner.

Beregnes vægfeltet over huller som buer, og er der mulighed for, at de vandrette kræfter kan optages af tilstødende konstruktioner, kan en tegloverligger i teorien undværes.

Et eksempel på en konstruktion, hvor de vandrette kræfter kan optages af de tilstødende konstruktioner, er vist i efterfølgende figur. Mod venstre har det tilstødende vægfelt en stor udstrækning, og mod højre opnås ligevægt med en tilsvarende skjult bue.

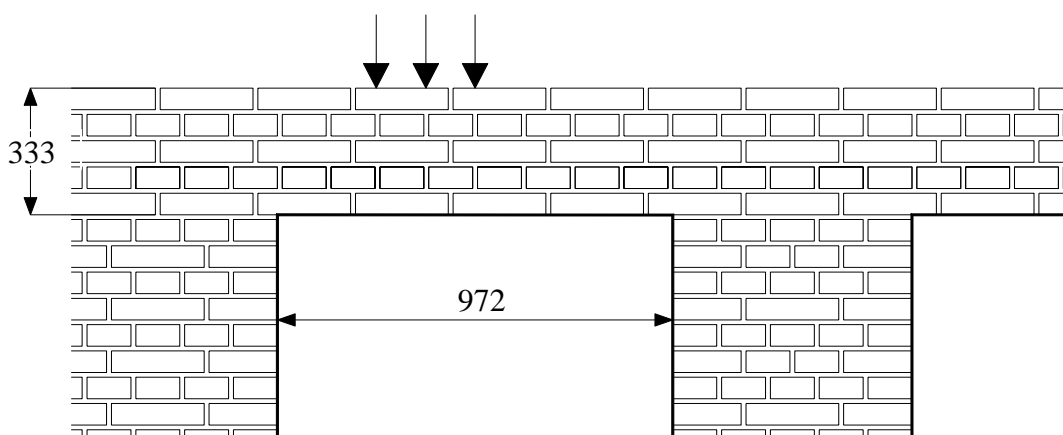


Fig. 6.1.2 Eksempel på skjult murbue med modhold

I praksis vil man nok aldrig vælge denne løsning (uden tegloverligger) tilsigtet, men utilsigtet forekommer denne statiske model ofte, fx når armeringsjernet er korroderet og dermed ikke-eksisterende. I sådanne situationer falder konstruktionen ikke sammen, men en skjult bue med de aktuelle modhold sikrer konstruktionens bæreevne. Der kræves dog en vis vedhæftning i fugerne for at stenene under den skjulte bue kan ”hænge” i buen.

Andre skader end de rent statiske opstår dog i ovenstående beskrevne situation, der gør en renovering nødvendig. Når armeringen korroderer, fremkommer der afskalninger på tegloverliggeren med evt vandindtrængning til følge. Endvidere er skaderne æstetisk skæmmende.

Et stik behøver ikke nødvendigvis have en pilhøjde. En meget anvendt konstruktion er det vandrette stik, som er illustreret i efterfølgende figur.

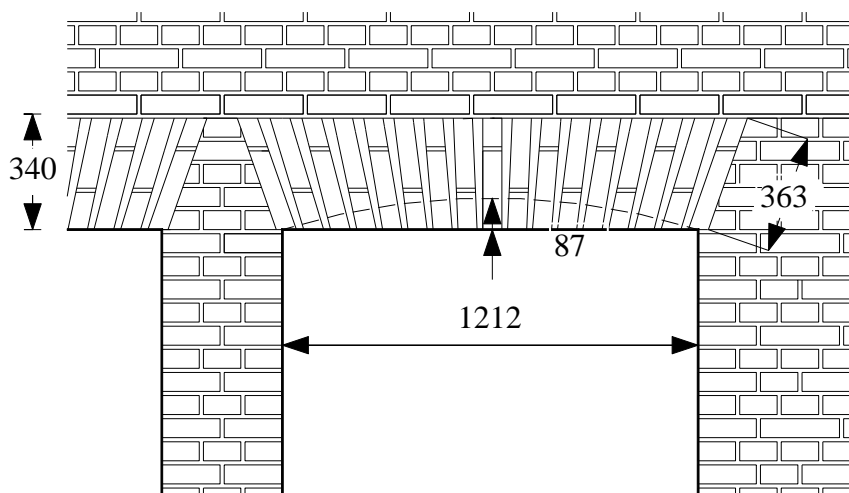


Fig. 6.1.3 Et lige stik. Beregnes som en bue

Det lige stik beregnes normalt med pilhøjden 0 eller med en fiktiv indlagt pilhøjde, som illustreret på figuren.

Et buet stik kan have navn efter den geometriske facon. Fx en parabelbue, cirkelbue, etc. Andre stik kan have mindre gennemskuelige navne. Fx en kurvehanksbue som udgøres af en ellipse.

6.2 Tryklinje og trykzone

6.2.1 Forudsætninger

Forudsætningen for enhver bue er, at understøtningerne er fastholdt mod vandrette flytninger således, at der fremkommer både vandrette og lodrette reaktioner til sikring af buens ligevægt.

Denne forudsætning er tillige buens svaghed, idet man kan regne stolpe op og stolpe ned og til sidst med 4 decimaler eftervise, at buen har tilstrækkelig bæreevne, hvilket dog ikke hjælper ret meget for den faktiske konstruktion, såfremt understøtningen sætter sig nogle mm i vandret retning. En ny ligevægt vil givet indtræde, men konstruktionen vil få revner og svagheder, der skal renoveres.

Overordnet kan man sige, at der ved beregning af en bue forudsættes, at den omkringliggende konstruktion er uendelig stiv i vandret retning. Når der tages i betragtning, at forsigtigt ansatte styrkeparametre normalt deles med partialkoefficienter for at værdien skal være på den sikre side, må det siges, at en forudsætning om et elasticitetsmodul med værdien ”uendelig” er lidt dristig.

Alt i alt må konkluderes, at inden en konstruktionsdel beregnes som en bue, skal understøtningsforholdene vurderes kritisk. Mere kritisk end ved bjælker, plader og skiver, hvor konstruktionens virkemåde er knap så afhængig af mindre flytninger i understøtningerne.

6.2.2 Beregninger af tryklinje og trykzone

Tryklinjen er den linje, der repræsenterer placering og retning af de indre kræfter, der (selvfølgelig) er i ligevægt med de ydre belastninger. Et eksempel på en tryklinje er angivet i nedenstående figur (i figuren er den jævnt fordelte last ikke vist).

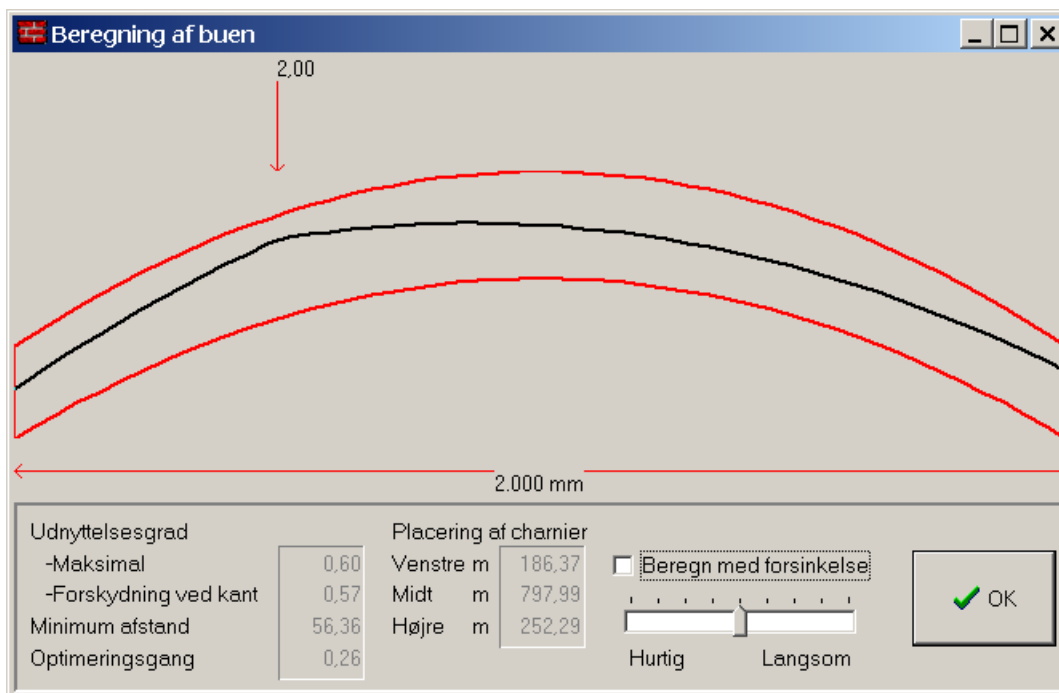


Fig. 6.2.1 Tryklinje for bueelement påvirket af en jævn fordelt last og en excentrisk virkende enkeltkraft. Fra programmet "EC6design.com (tidligere version)".

Trykzonen er en symmetrisk zone omkring tryklinjen afgrænset af murbuens geometri (se efterfølgende figur). Der vælges normalt den størst mulige trykzone. Dvs. trykzonen vil i mindst ét punkt være begrænset af buens geometri.

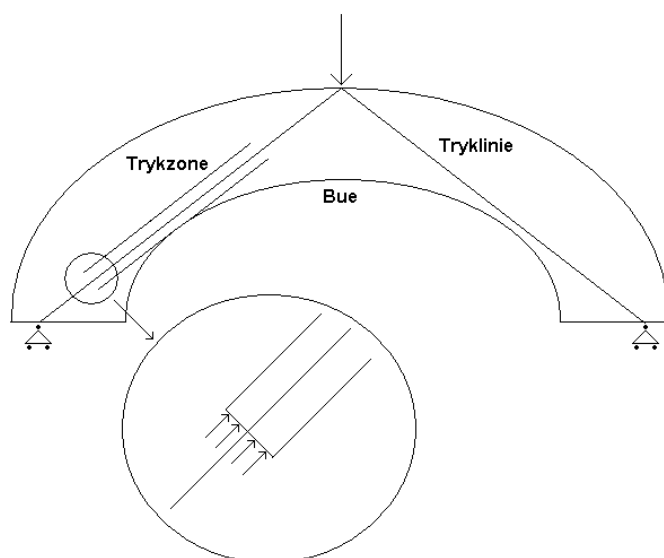


Fig. 6.2.2 Tryklinje og trykzone i bue påvirket alene af en symmetrisk placeret enkeltkraft

Trykzonen regnes som det område, hvori de faktiske spændinger løber. Dette er naturligvis en tilsnigelse til den virkelige spændingsfordeling, men betragtes normalt som en simplificering, der giver fornuftige resultater.

Da der er tale om en statisk tilladelig spændingsfordeling, er det i princippet en nedreværdiløsning der anvendes. Her siger teorien (plasticitets-), at løsningen altid vil være på den sikre side. Dvs. ved bestemmelse af tryklinjen og trykzonen kan den optimeres for at finde den mest gunstige løsning, hvilket vil sige den løsning, hvor bæreevnen er størst.

Bestemmelse af tryklinje og trykzone er et rent statisk problem, hvori der ikke indgår nogle murværkstekniske problemstillinger, og metodikken beskrives ikke her i detaljer, da den findes i en lang række lærebøger.

Tryklinjen er ligedannet med momentkurven, såfremt denne bestemmes ved sædvanlig bjælke teori. Trykzonen defineres som det bånd af murværk, der er placeret symmetrisk omkring tryklinjen. Ved optimering af trykzonen kan der eventuelt gøres brug af numeriske metoder.

6.3 Spændingsbestemmelse

Selvom et stik normalt søges udformet således, at alle liggefuger er vinkelret på tryklinjen, vil der sædvanligvis være en vinkel forskellig fra 0° mellem tryklinjen og den vinkelrette komponent til liggefugen, idet lasten kan variere og stikket måske heller ikke af praktiske og æstetiske årsager er udformet nøjagtigt efter den forventede tryklinje. For skjulte buer vil tryklinjens vinkel med liggefugerne være vilkårlig. Spændingsforløbet er illustreret på nedenstående skitse.

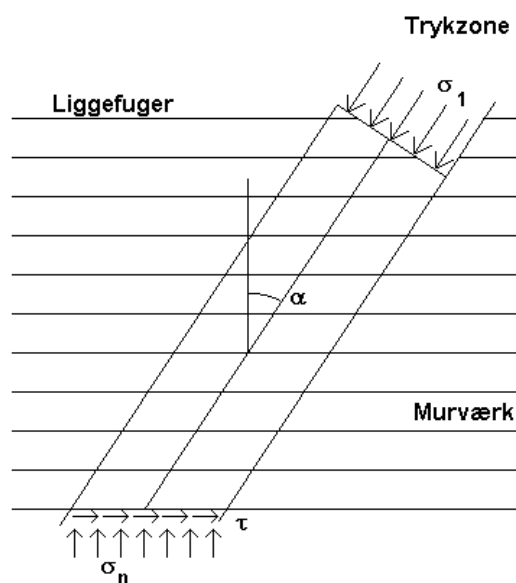


Fig. 6.3.1 Tryklinje

Spændingerne ses at skulle overholde følgende uligheder:

$$\sigma_1 \leq f_d \quad (1)$$

$$\tau \leq \mu_d \times \sigma_n + f_{vd0} \quad (2)$$

τ og σ_n findes på sædvanlig vis til:

$$\sigma_n = \sigma_1 \times \cos^2(\alpha) \quad (3)$$

$$\tau = \sigma_1 \times \sin(\alpha) \times \cos(\alpha) \quad (4)$$

Indsættes (3) og (4) i (2) og ændres ” \leq ” til ” $=$ ” således, at ligningen refererer til brudbetingelsen fås:

$$\sigma_1 \times \sin(\alpha) \times \cos(\alpha) = \mu_d \times \sigma_1 \times \cos^2(\alpha) + f_{vd0}$$

Isolerer σ_1 fås:

$$\sigma_1 = \frac{f_{vd0}}{[\sin(\alpha) \times \cos(\alpha) - \mu_d \times \cos^2(\alpha)]}$$

Når leddet

$$[\sin(\alpha) \times \cos(\alpha) - \mu_d \times \cos^2(\alpha)] \leq 0$$

svarer dette til, at vinklen er så lav, at der skal trækspændinger i buen før at brudbetingelsen er opfyldt ($\sigma_n \leq 0$). Den reelle brudbetingelse fås fra (1) til:

$$\sigma_1 = f_d$$

Når leddet

$$[\sin(\alpha) \times \cos(\alpha) - \mu_d \times \cos^2(\alpha)] = 0$$

svarer dette til, at vinklen netop har en størrelse, således at:

$$\tau = \mu_d \times \sigma_n$$

Vinklen α bestemmes til:

$$\sin(\alpha) \times \cos(\alpha) = \mu_d \times \cos^2(\alpha)$$

$$\tan(\alpha) = \mu_d$$

Værdien for μ_d kan fx sættes til:

$$\mu_d = 0,5$$

hvoraf fås:

$$\alpha = 26,6^\circ$$

Denne vinkel benævnes ofte friktionsvinklen (α_u).

Når leddet

$$[\sin(\alpha) \times \cos(\alpha) - \mu_d \times \cos^2(\alpha)] > 0$$

er vinklen i det område, hvor der kan opstå problemer med forskydningskapaciteten.

Når

$$\alpha \rightarrow 90^\circ$$

fås igen en brudbetingelse, hvor

$$\sigma_1 \rightarrow \infty$$

For $\alpha = 90^\circ$ (tryk vinkelret på studsfuger) skønnes en begrænsning på:

$$\sigma_1 = \frac{1}{2} \times f_d$$

Forløbet er vist på nedenstående figur, hvor følgende materialeparametre er anvendt:

$$\begin{aligned} f_d &= 4,6 \text{ MPa} \\ f_{vd0} &= 0,2 \text{ MPa} \\ \mu_d &= 0,5 \end{aligned}$$

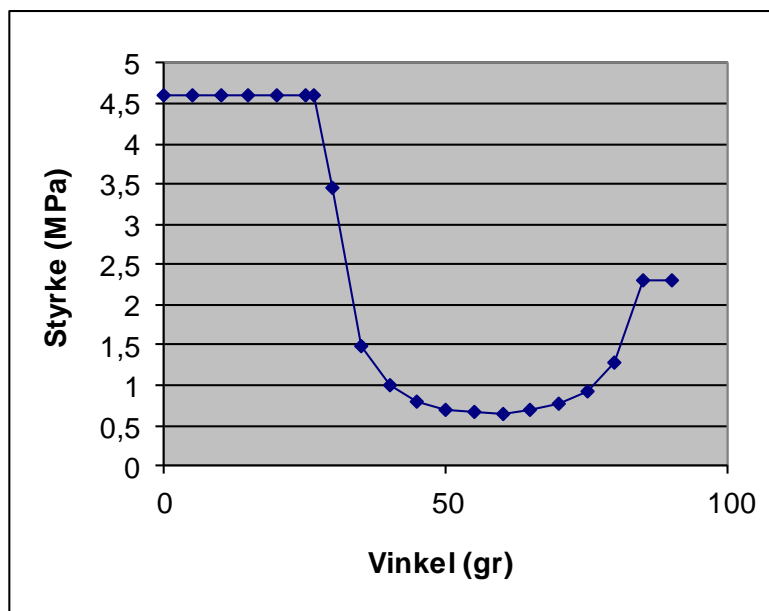


Fig. 6.3.2 Bæreevne af tværsnit, som funktion af vinkel med liggefuge

Ovennævnte betragtninger kan tillige udledes ved anvendelse af Mohrs cirkel, hvoraf det fx kan vises, at minimum bæreevne fås ved vinklen

$$\begin{aligned}\alpha &= 45^\circ + \alpha_w/2 \\ &= 58,3^\circ\end{aligned}$$

6.4 Optagelse af vandrette reaktioner

En buekonstruktion holdes i ligevægt af vandrette og lodrette reaktioner. De vandrette reaktioner kan være betragtelige og give anledning til revner, såfremt understøtningen ikke er ”ueftergivelig”. Det konstruktive system vil ofte være som vist efterfølgende.

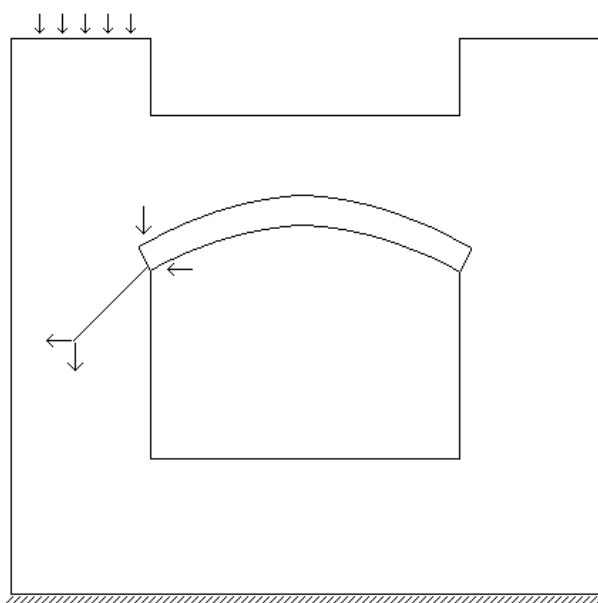


Fig. 6.4.1 Buekonstruktion ved enden af en facade

Når a (se efterfølgende figur for illustration) er begrænset i udstrækning, skal pillens bæreevne undersøges. En overslagsmæssig beregning for pillen kan udføres efter følgende metode.

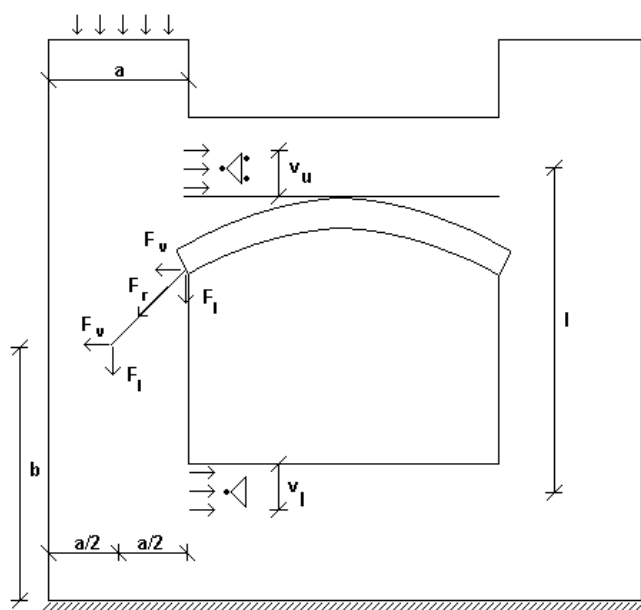


Fig. 6.4.2 Buekonstruktion ved enden af en facade

- Den resulterende reaktion (F_R) forskydes i resultantens retning ned til den lodrette centerlinje af pillen. Den vandrette kraft regnes hermed at angribe i afstanden b fra nederste understøtning.
- Murværkets trækstyrke i et lodret snit (f_{tk2}) bestemmes (se afsnit 14.5).
- Den nødvendige højde af reaktionen (v_u og v_l) bestemmes. Reaktionen regnes at starte ved brystningens kant og ved den vandrette afgrænsningslinje ved buens overkant. Er reaktionen $f_x F_v/2$ bestemmes v_u og v_l som:

$$v_u = v_l = \frac{F_v}{(2 \times t \times f_{xk2t})}$$

- Herefter kan systemet enkelt betragtes som en rektangulær bjælke påvirket af de viste kræfter (se efterfølgende figur). Her er q den lodrette last på pillen.

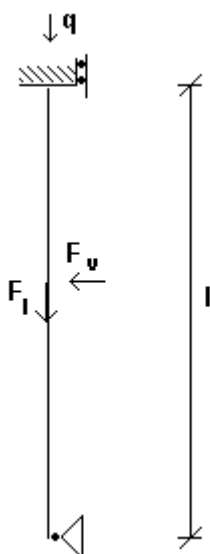


Fig. 6.4.3 Statisk system af pille påvirket af vandret reaktion fra bue

- Understøtningerne kan regnes simple i begge ender såfremt beregningen ønskes simplificeret. Er bæreevnen knap tilstrækkelig, kan den øverste understøtning, for den viste konstruktion, regnes indspændt.
- Snitkræfterne M , Q , N beregnes, og tværsnittet dimensioneres på sædvanlig vis.

Såfremt trækstyrkerne sættes til 0, skal det eftervises, at tryklinjen går i fundamentet gennem væggen.

Såfremt der på væggen optræder en linjelast, fx fra et dæk, kan vandret fastholdelse/reaktion normalt regnes beliggende i dette plan og optaget via friktion forudsat, at der i dækket er tilstrækkelig trækcapacitet. Situationen er illustreret på efterfølgende figur.

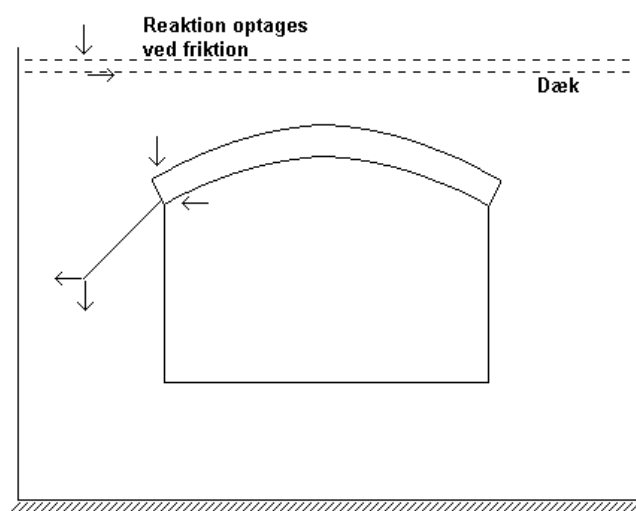


Fig. 6.4.4 Buekonstruktion, belastet af dæk

I det følgende bestemmes den nødvendige værdi af a , som funktion af b og pilhøjden h_p (se figur 6.4.5).

Forudsætninger:

- Reaktionen regnes konservativt placeret ved fundamentsoverkant og ved dækket.
- Væggen regnes påvirket af en gennemgående last q beliggende i intervallet $q \in \{0; 50 \text{ kN/m}\}$ for $t = 108 \text{ mm}$. For andre tykkelser kan q proportioneres. (Dvs. for $t = 168$ er $q \in \{0; 78 \text{ kN/m}\}$).
- Etagehøjden (h) sættes til 3,0 m.
- Den regningsmæssige friktionskoefficient i murværket (μ_d) sættes til: $\mu_d = 0,5$.
- Den regningsmæssige kohæsion sættes til: $f_{vd0} = 0,125 \text{ MPa}$.
- Den regningsmæssige bøjningstrækstyrke sættes til $f_{xd1} = 0,125 \text{ MPa}$.

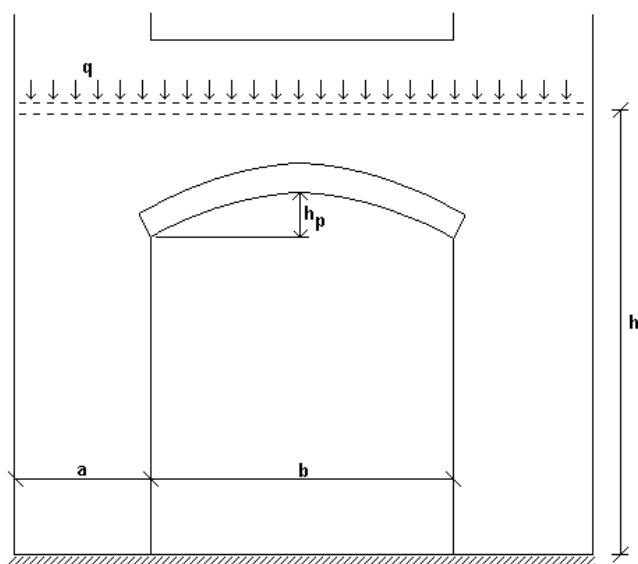


Fig. 6.4.5 Generel bestemmelse af a som funktion af b og h_p

Den vandrette reaktion bestemmes til:

$$F_v = \frac{q \times b^2}{(8 \times h_p)} \quad (1)$$

Den maksimale værdi for snitkraften Q er beliggende i intervallet

$$Q \in \{1/2 \times F_v ; F_v\}$$

Q sættes konservativt til:

$$Q = F_v$$

Heraf fås:

$$Q_{\text{kap}} \geq Q$$

hvor Q_{kap} er forskydningskapaciteten af tværsnittet.

$$2 \left(\frac{q \times \mu_d}{t} + f_{vd0} \right) \times t \times a \geq \frac{q \times b^2}{(8 \times h_p)}$$

$$a \geq \frac{q \times b^2}{(16 \times h_p) \times (q \times \mu_d + f_{vd0} \times t)} \quad (2)$$

Denne ulighed sikrer, at der ikke opstår forskydningsbrud.

Tilsvarende betragtes forholdene for momentet.

Det maksimale moment (M_{max}) ses at være:

$$M_{\text{max}} = (1/4) \times F_v \times h$$

Normaltrækspændingen (som regnes positiv ved træk) bestemmes til:

$$\sigma = \frac{-q}{t} + (1/4) \times F_v \times \frac{h}{[(1/6) \times t \times a^2]}$$

Den fundne værdi for F_v indsættes (se (1)):

$$\sigma = \frac{q}{t} \times \left[\left(\frac{3}{16} \right) \times b^2 \times \frac{h}{(h_p \times a^2)} - 1 \right]$$

Indføres at

$$\sigma \leq f_{xdl}$$

fås:

$$\frac{f_{xdl} \times t}{q} + 1 \geq \left(\frac{3}{16} \right) \times b^2 \times \frac{h}{(h_p \times a^2)}$$

$$a^2 \geq \left(\frac{3}{16} \right) \times b^2 \times h \times \frac{q}{[(f_{xdl} \times t + q) \times h_p]} \quad (3)$$

For typiske værdier af b og h_p kan nu laves tabel til bestemmelse af a ud fra (2) og (3), hvor maksimumsværdien af a anvendes.

Tabel 6.4.1 Nødvendig (konservativ) værdi af a som funktion af b (m) og h_p (mm)

h _p	b				
	1,0	2,0	3,0	4,0	8,0
120	1,92	3,84	6,09	10,82	-
240	1,36	2,72	4,08	5,43	-
480	0,96	1,92	2,88	3,84	10,82
720	0,78	1,57	2,35	3,14	7,22
960	0,68	1,36	2,04	2,72	5,43
1200	0,61	1,22	1,82	2,43	4,86
1440	0,55	1,11	1,66	2,22	4,44

Værdierne til højre for den dobbelt optrukne tynde streg angiver, at kravet i (2) (forskydningskapaciteten) er aktuelt. Tilsvarende angiver værdierne til venstre for den dobbelt optrukne streg, at kravet i (3) (momentkapaciteten) er aktuelt.

Af beregningerne kan følgende enkle regel opstilles:

Når lysningsvidden for buen (b) er:

$$\begin{array}{l} 0 \\ \text{er} \end{array} \leq b \leq 4000 \text{ mm}$$

$$a \leq b$$

når pilhøjden mindst er 480 mm.

Når lysningsvidden for buen (b) er:

$$\begin{array}{l} 4000 \\ \text{er} \end{array} \leq b$$

$$a \leq b$$

når pilhøjden mindst er b/8.

Såfremt buen ikke besidder den angivne pilhøjde, kan der, hvis muligt, regnes med en fiktiv pilhøjde, såfremt buen har tilstrækkelig total højde (se princip i fig. 6.1.3).

7. Teglbjælker

7.1 Indledning

En teglbjælke kan bestå af en tegloverligger med en række påmurede skifter eller en præ-fab teglbjælke.

7.1.1 Tegloverliggeren

- kan være 1 eller 2 skifter og er slapt armeret eller forspændt
- bliver kun bærende i kraft af de påmurede skifter og vedhæftningen i fugerne
- optager trækkræfter i den bjælke som opbygges, når de øvrige skifter påmures.

En teglbjælke er en relativt ny komponent i de murede konstruktioner. Tidligere blev kræfterne over en åbning ledt til siderne ved hjælp af buer eller stik, men konkurrencemæssige forhold har betydet, at teglbjælker har overtaget denne funktion, idet den præfabrikerede tegloverligger på samme tid virker som forskalling til de øvrige skifter, udgør trækbånd og det nederste skifte. Af samme årsag har armeringssystemer til liggefugen aldrig rigtigt slået an som anvendelse i teglbjælker, idet det også her er nødvendigt at opbygge en forskalling af fx træ til at understøtte bjælken inden afhærdning.

Længden af forspændte tegloverliggerere bør ikke overstige:

- 2,40 m for enkeltskiftes overliggere (svarende til 10 sten)
- 4,00 m for dobbeltskiftes overliggere (svarende til 16,5 sten).

Længderne for slapt armerede bør være kortere.

Under opmuring af længere teglbjælker skal disse understøttes således, at nedbøjningen, som følge af lasten fra de påmurede skifter, ikke bliver for stor. Afstanden mellem disse midlertidige understøtninger afhænger af lasten (typisk højden af det overliggende murværk) og om der er tale om 1, 2 eller 3 skiftes overliggere.

Tabel over maksimal lysningsvidde, før der skal anvendes midlertidige understøtninger, er angivet i afsnit 11.2 (konsoller).

De midlertidige understøtninger udføres således, at de ikke ”trykker op” mod tegloverliggeren, men kun lige rører denne, da overliggeren ellers vil ”løftes i enderne” eller ”springe fra” i liggefugen, når den midlertidige understøtning fjernes igen. Se efterfølgende figur.

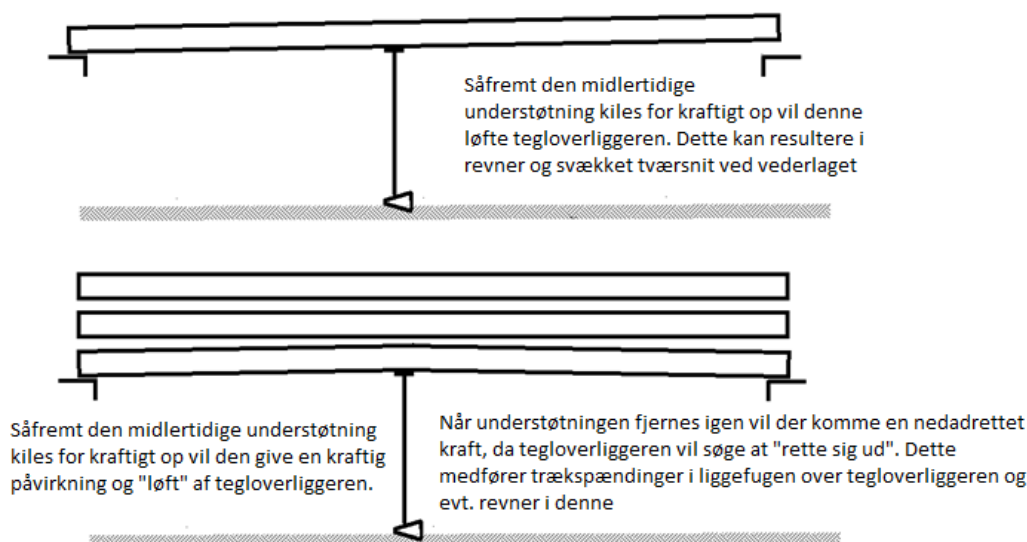


Fig. 7.2.1 Midlertidig understøtning kilet for kraftigt op

7.1.2 Præ-fab teglbjælke

Teglbjælker i 3-6 skifters højde leveres også præfabrikeret. Disse er "selvbærende" og kræver ikke påmurede skifter. Beregning af disse præfabrikerede teglbjælker foretages efter samme model som teglbjælker bestående af en tegloverligger med påmurede skifter.

Nu om dage er der principielt ingen begrænsninger for anvendelsen af præ-fab teglbjælker. Disse bliver udført i længder i op til 10 m.

Bemærk, at selvom der mures flere skifter oven på disse selvbærende teglbjælker, skal de ikke understøttes midlertidigt af samme grund som skitseret i figur 7.2.1. Bæreevnen bliver normalt heller ikke større af, at der påmures ekstra skifter oven på en præ-fab teglbjælke, da forskydningsstyrken i snittet mellem teglbjælke og påmurede skifter er væsentligt lavere end i selve teglbjælken. De påmurede skifter skal derfor kun betragtes som ekstra last. Endvidere vil der ofte være en fugtspærre mellem teglbjælken og de påmurede skifter, hvorved kohæsionen er minimal.

Såfremt disse teglbjælker er lange (> 3-4 m) bør de i nogen tilfælde monteres med dilatationsfuge og glidningslag omkring bjælken, da denne undergår svind og krybning (afhængig af montagetidspunkt ift støbning) samt har større temperaturudvidelseskoefficient end det resterende murværk. Relevante parametre ved vurderingen er:

- tid mellem montage og støbning (gerne +28 døgn)
- mængden af beton/stål i tværsnittet (gerne under 50 %).

7.2 Beregningsmodel

I denne projekteringsvejledning beskrives kun den gængs anvendte beregningsmodel og relevante problemstillinger heromkring. Ønskes en plasticitetsteoretisk gennemgang af emnet henvises til [LGH].

Som beregningsmodel anvendes den i EN 1996-1-1 beskrevne. Modellen er kontrolleret med cirka 100 danske forsøg og korrelationen er overbevisende (se afsnit 7.3).

Modellen med reference til EN 1996-1-1 er beskrevet i det følgende:

Spændvidde: (section 5.5.2.2 Effective span of masonry beams)

Den effektive spændvidde regnes som den mindste af værdierne $t/2$ og $d/2$ som illustreret på efterfølgende figur. Dette svarer til reglerne angivet i afsnit 2.4.1.

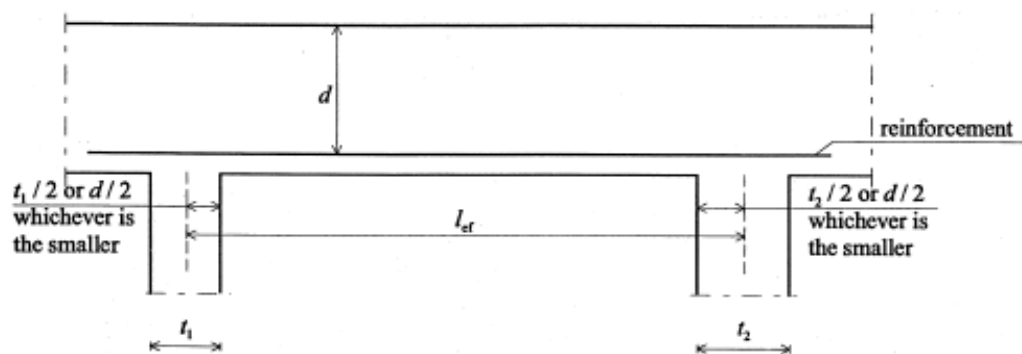


Fig. 7.2.2 Vederlagslængder. Fra EN 1996-1-1.

Kipping (section 5.5.2.6. Limiting span of reinforced masonry members subject to bending (Formel (5.13)-(5.16))

Afstanden mellem punkter, hvor bjælken skal være understøttet vinkelret på bjælkeplanen (l), skal mindst være:

$$l \leq 60 \times b_c$$

$$l \leq \frac{250 \times b_c^2}{d}$$

hvor

b_c er tykkelsen af den trykkede del af tværsnittet mellem understøtningerne. Dette er sædvanligvis blot selve teglbjælkens tykkelse (t).

d er nyttehøjden.

Regnes

$$b_c \geq 108 \text{ mm}$$

fås følgende udtryk:

$$l \leq 6,5 \text{ m}$$

$$l \times d \leq 3 \text{ m}^2$$

Moment bæreevne (section 6.6.2 Verification of reinforced masonry members subjected to bending and/or axial loading)

Beregningsmetode, tøjningsgrænser, etc., svarer til modellen for beton (se efterfølgende figur).

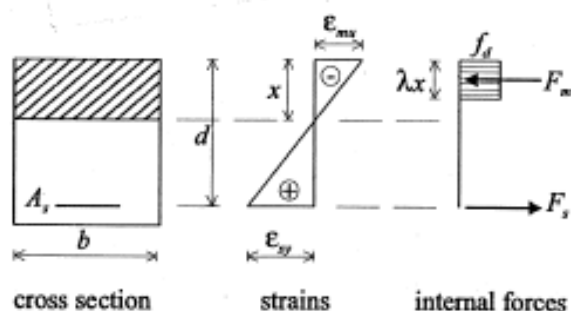


Fig. 7.2.3 Oversigt over model til beregning af momentkapaciteten for armeret murværk.
Fra EN 1996-1-1.

Vær dog opmærksom på, at såfremt tegloverliggeren er bredere end det overliggende murværk (se efterfølgende figur), vil den kombinerede teglbjælke have tendens til at bøje ud af planen ved kraftig belastning. Forsøg viser at asymmetriforholdene gør, at ikke al armeringen kan regnes effektiv.

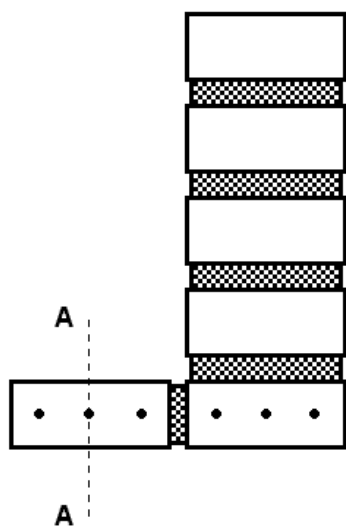


Fig. 7.2.4 Asymmetrisk tværsnit

Ved angivelse af armeringsantallet bør kun halvdelen af den armering, der ligger uden for konturerne af den samlede bjælke, medtages. I figuren svarer dette til linje A-A.

Forskydningsbæreevne (section 6.7.3, Verification of reinforced masonry beams subjected to shear loading (1))

Forskydningskapaciteten (V_{rd1}) beregnes på sædvanlig vis til:

$$V_{rd1} = f_{vd} \times t \times d \quad (1)$$

hvor

$$f_{vd} = f_{vd0} + \mu_d \times \sigma$$

Normalt inkluderes leddet ($\mu_d \times \sigma$) ikke som vist ovenstående, men inkluderes som en formel forøgelse af kohæsionen f_{vd0} som beskrevet nedenstående.

Dvs. forskydningen regnes i realiteten blot jævnt fordelt over det aktive tværsnit. Dette er ikke helt i tråd med den elastiske fordeling, der angiver en parabolisk fordeling med et toppunkt svarende til $(3/2) \times Q/(t \times d)$. Dette forhold er dog implicit medregnet i størrelsen på f_{vd0} , idet f_{vd0} bestemmes ud fra forsøg, hvor randeffekterne ikke tages i regning. Det vil sige, at den forsøgsmæssige bestemte værdi for f_{vd0} skulle forøges med en faktor $(3/2)$ såfremt den alene skulle relateres til en beregning efter elasticitetsteorien.

Formel forøgelse af f_{vd0} (section 6.7.3, Verification of reinforced masonry beams subjected to shear loading).

Kohæsionen f_{vd0} kan forøges, såfremt forholdet mellem forskydningsspændvidden og den effektive højde er mindre end 2. Det vil sige hvis:

$$a_v/d < 2$$

hvor

$$a_v = M_{\max}/Q_{\max}$$

hvor

$$\begin{array}{ll} M_{\max} & \text{er det maksimale moment i teglbjælken} \\ Q_{\max} & \text{er den maksimale forskydningskraft i teglbjælken} \end{array}$$

kan den formelle kohæsion forøges med en faktor (k), hvor:

$$k = \min(2 \times d/a_v, 4)$$

dog med en begrænsning på

$$k \times f_{vd0} \leq 1,2 \text{ MPa}$$

Udtrykket betyder, at høje teglbjælker får en forholdsmæssig stor forskydningsbæreevne.

Forøges højden (d) på teglbjælken med en faktor 2 kan bæreevnen i nogle tilfælde forøges med en faktor 4, dels fordi tværsnittet bliver dobbelt så stort og dels fordi k bliver dobbelt så stor. Dette forhold skyldes, at en teglbjælke ikke er isotrop og det svage tværsnit normalt er i liggefugen. Når trykstringeren løber under en stejl vinkel,

vil dette betyde, at forskydningskapaciteten af liggefugen forøges markant. Dette er illustreret på efterfølgende figur.

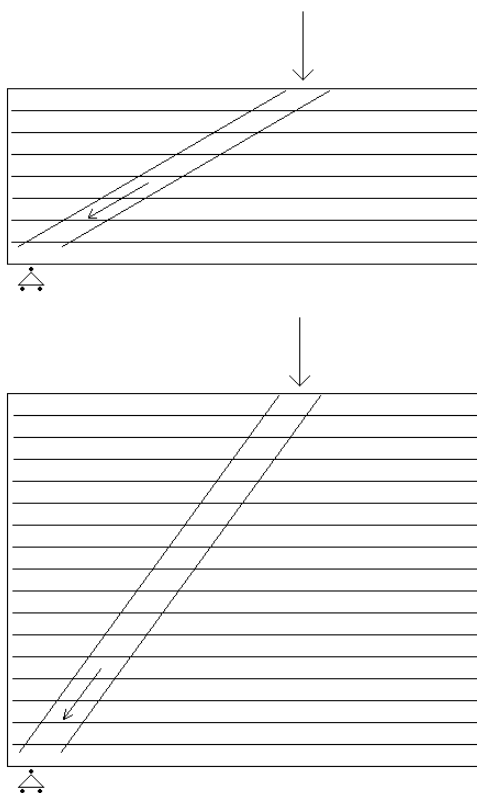


Fig. 7.2.5 Formel forøgelse af kohæsionen for høje teglbjælker

(Forøgelsesfaktoren er yderligere behandlet i afsnit 3.6.5.6, hvor betydningen af en lodret forspænding er analyseret).

Såfremt teglbjælken beregnes ved hjælp af edb-programmet "EC6design.com" er alle ovenstående regler og modeller implementeret.

For en jævnt fordelt belastning ses i øvrigt, at:

$$\begin{aligned} a_v &= M_{\max}/Q_{\max} \\ &= (1/8) pL^2 / 1/2pL \\ &= L/4 \end{aligned}$$

hvor p er den jævnt fordelte last
 L er spændvidden

7.3 Analyse af model ift. forsøg

Ovenstående model blev i 1998 analyseret på Teknologisk Institut, Murværk, med cirka 100 forsøg. Forsøgsparametrene blev varieret således, at både meget høje og meget lange bjælker blev afprøvet i kombination med meget svage og meget stærke mørtler. Forsøgene er beskrevet i [PDC2], hvor parametre og resultater kan studeres nærmere.

Konklusionen er at korrelationskoefficienten mellem beregnede værdier og værdier fundet ved forsøg er 0,88.

I efterfølgende figur er sammenstillede model- og forsøgsresultater angivet. Hvert punkt angiver et forsøg med en teglbjælke, hvor brudlasten er angivet på y-aksen. På baggrund af de aktuelle materialeparametre (stentrykstyrke, minutsugning, mørteltype, etc.) er murværkets trykstyrke og kohæsion beregnet ud fra modellerne angivet i [TEGL24], hvoraf den samlede bæreevne er beregnet på baggrund af ovenstående model. Værdien er angivet ud af x-aksen (såfremt kohæsionen f_{vk0} var målt direkte, ville korrelationen givetvis være større, idet der ved bestemmelsen af kohæsionen på baggrund af stentrykstyrke, minutsugning og mørteltype fremkommer en unøjagtighed, der bidrager til den samlede usikkerhed).

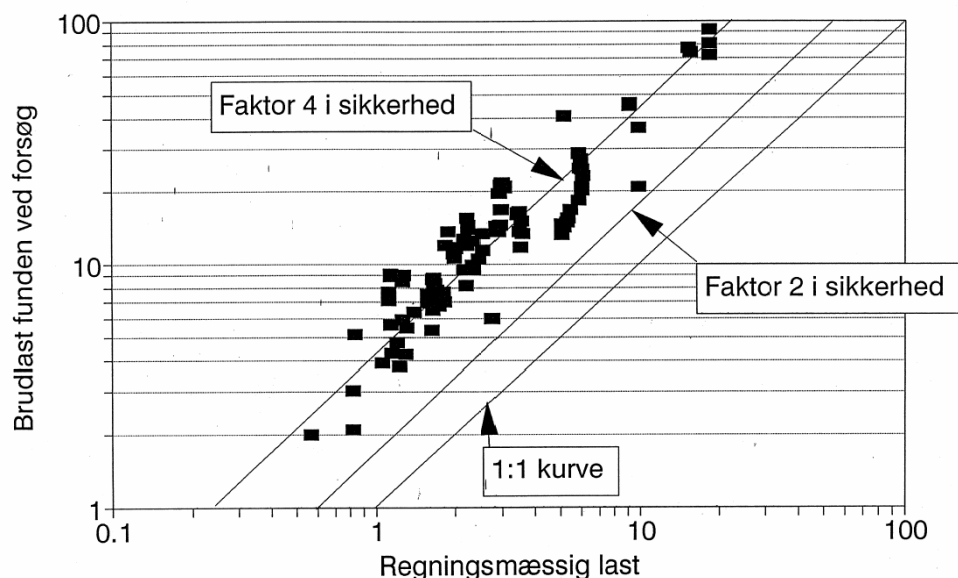


Fig. 7.3.1 Undersøgelse af model ud fra praktiske forsøg.

7.4 Fugtspærrens betydning for teglbjælkers bæreevne

Over et vindue skal der normalt etableres en fugtspærre der hindrer, at indtrængende vand gennem formuren finder vej til vinduesfalsene og -karmen. Fugtspærren skal sikre, at det indtrængende vand ledes bort over vinduet og til vægfelterne ved siden af vinduet ved bagsiden af formuren. Vandet opsuges i murværket og transporteres til forsiden af formuren og fordampes. Fugtspærren kan etableres ved hjælp af en TB-rende som vist på efterfølgende figur.

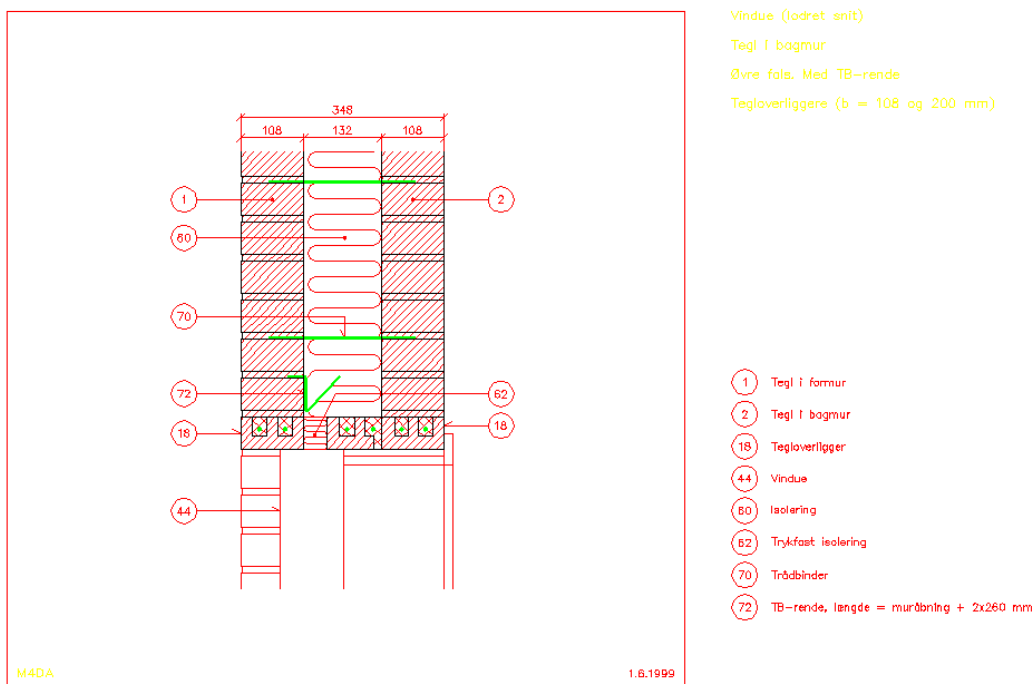


Fig. 7.4.1 Fugtspærre etableret ved hjælp af TB-rende. Bemærk ved for høje bjælker bør også indlægges pap

Ved anvendelse af TB-renden må det normalt påregnes, at tværsnittet skal reduceres med 10 mm, idet flangen på TB-renden afbryder liggefugen i et område svarende til 10 mm tykkelse.

Dvs. for en 108 mm teglbjælke sættes tykkelsen formelt til 98 mm. Såfremt der anvendes et edb-program, der tillige tager hensyn til kipning (fx ”EC6design.com”), er det ikke formålstjenligt at ændre tykkelsen, idet programmet kan påpege kipningsproblemer der reelt ikke er til stede, idet stivheden vinkelret på teglbjælkens plan stadig svarer til en tykkelse på 108 mm.

I stedet kan kohæsionen reduceres proportionalt. Er den karakteristiske kohæsion (f_{vk0}) fx:

$$f_{vk0} = 0,25 \text{ MPa}$$

kan denne for 108 mm murværk reduceres til:

$$f_{vk0, \text{TB-rende}} = \frac{(108-10)}{108} \times 0,25 \text{ MPa} = 0,23 \text{ MPa}$$

hvor $f_{vk0, \text{TB-rende}}$ er den formelle kohæsion der inkluderer TB-rendens reduktion i styrken.

Fugtspærren kan tillige udføres traditionelt med en papløsning. Dette er vist på efterfølgende figur.

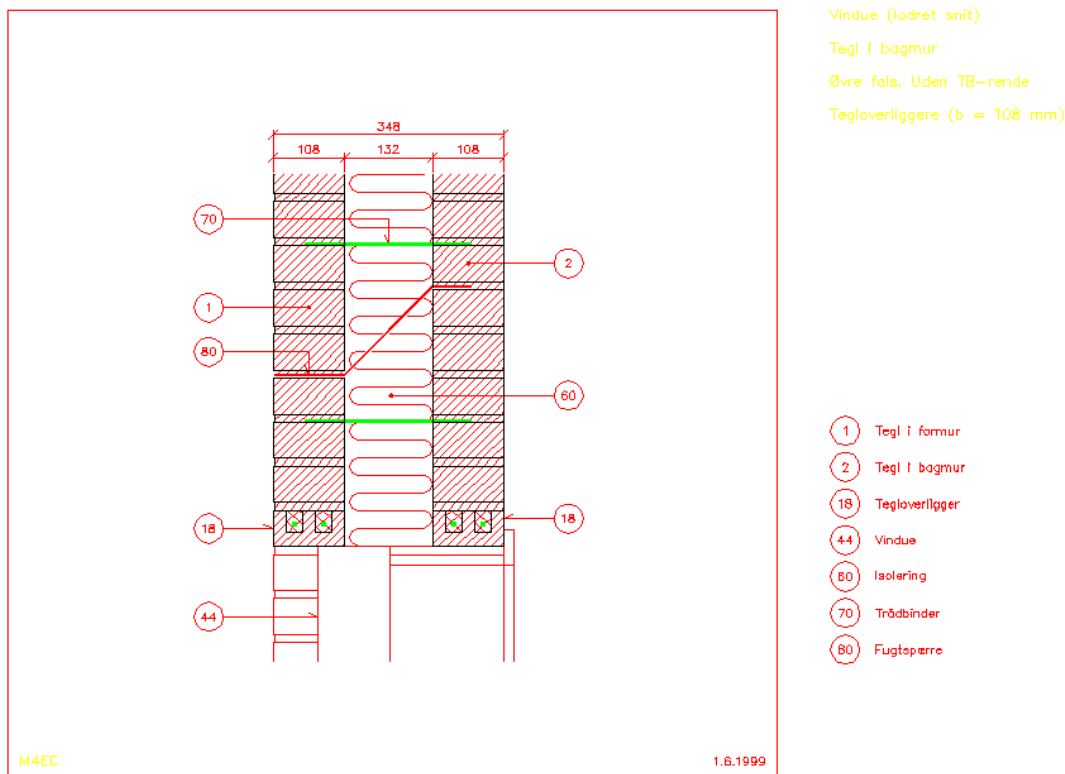


Fig. 7.4.2 Fugtspærre etableret ved hjælp af pap

Her udgør pappen overkant af teglbjælken, hvilket betyder, at den del af murværket, der ligger over pappen, udgør alene belastning på bjælken, mens den del af murværket, der ligger under pappen, udgør den aktive teglbjælke.

Selvom det nu anbefales at anvende hæftemørtel på begge sider af pappen ved fugtspærren, kan kohæsion i samlingen lim-pap-lim ikke tages i regning ved en tegloverligger, da der må forventes en vis elasticitet i samlingen, før kohæsionen træder i kraft (kohæsionen kan tages i regning ved soklen ifm. beregning af vægfelterne som skiver, da brudmekanismen her er anderledes)

Skal bjælken være høj på grund af en kraftig belastning og/eller en stor spændvidde, vil relativt mange skifter være ubeskyttede ved pap-løsningen, og der kan herigennem trænge vand ind til vinduet. Dette problem kan løses ved at indlægge en fugtspærre knas mod tegloverliggerens underkant som vist på efterfølgende figur. Denne fugtspærre kan være supplerende eller den eneste, afhængig af eksponeringsklassen. Ved anvendelse af denne løsningstype skal det erindres, at elastiske fuger normalt ikke kan klæbe mod pap, men at der som fuger mod vinduet skal anvendes mørtelfuger eller ekspanderende fugebånd (fx Illmod bånd).

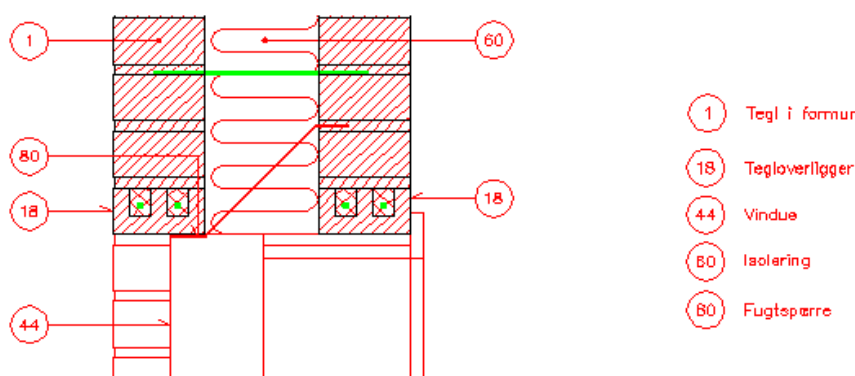


Fig. 7.4.3 Fugtspærre etableret ved hjælp af pap knas mod underkant tegloverligger

7.5 Forankring/vederlag

7.5.1 Tegloverligger og præ-fab teglbjælker

For tegloverligger og præ-fab teglbjælker regnes der normalt aldrig på forankringslængden af armeringen. Forsøg viser, at der ikke opstår forankringsbrud i området omkring de indstøbte armeringsjern, før der opstår forskydningsbrud i liggefugen umiddelbart over. Ved anvendelse af en meget ringe udstøbningsmørtel mellem armeringsjern og tegloverligger ville dette naturligvis kunne ske, men normalt foreskrives en udstøbningsmørtel med en høj styrke (min. M10), hvorved dette i praksis aldrig sker.

Dvs. for præfabrikerede tegloverligger er det kun nødvendigt at regne på vederlagslængden. Teoretisk kan man finde meget små vederlagslængder, men i praksis bør nedenstående retningslinjer følges:

Vederlag for ”let last” (fx egenvægt af overliggende murværk)

	Åbning < 1,2 m	Vederlag: ½ sten
1,2 m ≤	Åbning < 1,8 m	Vederlag: ¾ sten
1,8 m ≤	Åbning < 3,0 m	Vederlag: 1 sten
3,0 m ≤	Åbning	Vederlag: 1½ sten

For tung last bør vederlaget forøges. Dog anvendes maksimalt 1½ stens vederlag.

Disse regler, der medfører spændinger væsentligt under den regningsmæssige trykspænding i vederlagsfladen (se efterfølgende figur), er nødvendige på grund af sekundære påvirkninger som temperaturbetingede deformationer, svind, krybning, etc. Disse påvirkninger tages traditionelt ikke i regning, men netop ved overgangen mellem væg og tegloverligger kan påvirkningen lokalt blive stor, hvilket således medfører de ”store” vederlagskrav.

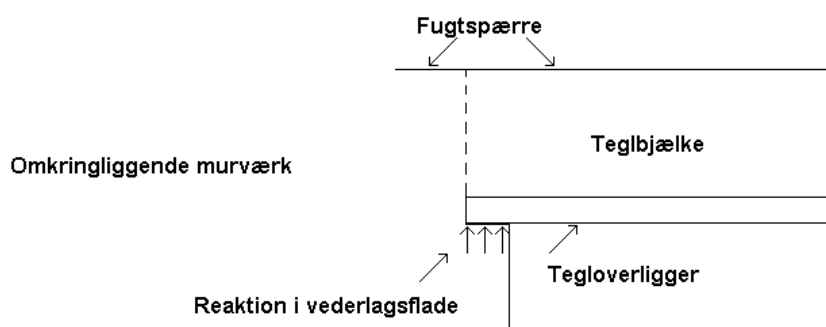


Fig. 7.5.1 Vederlag af tegloverligger

7.5.2 Fugearmering

Fugearmering anvendt til optagelse af træk i tegloverligger kræver normalt en større forankringslængde end de sædvanlige vederlagslængder.

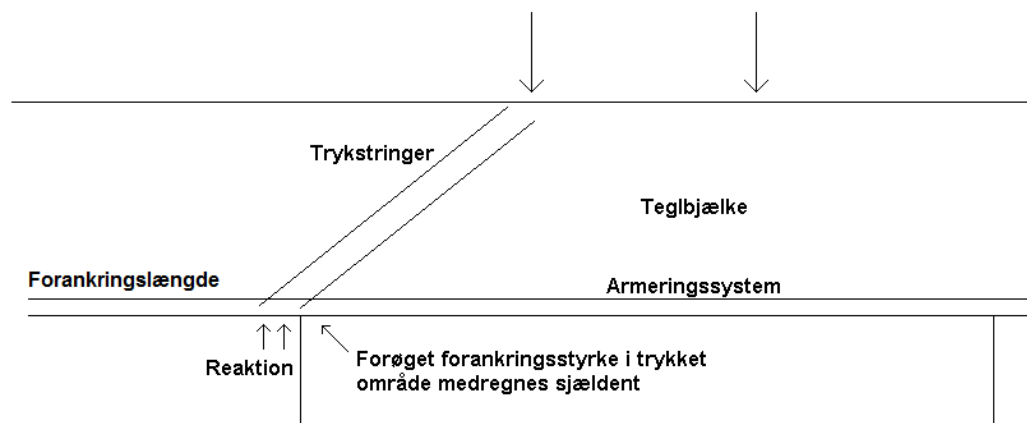


Fig. 7.5.2 Forankring af armeringssystemer

7.6 Udkragede teglbjælker

Teglbjælker kan udformes som udkragede bjælker, såfremt armeringen placeres i oversiden. Denne armering skal udformes som liggefugearmering, idet en tegloverligger ikke kan placeres som sidste skifte, da det ville kræve, at der blev oplagt mørtel på hele det foregående skifte, inden overliggeren kunne monteres. Dette vil i praksis betyde, at mørtlen ville blive "suget død" inden placeringen af tegloverliggeren, med ringe vedhæftning og besværlig montage til følge. Som nederste skifte til montage af de øvrige skifter kan en tegloverligger anvendes. Se efterfølgende figur for illustration.

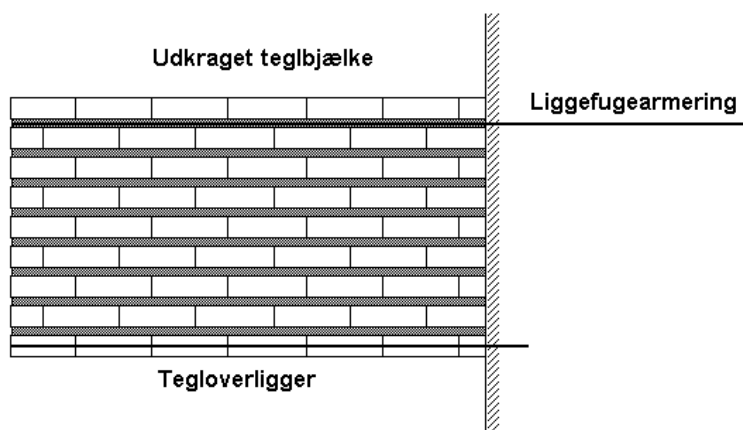


Fig. 7.6.1 Udkraget tegloverligger

En udkraget tegloverligger beregnes enklest vha. EC6design.com som en simpelt understøttet tegloverligger med dobbelt længde, der giver samme moment og forskydningskraft.

Et eksempel. En tegloverligger udformes som vist ovenstående med følgende parametre:

Spænd	: 1,5 m
Antal skifter	: 9
Armering i bund	: Præ.fab tegloverligger 2 × Ø5 mm armering
Armering i top	: Murfor armeringssystem 2 × 5 mm
Kohæsion (f_{vk0})	: 0,25 MPa
Trykstyrke (f_k)	: 6,4 MPa
Belastning (p)	: 5 kN/m

Den udkragede bjælke på 1,5 m beregnes som en simpel understøttet bjælke på 3,0 m med ovenstående parametre. Armeringen i toppen bliver trækarmoring og armeringen i bunden bliver trykarmering. Anvendes fx edb-programmet "EC6design.com" til beregningen, skal man være opmærksom på, at trykarmeringen her er benævnt toparmoring og trækarmoringen som bundarmoring. For udkragede bjælker er dette omvendt.

Beregnes konstruktionen ses, at der er tilstrækkelig bæreevne med en udnyttelsesgrad $< 1,0$.

8. Trådbindere

8.1 Indledning

Tidligere var for- og bagmur sammenmuret med faste bindere, hvorved væggen virkede som en konstruktiv enhed med en tykkelse svarende til hele murens bredde (fx 348 mm).

Pga. forøgede isoleringskrav måtte for- og bagmur adskilles med trådbindere, hvorved murens konstruktive kapacitet blev reduceret fra en sammenhængende mur på 348 mm til 2 vanger á 108 mm med en samlet murtykkelse inkl. isolering på 348, 408 eller 468 mm. Momentkapaciteten og stivheden blev således med et slag reduceret en faktor 10.

Trådbindernes funktion i den ”moderne hulmur” er at overføre og fordele horisontale kræfter mellem for- og bagmur og samtidig tillade differensbevægelser (se afsnit 8.4) mellem for- og bagmur.

8.2 Bindertyper

Der findes i Danmark en række forskellige bindertyper med forskellig anvendelsesområder. Af de hyppigst anvendte kan nævnes:

- Z-bindere
- S-bindere
- Indborede bindere
- Træskruegevindbindere
- Selvskærende bindere
- Slaggevindbindere
- Stålsøjlebindere
- Ekspansionsankre.

Produkternes egenskaber og anvendelsesområder er beskrevet og illustreret på de enkelte producenters hjemmesider.

I dette afsnit betragtes alene bindere, hvis tværsnit i hulrummet er cirkulært (fx 3 og 4 mm Z-bindere). Bindere med cirkulært tværsnit i hulrummet udgør i Danmark 99 % af de anvendte bindere.

8.3 Beregningsprocedure

Beregning af bindere er ret kompliceret, idet der skal tages hensyn til søjleeffekt kombineret med differensbevægelser og en forhåndsdeformation.

Den i Danmark anvendte beregningsmetode er så udmærket forklaret i SBI-anvisning 157, ”Trådbindere til forankring af skalmure og hulmure”, annek D og gentages ikke her.

I de fælles europæiske normer angives ingen beregningsmodeller. Der er til gengæld mulighed for producenten at deklarere tryk- og trækcapaciteten af binderne i den maksimalt udbøjede tilstand på baggrund af en række forsøg. Det vurderes dog, at det er lidt mere hensigtsmæssigt kun at bestemme forankringsstyrken i mørtlerne via

forsøg og derefter udføre en beregning (fx iht. SBI-anvisning 157) med de aktuelle geometriske og materialemæssige parametre.

Beregning af antal bindere pr m^2 foretages sædvanligvis ved at bestemme binderkapaciteten for den enkelte binder (F_b), eksempelvis til:

$$F_b = 235 \text{ N/binder}$$

og dernæst dividere værdien op i den aktuelle vindlast (q), fx:

$$q = 1,16 \text{ kN/m}^2$$

hvoraf det nødvendige antal bindere pr. arealenhed ($n_{n\ddot{o}dv}$) kan bestemmes til:

$$\begin{aligned} n_{n\ddot{o}dv} &= 1,16 / 0,235 \\ &= 4,94 \text{ binder/m}^2 \end{aligned}$$

Værdien for $n_{n\ddot{o}dv}$ behøver ikke nødvendigvis at blive rundet op til et heltal.

Ud over binderantallet bestemt ved ovenstående beregninger bør der tillige indsættes bindere ved åbninger, dilatationsfuger og understøtninger med en indbyrdes afstand ikke mindre end 400 mm. Dimensionering af bindere ved understøtningerne er angivet i afsnit 2.1.1.3.1. Såfremt vinduer/døre er monteret i bagmuren og formuren er en skalmur, kan binderrækkerne langs kanterne af vinduer/døre medregnes til det samlede antal binder pr kvm .

En binder dækker arealet (A_{Binder})

$$A_{\text{Binder}} = a_{\text{kolonne}} \times a_{\text{række}}$$

hvor

a_{kolonne} er afstanden mellem binderkolonnerne

$a_{\text{række}}$ er afstanden mellem binderrækkerne

Det ses at

$$A_{\text{Binder}} = 1/n_{n\ddot{o}dv}$$

$a_{\text{række}}$ vil typisk være 200 mm eller 266 mm svarende til 3 eller 4 skifter, hvilket er det normale mål isoleringsbatts leveres i.

Er

$$a_{\text{række}} = 200 \text{ mm}$$

og anvendes ovenstående værdier, fås:

$$\begin{aligned} a_{\text{kolonne}} \times a_{\text{række}} &\leq 1/n_{n\ddot{o}dv} \\ a_{\text{kolonne}} &\leq 1 / (4,94 \times 0,2) \\ a_{\text{kolonne}} &\leq 1,01 \text{ m} \end{aligned}$$

Dvs. i dette tilfælde fås:

$$a_{\text{kolonne}} = 1000 \text{ mm}$$

Generelt kan som udgangspunkt anvendes:

$$a_{\text{kolonne}} = 800 \text{ mm}$$

8.4 Differensbevægelse

Bagvæggen forudsættes at befinde sig i konstant klima, således at den hverken udsættes for temperatur- eller fugtbetingede deformationer. Formurens temperatur og fugtindhold ændrer sig derimod over døgnet og året, hvorved den bevæger sig i forhold til bagvæggen.

Der kan regnes med følgende størrelser for teglstensmurværk:

- Temperaturdifferens: $\pm 35 \text{ }^\circ\text{C}$
($10 \text{ }^\circ\text{C}$ v. opmuring, max $45 \text{ }^\circ\text{C}$, min $-25 \text{ }^\circ\text{C}$)
- Længdeudvidelseskoefficient: $0,005 \text{ mm}/(\text{m} \times \text{ }^\circ\text{C})$
- Reversibel fugtbevægelse: $\pm 0,03 \text{ mm}/\text{m}$

Heraf findes den resulterende differensstøjning (ϵ_d) til:

$$\begin{aligned} \epsilon_d &= 35 \times 0,005 + 0,03 \\ &= \pm 0,21 \text{ mm}/\text{m} \end{aligned}$$

Differensbevægelsen (d) bestemmes som:

$$d = \epsilon_d \times r$$

hvor

r er afstanden fra det punkt på formuren, som antages at ligge fast (Punkt F på efterfølgende figur) til den aktuelle binder (B_a på figur).

Hvis r fx er 10 m, bliver differensbevægelsen (d) således:

$$\begin{aligned} d &= 10 \times (\pm 0,21) \text{ mm}/\text{m} \\ &= \pm 2,1 \text{ mm}. \end{aligned}$$

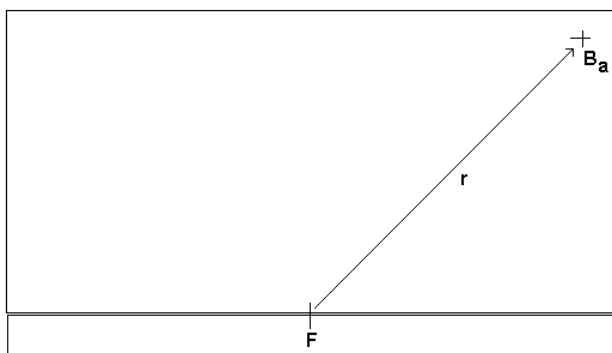


Fig. 8.4.1 Bestemmelse af differensbevægelser for symmetriske vægfelter

Såfremt åbninger er placeret asymmetrisk i vægfeltet, kan F være excentrisk placeret som illustreret på efterfølgende figur, hvor F vil ligge under den "tunge" del af vægfeltet. Der kan normalt regnes med, at F er placeret $1/3$ fra kanten som illustreret.

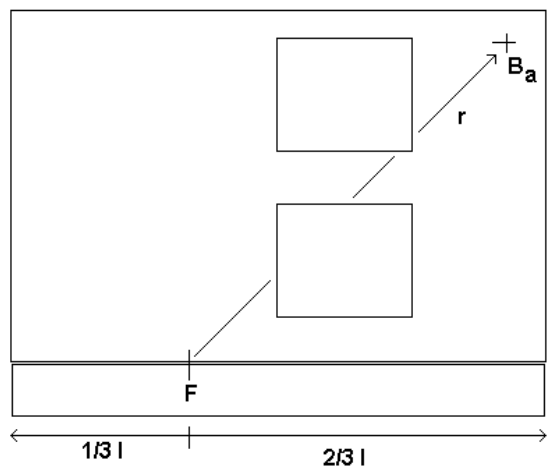


Fig. 8.4.2 Bestemmelse af differensbevægelser for asymmetriske vægfeltet

8.5 Forhåndsdeformation

I mange situationer er trådbindere ikke 100 % retlinjede.

I beregningsmodellen angivet i SBI-anvisning 157 er der mulighed for at regne med to forskellige typer afvigelser fra den retlinjede binder, som er:

- en bøjet binder
- en krum binder.

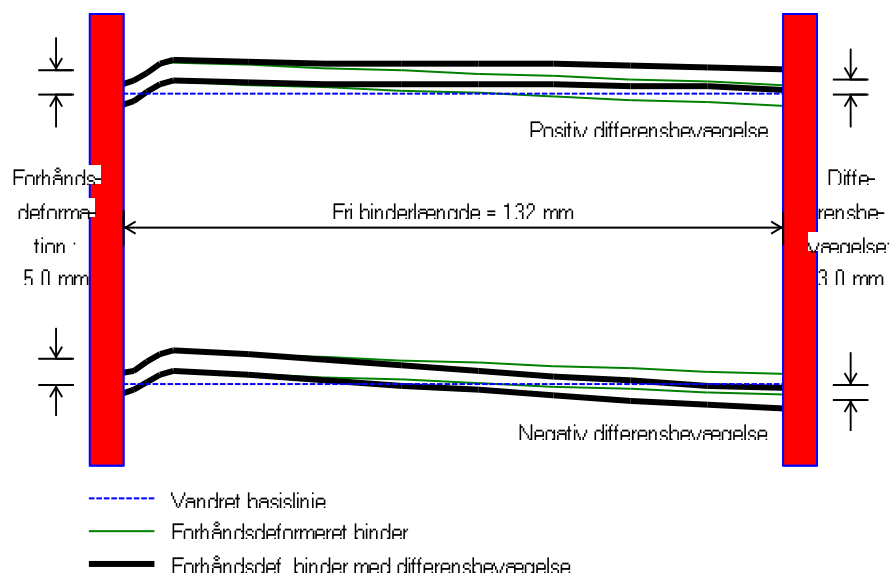


Fig. 8.5.1 En bøjet binder. Forløb af forhåndsdeformation og differensbevægelse

En bøjet binder har en S-formet krumning i den ene ende over en længde på ca. 10 mm og er retlinjet over resten af længden (se fig. 8.5.1).

En krum binder har en jævn ensidig krumning over hele længden (se fig. 8.5.2).

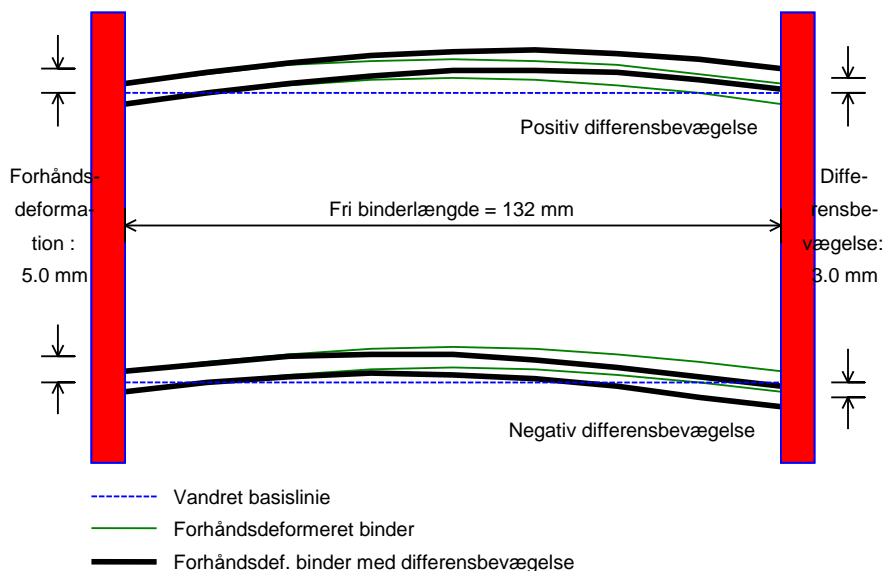


Fig. 8.5.2 En krum binder. Forløb af forhåndsdeformation og differensbevægelse

I beregningsmodellen angivet i SBI-anvisning 157 er for krumme bindere forudsat en krumning af form som en sinuskurve (fra 0 til π).

Forhåndsdeformationen er den maksimale afstand fra et punkt på binderen til den rette linje mellem binderens endepunkter. Benævnelsen ”forhåndsdeformation” refererer til, at den er til stede, inden binderen yderligere udsættes for deformationer hidrørende fra differensbevægelser og horisontale belastninger.

Bindere, der er indstøbt i præfabrikerede beton- eller letbetonvægge, bøjes normalt op langs vægoverfladen af hensyn til transporten og senere arbejdsmiljø. Også ved fuldmurede huse bøjes binderne ofte op langs bagvæggen, da der kan gå lang tid mellem opmuring af for- og bagmur. Det kan ofte være vanskeligt at foretage en helt ”perfekt” udretning på byggepladsen, og man bør derfor regne med krumningstypen ”bøjede bindere”.

”Krumme bindere” forekommer normalt kun, når for- og bagmur opmures ”over hånd” (hvilket vil sige, at de opmures samtidigt og binderne indmures successivt) (og altså ikke bøjes frem og tilbage).

Det foreslås at sætte forhåndsdeformationen mindst lig med binderdiametere. De forudsatte værdier bør skrives på tegningsmaterialet eller noteres i beskrivelsen og kontrolleres under udførelsen.

8.6 Binderlængde

Binderlængden eller den fri binderlængde er afstanden mellem de to murvangers indersider. Binderen regnes indspændt i disse to punkter.

Ved beregning af søjler under sædvanlige forhold er bæreevnen kraftigt afhængig af søjlelængden. For en normal Eulersøjle er bæreevnen omvendt proportional med afstanden i 2. potens.

For bindere er forholdene ret anderledes pga. differensbevægelsen. Differensbevægelsen er kritisk for korte, stive bindere, da tvangsdeformationen her skaber store spændinger i binderen, og denne effekt er i mange tilfælde større end søjlevirkningen.

Betragtes fx en 4 mm stålbinder med følgende typiske parametre:

- Forhåndsdeformation: 4 mm (foreslået værdi i afsnit 8.5)
- Differensbevægelse: 2 mm (svarer til en afstand mellem binder og F ("0"-punkt) på 10 m)

fås efterfølgende bæreevne som funktion af binderlængden:

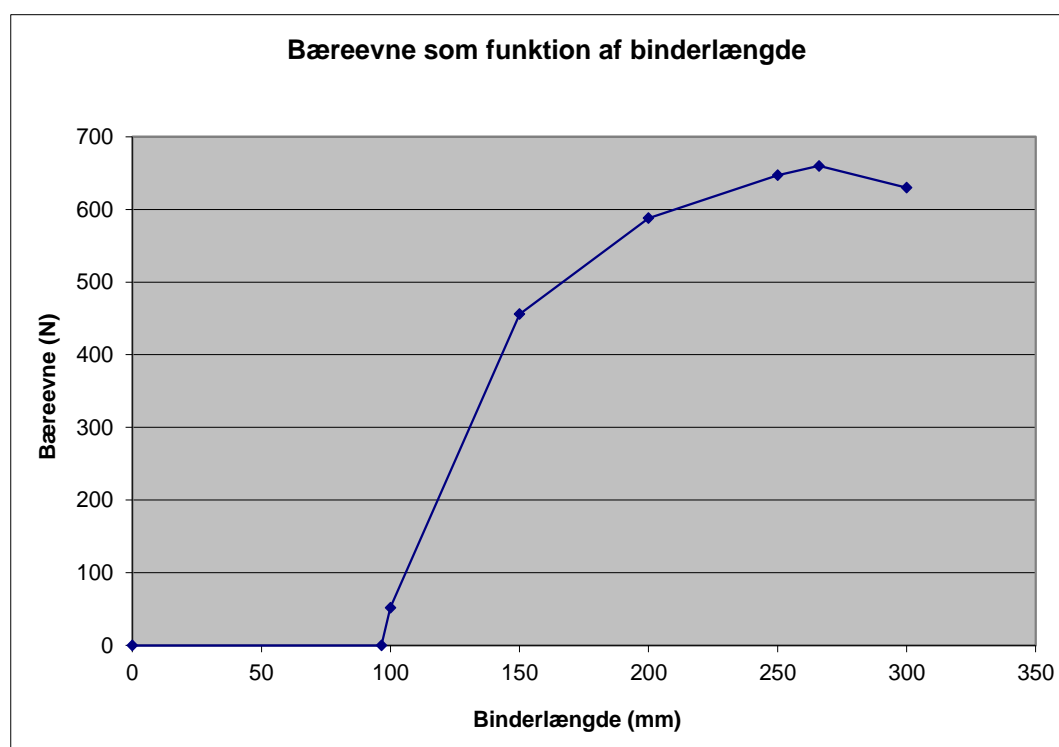


Fig. 8.6.1 Bæreevnen for 4 mm stålbinder

Bæreevnen ses her at toppe ved 266 mm. Ved denne værdi bliver søjleeffekten mere dominerende end bidraget fra differensbevægelsen, der aftager med forøget binderlængde.

Det ses, at med de nye isoleringskrav, hvor isoleringstykkelsen kan blive 250 mm, er 4 mm stålbindere ideelle, idet bæreevnen er optimal omkring dette område.

Obs: Såfremt binderlængden er < 100 mm bør forholdene undersøges nøje. En 3 mm tinbronzebinder med en flydespænding på 720 MPa (som er den slappestype, der sædvanligvis anvendes) vil normalt være optimal, mens stålbindere på 3 og 4 mm vil have ringe eller ingen bæreevne, idet differensbevægelsen alene vil skabe flydningen i binderen.

8.7 Forankringsstyrke for bindere

I dette afsnit betragtes alene forankringsstyrker for Z-bindere, som stadig er den normalt anvendte bindertype i dansk byggeri. Betragtes brudmekanismen ved et forankringsbrud for bindere, kan dette groft opdeles i 2 typer:

1. Et vedhæftningsbrud, hvor en større mørtelprisme trækkes ud af fugen. Vedhæftningsbruddet er illustreret på efterfølgende figur.

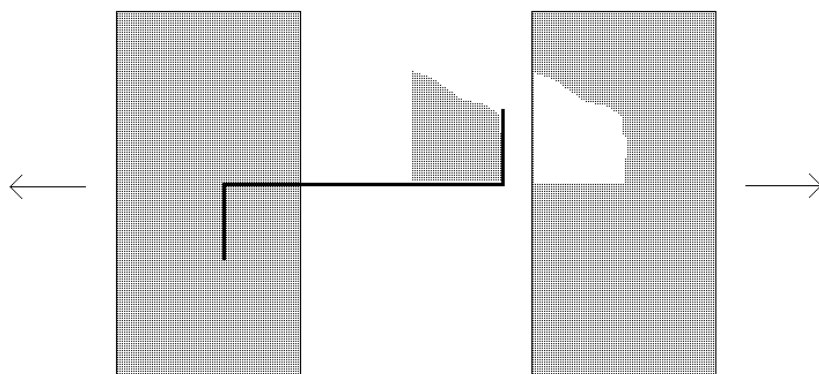


Fig. 8.7.1 Forankringsbrud som vedhæftningsbrud (vandret snit)

2. Et udtræksbrud, hvor binderen trækkes ud gennem mørtlen, og hvor der kun sker brud i fugen lokalt omkring binderen. Specielt i ”bukket” opstår der lokal knusning af fugen. Udtræksbruddet er illustreret på efterfølgende figur.

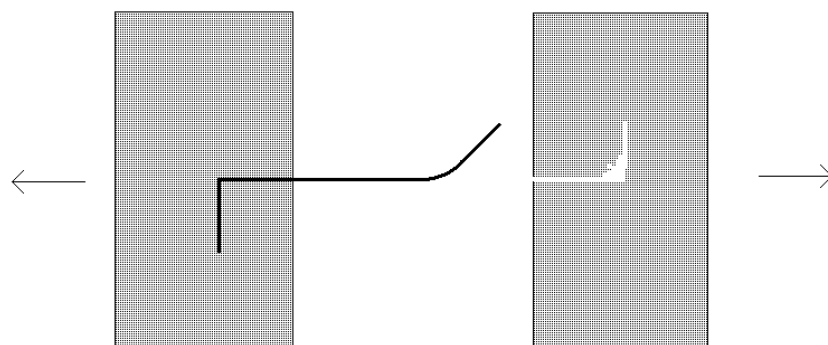


Fig. 8.7.2 Forankringsbrud som udtrækningsbrud (vandret snit)

Udtrækningsbruddet er den brudform, der normalt forbindes med et forankringsbrud, mens vedhæftningsbruddet i realiteten er et brud i den nærliggende konstruktion.

Vedhæftningsbruddet bliver dog betragtet som et forankringsbrud, dels for at lette projekteringen således, at den projekterende ikke skal undersøge disse lokale vedhæftningsproblematikker, dels fordi bruddene ikke altid er så stilistiske som vist på de 2 foregående figurer, men ofte er en kombination af de 2 brudformer.

Forankringsstyrker som funktion af binderdiameteren og mørteltrykstyrken angives normalt af producenten. Disse forankringsstyrker er kun gældende, når diverse indmuringslængder er overholdt. For den typisk anvendte Z-binder er disse angivet i efterfølgende tabel.

Indmuringslængde og dæklag i mm for bindere	
indmuringslængde a	≥ 40
dæklag for det ombukkede stykke b	≥ 25
længde af ombukket stykke c	≥ 50

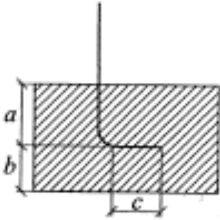


Fig. 8.7.3 Indmuringslængder

I nogle situationer bliver binderne fejlagtigt ikke indmuret 40 mm inde i murværket. Dvs. $a < 40$ mm. På Teknologisk Institut er foretaget en række forsøg for at undersøge forankringsstyrken for bindere med en indmuringslængde mindre end 40 mm.

Som praktisk, konservativ regel kan man på baggrund af forsøgene regne med en forankringsstyrke (F_{40-}) på:

$$F_{40-} = F_{40+} \times (a_{\text{indm}} - 20) / 20$$

hvor

F_{40-} er forankringsstyrken for en indmuringslængde (a) mindre end 40 mm

F_{40+} er forankringsstyrken for en indmuringslængde (a) større end 40 mm. Dvs værdien angivet af producenten

a_{indm} er indmuringslængden

For fx $a_{\text{indm}} = 35$ mm fås:

$$F_{35-} = 0,75 \times F_{40+}$$

8.8 Materialeparametre

Der anvendes normalt trådbindere i rustfast stål eller tinbronze.

For disse materialer kan man regne med følgende værdier for styrkeparametrene:

Den karakteristiske flydespænding:

- rustfast stål: 600 MPa
- tinbronze 720: 720 MPa
- tinbronze 480: 480 MPa

Det karakteristiske elasticitetsmodul:

- rustfast stål: 200.000 MPa
- tinbronze: 120.000 MPa

Trådbindere fås tillige i plast. Disse bindere har bedre isoleringsevne end metalbindere, men er ikke særlig udbredt, dels pga. økonomien og dels pga. deres manglende evne til at blive "bukket" under byggeprocessen.

8.9 Anvendelsesområder

Ved smalle hulrum (< 150 mm) og høje vægfeltet bliver differensbevægelsen og dermed stivheden af binderen altafgørende.

Stivheden kan reduceres ved:

- at vælge tinbronze i stedet for stål, idet elasticitetsmodulet af tinbronze er det halve af stål
- at reducere tykkelsen på binderne fra 4 mm til 3 mm.

Er det nødvendigt, at binderne skal optage større differensbevægelser end beregningsmæssigt muligt, kan anvendes specialbindere (leddelte, glidebindere, etc.). Disse typer er sjældent anvendt i Danmark og behandles ikke her.

8.10 Binderplacering ved lodrette hjørner uden dilatationsfuger

Ved udformning af hjørner uden dilatationsfuger bør den vandrette afstand til 1. lodrette binderrække være rimelig stor. I modsat fald vil temperatur- og fugtbevægelserne fremkalde lodrette revner.

I dette afsnit udledes en enkel formel til bestemmelse af afstanden (b).

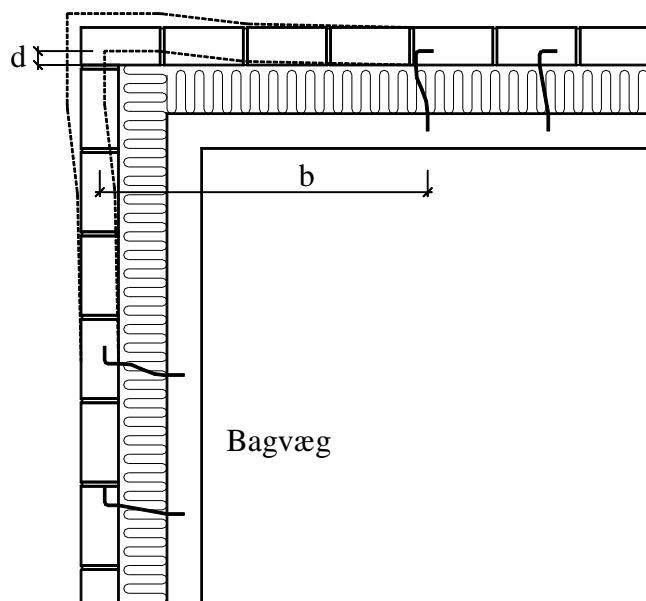


Fig. 8.10.1 Bevægelser af hjørner uden dilatationsfuger

Det lodrette hjørne regnes påvirket af en tvangsdeformation vinkelret på vægplanen svarende til tværvæggens relative fugt- og temperaturbevægelse.

Tvangsdeformationen (d) bestemmes som angivet i afsnit 8.3 til:

$$d = \varepsilon_d \times r$$

hvor

r her er den vandrette afstand til hjørnet fra tværvæggens "0"-linje.

Bagvæggen regnes ikke at være udsat for temperatur- og fugtbevægelser (dog kan initial svind i betonbagvægge medføre en forøget belastning af hjørnet. Er initialsvindet kendt kan dette adderes til d i beregningerne).

8.10.1 Beregningsmodel

I det følgende er antaget, at væggen er indspændt ved 1. lodrette binderkolonne, hvorved et enkelt udtryk kan opstilles. I virkeligheden er væggen dog ikke fuldt indspændt ved 1. lodrette binderkolonne, da der dels opstår en vinkeldrejning og da binderen ikke er uendelig stiv. Disse forhold er analyseret vha. en FEM-analyse, og konklusionen er, at afstanden fra hjørne til 1. lodrette binderrække kan regnes til ca. 75 % af afstanden fundet ved den enkle model.

Derfor indføres følgende parameter: $b_{\text{praktisk}} = 0,75 \times b$

8.10.2 Symmetrisk hjørne

Et symmetrisk hjørne er defineret ved, at b og r er ens for de to indbyrdes vinkelrette vægge, der udgør hjørnet.

Det maksimale moment i hjørnet ($M_{\text{hjørne}}$) på grund af tvangsdeformationen kan bestemmes til:

$$\begin{aligned} M_{\text{hjørne}} &= \frac{d \times 6 \times E_{\text{bøjning}} \times I}{b^2} \\ &= \frac{\alpha \times \Delta t \times r \times 6 \times (1/2 E) \times I}{b^2} \end{aligned}$$

Momentet i hjørnet skal være mindre end brudmomentet. Dvs.:

$$M_{\text{hjørne}} < w * f_{\text{sk2}}$$

Med hensyn til f_{sk2} skal man være opmærksom på, at hjørnet kan være opmuret som stående fortanding og derfor have lavere værdier for bøjningstrækstyrken om studsfulgen end i flugterne. Følgende formelsæt for $t = 108$ mm kan udledes:

$$\begin{aligned} \frac{3 \times \alpha \times \Delta t \times r \times E \times I}{(w \times f_{\text{sk2}})} &< b^2 \\ \frac{18 \times 10^{-6} \times 35 \times r \times E \times 1/2 \times t}{f_{\text{sk2}}} &< b^2 \\ 0.034 \times r \times \left(\frac{E}{f_{\text{sk2}}} \right) \times 1 \text{ mm} &< b^2 \end{aligned}$$

hvor r angives i mm.

Anvendes følgende værdier som eksempel:

$$\begin{aligned} r &= 8000 \text{ mm} \\ E &= 2400 \text{ MPa} \\ f_{\text{sk2}} &= 0,60 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{fås } b &> 1043 \text{ mm og dermed} \\ b_{\text{praktisk}} &> 782 \text{ mm} \end{aligned}$$

I denne beregning er en høj værdi af E til ugunst, hvilket vil sige, at ved bestemmelse af E gennem mørteltype og stenklasse bør en karakteristisk, høj værdi af elasticitetsmodulet anvendes.

Bemærk: For visse stærke mørtler kan E være meget høj (uden at værdien for f_{sk2} ”følger” med). Dette betyder, at afstanden fra hjørnet til 1. binderkolonne skal være væsentligt større end 1,0 m for at undgå revnedannelse. I nogle situationer kan dette medføre, at den eneste praktiske løsning er en dilatationsfuge i hjørnet.

8.10.3 Asymmetrisk hjørne mht. r

De to tværvægge indekseres x og y.

I tilfældet r_x forskellig fra r_y og $b_x = b_y$ fås følgende udvidede formelsæt:

$$0,034 \times (0,75r_x + 0,5r_y) \times \left(\frac{E}{f_{xk2}} \right) < b^2$$

hvor r_x og r_y er henholdsvis den største og mindste værdi af r for de to indbyrdes vinkelrette vægge, der udgør hjørnet, hvor b er b_x eller b_y .

Anvendes følgende værdier som eksempel:

$$\begin{aligned} r_x &= 8000 \text{ mm} \\ r_y &= 3000 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E &= 2400 \text{ MPa} \\ f_{xk2} &= 0,80 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{fås } b &> 830 \text{ mm og dermed} \\ b_{\text{praktisk}} &> 623 \text{ mm} \end{aligned}$$

8.10.4 Øvre grænse for b

Den øvre grænse for b_{praktisk} bestemmes ved at betragte vægfeltet mellem hjørnet og 1. lodrette binderrække som en simpel understøttet vandret bjælke, påvirket af en regningsmæssig vindlast p.

Indsættes parametre, der giver en lav værdi for b_{praktisk} , fås:

$$\begin{aligned} M &= \left(\frac{1}{8} \right) \times p \times b_{\text{praktisk}}^2 < w \times f_{xk2} \\ \left(\frac{1}{8} \right) \times 2 \times 10^{-3} \times b_{\text{praktisk}}^2 &< \left(\frac{1}{6} \right) \times 108^2 \times 0,5 \text{ MPa} \\ b_{\text{praktisk}} &< 2000 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dvs. der opstår sjældent problemer med kapaciteten over for vindbelastningen i det fritliggende vægfelt.

Det ses, at kravet i det Nationale Annex på 4 bindere pr. m^2 ikke bliver opfyldt ved hjørnerne, såfremt de beregnede afstande skal overholdes. Dette vurderes at være acceptabelt.

Der kan dog opstå problemer med optagelse af vindlasten generelt, hvis vægfeltet har en bredde, hvor det ender med kun en binderkolonne i midten.

8.11 Skader

Typiske skader relateret til bindere er:

Tærede bindere. Tidligere anvendtes galvaniserede bindere. Disse er i nogle tilfælde tæret omkring bagsiden af formuren, idet binderne her har været udsat for luft, vand og aggressiv kalk. I nogle konstruktioner er binderne helt gennemtærede, hvilket naturligvis betyder, at bæreevnen er 0.

Stive bindere. I nogle tilfælde er observeret bindere, der er så stive, at de har skabt en vandret revne i murværket i liggefugen i niveau med binderne. I praksis ”hænger” murværket på binderne og ikke på det underliggende murværk som forudsat. Binderne kan i praksis blive for stive:

- når den fri binderlængde er lille og/eller
 - når differensbevægelse er stor
- i kombination med 4 mm stål bindere.

Bindere med bagfald. Bindere med bagfald kan give anledning til fugtskader. Disse skader er ikke relateret til det statiske område, men er medtaget her for fuldstændighedens skyld.

I mange tilfælde er i byggeprocessen observeret bindere med særdeles stor forhåndsudbøjning (fx 10-30 mm). Disse bindere har en regningsmæssig bæreevne på 0 kN, men alligevel observeres skader pga. manglende bæreevne af bindere yderst sjældent.

8.12 Specielle anvendelser af bindere

Såfremt for- og bagmur ønskes sammenbygget kan binderne indlægges som diagonalgitter under 45°. Dette er illustreret på efterfølgende figur.

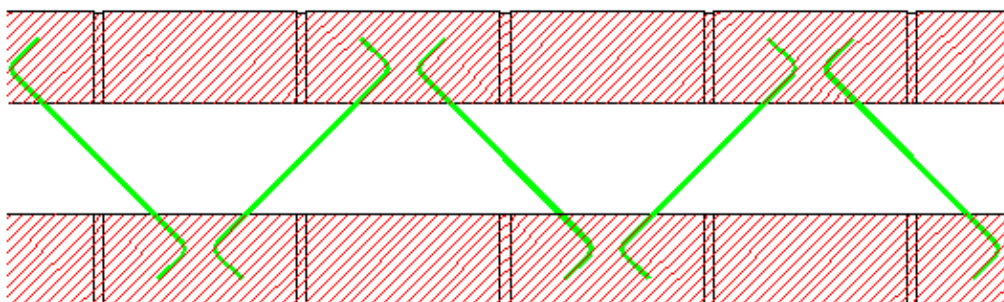


Fig. 8.12.1 Anvendelse af bindere som diagonalgitter

Bæreevnen af denne konstruktion beregnes som en sædvanlig gitterbjælke, hvor for- og bagmur udgør tryk- og trækflange og hvor gitterdiagonalerne optager forskydningskræfterne. Trækspændingerne i trækflangen kan optages enten via armering eller via murværkets egen trækstyrke. Den fri binderlængde bliver her $\sqrt{2} \times$ hulrummets bredde.

I beregningen skal der tages hensyn til formurens temperatur og fugtbetingede bevægelser. Konstruktionen skal derfor være statisk bestemt (dvs. væggen skal være understøttet i enderne og ikke på midten via en tværvæg). Beregningen foretages enkelt via et rammeprogram.