



STATISKE BEREGNINGER AF ÆLDRE MURVÆRK

1. Indledning

Dette notat omhandler forskellige forhold relevant for beregninger af ældre murværk ifm renoveringer/ombygninger. Notatet er således særlig relevant for gammelt murværk, hvor styrkeparametre ikke er kendte, men er dog også relevant for nyt murværk, hvor styrkeparametre ikke er kendte. Dette kan eksempelvis være tilfældet, hvor der er anvendt en ukendt mørtel med tilsætningsstoffer eller der kan være opmuret med genbrugssten, hvor styrkeparametre ikke er kendte (for genbrugssten betyder mørtelpartikler i skillefladen normalt, at vedhæftningen er ringe).

En stor del af den gamle bygningsmasse i Danmark er opført af teglstenmurværk, hvor den anvendte opmuringsmørtel er kalkmørtel. I byggerier fra 1920'erne og fremefter kan opmuringsmørtlen i nogle tilfælde også indeholde cement. Cementen var dog på daværende tidspunkt ret dyr, hvorfor anvendelsen af denne var begrænset.

Cement i den yderste skal af fugen (2-4 mm) kan observeres i byggerier fra 1880'erne og fremefter. Funktionen af denne skal er en klimabeskyttelse af den bagvedliggende svage fuge.

Såfremt der for disse murede byggerier skal udføres renoveringer/ombygninger/tilbygninger etc., der ændrer de statiske/konstruktive forhold, skal konstruktionen dimensioneres, hvilket kan være svært, da bæreevnen i mange tilfælde kun vanskeligt kan eftervises for den eksisterende konstruktion selv før renoveringen (se i øvrigt SBI anvisning 251 for afklaring af, hvornår en ny dimensionering er nødvendig).

Renoveringen kan fx være:

- Etablering af nye/større åbninger i vægge
- Montering af altaner på facaden
- Udnyttelse af tagrum til bolig
- Ekstra last i form af nye etager eller anden anvendelse af etagearealet (fx fra bolig til kontor)

I en række tilfælde kan der lokalt laves forstærkninger, hvor det eftervises, at bæreevnen af forstærkningen som minimum er den samme som fx vægdelen, der fjernes ifm etablering af en større åbning. På denne måde kan bæreevnen eftervises uden at der skal foretages større statiske beregninger, lastbestemmelse, etc. Det afgørende er at såfremt den bagvedliggende konstruktion ikke "kan mærke forskel" mellem før og efter renoveringen, og altså har de samme påvirkninger som før, er det ikke nødvendigt at eftervise den resterende del af konstruktionen.

Dette betyder ikke, at man ukritisk fx kan skifte en formur og blot opmure en ny. Såfremt der ved de indledende besigtigelser af konstruktionen observeres, at den bærende bagmur er af en stand, der medfører, at byggeriet ikke engang var "lovligt" ved opførelsestidspunktet eller er nedbrudt, bliver det nødvendigt at forstærke byggeriet

således, at det bliver ”lovligt” efter nutidens normer.

2. Styrkeparametre

2.1 Trykstyrke og elasticitetsmodul. Minimumsværdier

For murværk opmuret med kalkmørtel kan der normalt altid regnes med følgende minimumsværdier:

$$\begin{aligned} f_k &= 2,4 \text{ MPa} \\ E_{0k} &= 355 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (1)$$

Disse værdier er angivet i Københavns Kommunes altannotat¹.

2.2 Styrkeparametre. Eksperimentel bestemmelse

I det følgende beskrives flere metoder til eksperimentel bestemmelse af murværkets styrkeparametre. For alle metoderne gælder, at man skal vurdere murværkets tilstand nøje i forbindelse med udtagning af prøver. Styrkerne af mørtel og mursten kan variere kraftigt efter flere forhold: nedbrydning af vind og vejr, forskellige mure- og fugemørtler, forskellige stenkvaliteter i for- og bagmur. De udtagne prøver skal være repræsentative for det område, hvor styrken af murværket skal bestemmes.

2.3 Prøvning i laboratoriet af udtagne stykker murværk

Man kan udtage hele stykker murværk (mursten og mørtelfuge) og trykprøve hhv. bøjningsprøve, for at finde murværksstyrkerne ved standardiserede metoder. Metoden giver som princip de aktuelle værdier direkte, men er tidkrævende og kostbar at udføre. Det er desuden ofte vanskeligt at udtage de nødvendige murstykker og fragte dem i hel tilstand til laboratoriet. Metodens omstændelighed vil ofte medføre, at der kun udtages ganske få prøver, og dermed fås kun ringe statistisk materiale for bestemmelse af styrkerne.

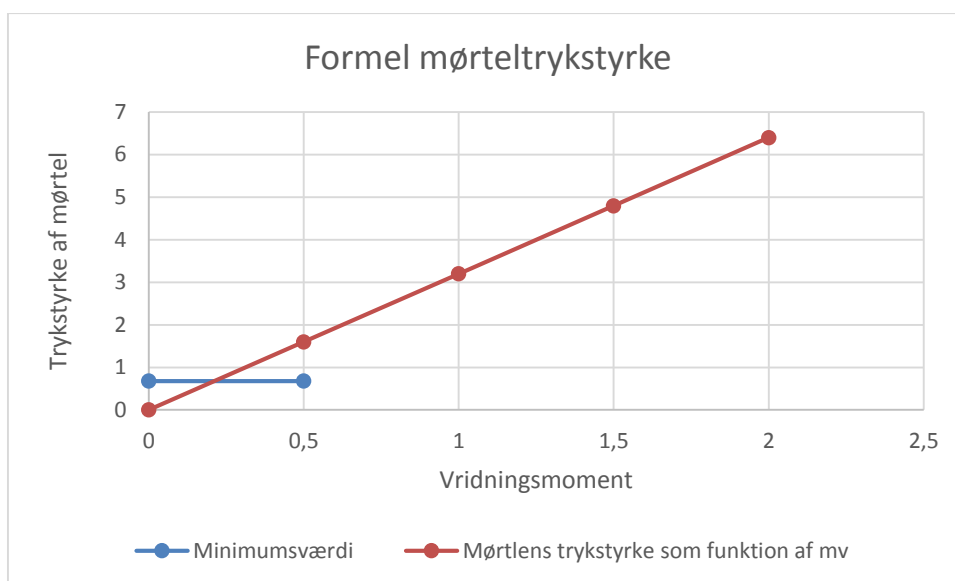
2.4 Måling af mørteltrykstyrken (f_m) vha. x – bor



Figur 1. Bestemmelse af mørteltrykstyrken med X-bor

X-boret (kryds-boret) måler trykstyrken af en mørtelfuge på stedet. Værktøjet er udviklet af Teknologisk Institut, og er inspireret af vingeboeret, som bruges til geotekniske undersøgelser. Man måler ved at banke X-boret ind i fugen og dreje det rundt med en momentnøgle med slæbeviser. Modstanden i fugen i brudøjeblikket kan da aflæses. Fordelen ved metoden er, at man ret hurtigt på stedet kan måle brudstyrken af mørtlen i flere punkter, hvorved der opnås et bredere kendskab til styrkeværdierne i det aktuelle murværk.

Metoden udnytter således, at der eksperimentelt er eftervist en lineær sammenhæng mellem mørteltrykstyrken og det maksimale vridningsmoment ved brud (for den aktuelle geometri af boret, forboringsdiameter, etc). De aktuelle forhold ved bestemmelse af mørteltrykstyrken er illustreret på nedenstående figur



Figur 2. Illustration af bestemmelse af mørteltrykstyrken

Der foretages som minimum 8 – 10 prøvninger. Såfremt fugen i områder skønnes nedbrudt i fuld dybde implementeres dette i resultaterne (som forholdsmæssigt sættes til 0). Dette er nøjere beskrevet i metodebeskrivelsen.

Ved prøvningen skal byggeriets omfang og eventuelt varierende tilstand fra facade til facade vurderes. Såfremt byggeriet fx er flere karreer bygget på forskellige tidspunkter, skal der tages flere sæt prøver. Det skal endvidere vurderes om bagmur og formur kan henregnes til samme sæt af prøvninger eller der skal tages separate prøvninger af bagmuren.

I SBI – anvisning² 248 angives, at for svage mørtler er forholdene lidt anderledes, da der selv ved anvendelse af meget svage mørtler med en reel trykstyrke på 0 MPa, fås en ret stor trykstyrke i selve murværket.

Dette skyldes, at fugen fastholdes ved friktion til stenene, hvilket betyder, at selvom der (som et tænkt tilfælde) anvendes fx rent sand (uden bindemiddel) som opmuringsmørtel, vil murværket i opmuret tilstand, besidde en stor trykstyrke. Dette svarer til, at der kan anvendes en formel minimumsværdi for f_m , som er afhængig af stentrykstyrken f_b (da stenen jo skal ”trækkes over”).

Formeludtrykkene indeholder en række forudsætninger, da alle typer murværk ikke er undersøgt, bl.a.:

- skal variationskoefficienten for f_b være maksimalt 25 %
- tværsnittets tykkelse min være 1/1 sten (228 mm)

For cellesten skal parameteren β bestemmes. β er den brøkdelen af arealet i et kritisk lodret snit i stenen, der udgøres af hullerne.

Til illustration af bestemmelse af minimumsværdien for f_m betragtes et enkelt formeludtryk fra SBI – anvisning 248:

For massive sten bestemmes:

$$f_k = 0,75(0,625 \times f_b^{0,77} - 0,0015 \times f_b^2)$$

For

$$\begin{aligned} f_b &= 20 \text{ MPa fås således} \\ f_k &= 4,26 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Sammenlignes med formeludtrykket i EN 1996 – 1 – 1 (3.2)

$$f_k = 0,55 \times f_b^{0,7} \times f_m^{0,3}$$

fås

$$4,26 \text{ MPa} = 0,55 \times 20^{0,7} \times f_m^{0,3}$$

og dermed:

$$f_m = 0,84 \text{ MPa}$$

Det ses, at denne værdi kan betragtes som en minimumsværdi for f_m når $f_b = 20$ MPa.

De aktuelle minimumsværdier er høje sammenlignet med de anviste værdier for KC – mørtler angivet i NA:2013, tabel 3.1.

Når der er tale om en mørtel stærkere end en svag kalkmørtel (hvor ovenstående beskrevne minimumsværdier er gældende), fx en mørtel med et hydraulisk bindemiddel (dvs. cement, hydraulisk kalk), kan mørteltrykstyrken specifikt bestemmes via X-boret. Med X-boret fås en konservativ værdi for f_m .

2.5 Måling af stentrykstyrken (f_b)

I SBI anvisning² 248, side 13 angives, at ”Der er ingen tegn på, at teglsten mister styrke med alderen, medmindre de udviser synlige tegn herpå i form af revner eller afskalninger. Styrken kan derimod i nogle tilfælde forøges med teglstenens alder”

Måling af stentrykstyrken foretages iht. EN 772-1.

Der udtages minimum 6 sten spredt repræsentativt over det aktuelle område. Såfremt der er tale om flere bebyggelser, hvor det vurderes, at stentypen afviger, skal der foretages flere prøvninger.

Såfremt der i samme facade er foretaget et tydeligt skift i sten, foretages også flere prøvninger.

Det skal også her vurderes om bagmur og formur kan henregnes til samme sæt af

prøvninger eller der skal foretages separate prøvninger af bagmuren. Bagmuren kan være opbygget af en anden stentype (og dermed anden trykstyrke) end formuren, hvilket i sagens natur medfører, at der i projektmaterialet skal redegøres for disse forhold.

Antallet af nødvendige prøvninger fastlægges i det enkelte projekt ud fra en ingeniørmæssig vurdering.

For anvendelse af EN 772-1 på genbrugssten skal det sikres, at partiet tilhører samme batch og ikke er en blanding af fx bagmurssten og frostfaste formurssten. Såfremt genbrugsstenene tilhører flere forskellige batch kan stentrykstyrken ikke umiddelbart bestemmes iht. denne standard.

(I SBI anvisning² 248, side 28 angives en metode, hvor der anvendes ultralyd til bestemmelse af teglstenenes trykstyrke. Metoden er ikke yderligere beskrevet her).

Med en eksperimentelt bestemt værdi for f_b og f_m bestemmes f_k på sædvanlig vis ud fra EC6 til:

$$f_k = 0,55 \times f_b^{0,7} \times f_m^{0,3} \quad (3)$$

Elasticitetsmodulet beregnes ud DS/INF 167⁴.

For fx kalkmurværk fås:

$$E_{0k} = 150 \times f_m \times f_k$$

2.6 Vedhæftningsstyrker

Såfremt mørtlen i det aktuelle murværk er en ren kalkmørtel, kan der normalt ikke regnes med nogen vedhæftning. Det vil sige, for murværk opmuret med ren kalkmørtel gælder:

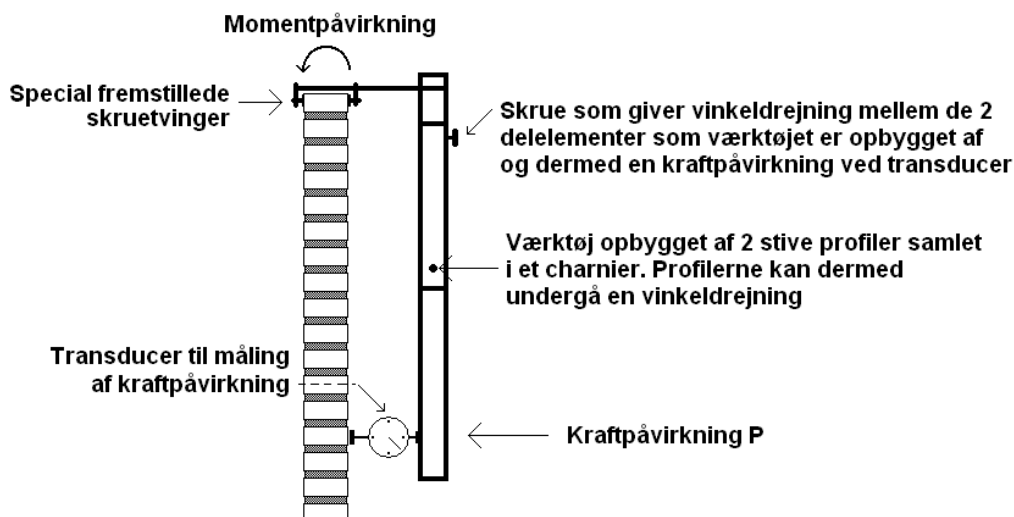
$$\begin{aligned} f_{xk1} &= 0 \text{ MPa} \\ f_{xk2} &= 0 \text{ MPa} \\ f_{vk0} &= 0 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Den manglende vedhæftning ses tydeligt, når der skæres ud til huller i gammelt kalkmurværk. Sten og mørtel falder simpelthen fra hinanden under processen, hvilket i princippet illustrerer den manglende vedhæftning. Såfremt der skæres ud i murværk, hvori der er anvendt cement, sidder stenene normalt fast i større felter, hvilket omvendt viser, at der kan regnes med en vedhæftning.

Værdier for vedhæftningsstyrker i eksisterende murværk, der kan anvendes til noget fornuftigt i den praktiske projektering, kan næsten kun bestemmes via forsøg.

Enkleste metode er at bestemme f_{xk1} på stedet og f_b som beskrevet ovenstående, og via formlerne i DS/INF167 bestemme f_{xk2} og f_{vk0} . (afsnit 3.7.2 (2), tabel 3 og tabel 4d).

Værdien for f_{xk1} bestemmes via mobil fugeknækker som illustreret efterfølgende:



Figur 3. Bestemmelse af f_{xk1} via mobil fugeknækker

Omfanget af denne prøvning følger de samme retningslinier som for X-boret, angivet i afsnit 2.1.1.

2.7 Partialkoefficienter

Partialkoefficienter for styrkeparametre baseret på in-situ målinger foretaget på det aktuelle byggeri, der er under projektering, kan, i henhold til beslutning i S1996 (normudvalget), reduceres med en faktor 0,9. Det vil for eksempel sige, at partialkoefficienten for trykstyrken bestemt på baggrund af målinger for f_b og f_m bliver:

$$\begin{aligned}\gamma_c &= 0,9 \times 1,6 \\ &= 1,44\end{aligned}$$

2.8 Tilsyneladende værdier $f_{xk1,app}$ og $f_{xk2,app}$

Såfremt vedhæftningsstyrkerne er 0, er der kun den lodrette last fra egenvægten til at stabilisere vægfelterne for horisontal last. Den lodrette last tages i regning ved hjælp af de "tilsyneladende" (apparent) styrker: $f_{xk1,app}$ og $f_{xk2,app}$, som er beskrevet efterfølgende:

2.8.1 $f_{xd1,app}$

For bøjningstrækstyrken om liggefugen er udtrykket angivet i EN 1996-1-1 (6.16):

$$f_{xd1,app} = f_{xd1} + \sigma_d \quad (6.16)$$

hvor:

f_{xd1} er den regningsmæssige bøjningstrækstyrke af murværk med brudplanet parallel med liggefugerne (for murværk opmuret med ren kalkmørtel: 0 MPa).

σ_d er den regningsmæssige trykspænding på muren for det aktuelle lasttilfælde. Såfremt σ_d svarer til en værdi, hvor normalkraften er større end $0,15 \times N_{Rd}$, skal vægfeltet tillige undersøges for søjlevirkning. Dette er dog sjældent nødvendigt for ældre murværk, hvor væggene er relativt tykke eller udført med faste binde-re.

2.8.2 $f_{xk2,app}$

$f_{xk2,app}$ er den tilsyneladende bøjningstrækstyrke om studsfulgen, som fremkommer ved, at normalspændingen introducerer friktion i liggefugerne ved brud om lodret akse.

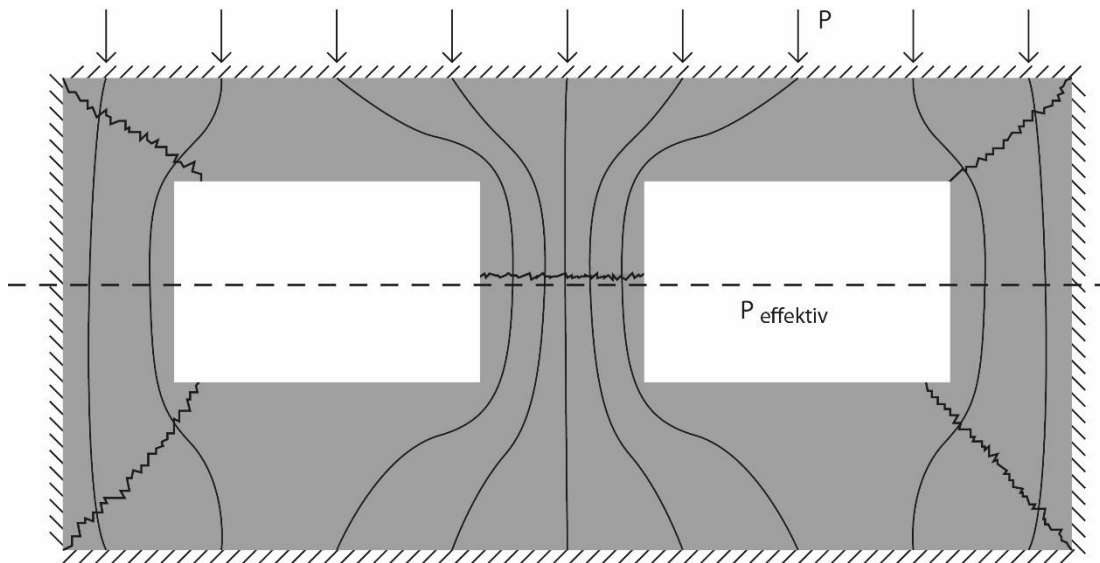
$f_{xk2,app}$, kan bestemmes iht. NA:2014 tabel 3.7 som beskrevet i note:

Tabel 3.7: Basisbøjningstrækstyrken f_{xk2} i MPa bestemt ud fra bøjningstrækstyrken f_{xk1} og byggestenenes normaliserede trykstyrke f_b .

f_{xk1} MPa	Byggestenenes normaliserede trykstyrke f_b MPa								
	5	10	15	20	25	30	35	40	45
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,06	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21
0,10	0,29	0,32	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34
0,15	0,32	0,39	0,44	0,49	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
0,20	0,36	0,43	0,48	0,54	0,60	0,64	0,66	0,66	0,66
0,25	0,40	0,47	0,52	0,59	0,64	0,69	0,74	0,79	0,82
0,30	0,44	0,51	0,57	0,63	0,68	0,73	0,78	0,84	0,89
0,35	0,49	0,56	0,61	0,67	0,73	0,77	0,82	0,88	0,93
$\geq 0,40$	0,53	0,60	0,65	0,71	0,77	0,82	0,87	0,92	0,98

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

Ved bestemmelse af σ_d tages normalt udgangspunkt i $p_{effektiv}$, hvor $p_{effektiv}$ er spændingen i det effektive tværsnit fra regnet døre og vinduer. Se efterfølgende skitse.



Figur 4. Illustration af effektivt tværsnit

Såfremt $\sigma_d = 0,40$ MPa anvendes som indgangsværdi:

$$\begin{aligned} f_{xk1,app} &= 0 + 0,4 \times 0,25 \\ &= 0,1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Fra tabel 3.7 fås såfremt $f_b = 30$ MPa:

$$f_{xk2,app} \text{ til } 0,34 \text{ MPa}$$

3. Vindlaster

Beregning af laster, herunder vindlaster foretages på sædvanlig vis efter EN 1991. Bemærk dog følgende specielle forhold:

3.1 Reduktion af vindlast i bymæssig bebyggelse

Mht. projektering i tæt bymæssig bebyggelse kan fænomenet "displacement height" tages i regning. Dette betyder i praksis, at når bygningerne står tæt, så reduceres den formelle højde, ud fra hvilken vindlasten beregnes.

Modellen er beskrevet i EN 1991-1-4 Annex A.5 som er gengivet nedenstående.

EN 1991-1-4:2005 (E)

A.5 Displacement height

(1) For buildings in terrain category IV, closely spaced buildings and other obstructions causes the wind to behave as if the ground level was raised to a displacement height, h_{dis} . h_{dis} may be determined by Expression (A.15), see Figure A.5. The profile of peak velocity pressure over height (see Figure 4.2) may be lifted by a height h_{dis} .

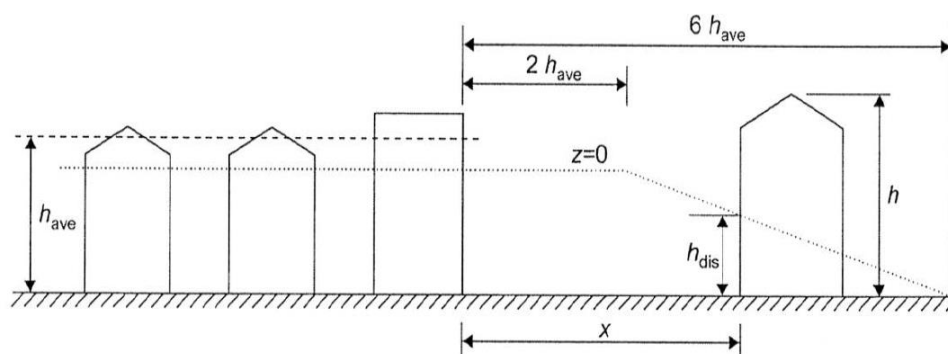


Figure A.5 — Obstruction height and upwind spacing

$$\begin{array}{ll}
 x \leq 2 \cdot h_{ave} & h_{dis} \text{ is the lesser of } 0,8 \cdot h_{ave} \text{ or } 0,6 \cdot h \\
 2 \cdot h_{ave} < x < 6 \cdot h_{ave} & h_{dis} \text{ is the lesser of } 1,2 \cdot h_{ave} - 0,2 \cdot x \text{ or } 0,6 \cdot h \\
 x \geq 6 \cdot h_{ave} & h_{dis} = 0
 \end{array} \quad (A.15)$$

In the absence of more accurate information the obstruction height may be taken as $h_{ave} = 15$ m for terrain category IV.

Figur 5. Fra EN 1991-1-4

3.2 Vindlast i kortere periode

Såfremt en konstruktion er under renovering og formuren fx er fjernet, skal bæreevnen naturligvis være tilstrækkelig i byggeperioden.

Iht. EN 1996-1-6 kan den karakteristiske vindlast for korterevarende tidsperioder bestemmes iht. vejrudsigten. Det karakteristiske hastighedstryk kan dog ikke sættes lavere end $0,2 \text{ kN/m}^2$.

Dette betyder, at værdien i praksis bliver $0,2 \text{ kN/m}^2$, da den faktiske vindhastighed svarende til $0,2 \text{ kN/m}^2$ sjældent optræder. En prognose på "Hård vind" kan dog regnes som værende grænsen (svarende til de $0,2 \text{ kN/m}^2$), hvorved der tages hensyn til meteorologiske usikkerheder, mm.

I praksis kan korterevarende renoveringer således udføres og dimensioneres efter et karakteristisk hastighedstryk på $0,2 \text{ kN/m}^2$, når der løbende følges med på 5-døgns-vejrudsigten.

Såfremt der varsles ”hård” vind eller mere, skal konstruktionen afstives yderligere. Der bør således for disse byggesager udføres en ”plan for afstivning” i forbindelse med projekteringen.

4. Understøtninger

4.1 Afstivende tværvægge

De lodrette understøtninger udgøres normalt af gavlvægge eller indvendige tværvægge.

Der kan dog være risiko for at de indvendige tværvægge bliver revet ned, reduceret, flyttet eller ombygget til lette vægge.

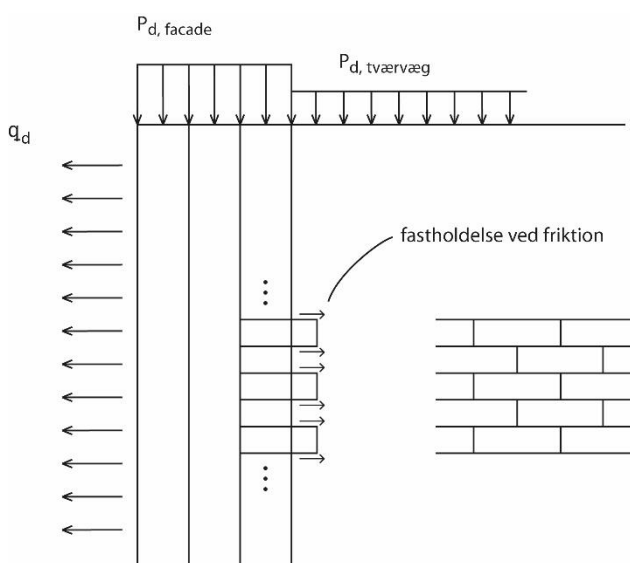
Såfremt de indvendige tværvægge tages i regning som lodrette understøtninger, bør det sikres, at bygherren gøres opmærksom på, at de pågældende vægge er bærende og ikke må fjernes. I projekt materialet skal det endvidere præciseres at vægge er bærende.

Det vil dog altid være bygherren/rådgiveren, der er ansvarlig for en eventuel senere fejlagtig nedrivning af de bærende vægge.

Det skal sikres, at reaktionskapaciteten i tværvæggen er tilstrækkelig. Reaktionskapaciteten kan bestemmes som

$$R_{d,cap} = 0,85 \times p_{d,tværvæg} \times \mu_d$$

Se efterfølgende for uddybning af udtrykket.



Figur 6. Afstivende tværvægge. Reaktionskapacitet. 1/4 stens forbandt

Tværvægge er normalt muret i 1/4-stens forbandt med facaden og reaktionskapaciteten bestemmes af friktionsbidraget i tværvæggen.

Det ses, at der i hvert skifte er en længde på $228/4 = 57$ mm, hvor den aktuelle friktion bidrager til reaktionskapaciteten. Højde af hvert skifte er 67 mm, hvilket medfører, at den samlede højde, hvor der kan regnes friktion fås til: $57/67 \times h = 0,85 h$.

Værdien for $p_{d,tværvæg}$ kan inkludere skillevæggens egenvægt til midt væg. Ved bestemmelse af $p_{d,tværvæg}$ skal der regnes med til gunst virkende laster

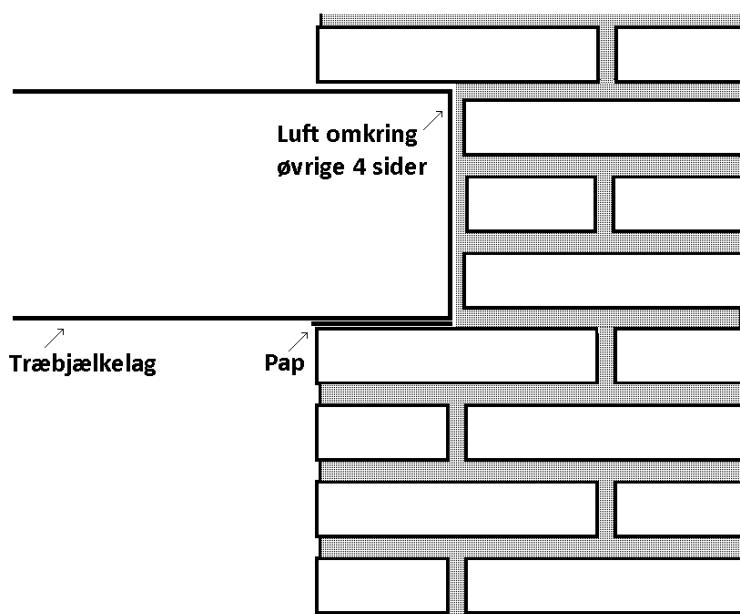
For følgende værdier:

$$\begin{aligned} p_{d,tværvæg} &= 10 \text{ kN/m} \\ \mu_d &= 0,6/1,2 \\ \text{fås: } R_{d,cap} &= 0,85 \times 10 \text{ kN/m} \times 0,6/1,2 \\ &= 4,25 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

I nogle tilfælde, specielt hvor bagvæggen er pudset, er der anvendt 1/2 stens forbandt. Såfremt dette konstateres, kan $R_{d,cap}$ forøges iht ovenstående model.

4.2 Afstivende etageadskillelser

Såfremt den afstivende etageadskillelse blot består af et træbjælkelag med vederlag på pap, på den yderste 1/2 sten kan der ikke regnes med større reaktion end svarende til friktionen ved vederlaget svarende til egenlasten (til gunst). Det forudsættes således implicit, at der rundt om bjælken er "luft", selvom hulrummet sædvanligvis er fyldt med mørtel. Dette kan dog ikke tages i regning på nogen måde, men udgør blot en ekstra sikkerhed i forbindelse med forankring i etageadskillelsen.



Figur 7. Afstivende etageadskillelse. Konservativ antagelse om samling

Såfremt der er behov for reaktionskapacitet ved etageadskillelsen i form af træk, kan i første omgang Københavns Kommunes altannotat¹ anvendes. Her står, bl.a.:

”Ved trækpåvirkning lokalt i murværket skal der redegøres for hvordan murværket kan overføre trækraften til etageadskillelsen. Hvor trækraften via murværket kan fordeles til mindst 3 etagebjælker kan det højst forventes, at der kan overføres 4 kN træk”.

Såfremt den regningsmæssige trækraft er større end 4 kN, vil det være relevant at åbne ind til træbjælkelaget udefra for at konstatere, om løsningen er udformet anderledes end forudsat. Såfremt samlingen er løst anderledes, kan det være relevant at beregne den eventuelt større kapacitet for den aktuelle samling.

Alternativt kan der åbnes ind til træbjælkelaget udefra og forankres hertil via egnet stålbeslag.

5. Beregning af horisontal belastede vægfelter

5.1 Generelt

Generelt skal horisontalt belastede vægfelter beregnes ud fra brudlinjeteorien som angivet i EC6 afsnit 6.3. I EC6 skelnes der ikke mellem en horisontal jævn fordelt last eller en horisontal punktlast. I alle tilfælde skal beregningen foretages ud fra brudlinjeteorien.

I programmet www.EC6design.com er der kun mulighed for at påsætte en jævn fordelt belastning, hvorfor vægfelter påvirket af ”kraftige” punktlaster må gennemregnes manuelt (eller med andet egnet edb-program).

Den manuelle beregning illustreres med et eksempel som er vist i bilag 1.

5.2 Udtræksstyrke af bolte

Denne værdi kan næppe bestemmes teoretisk, men de forskellige producenter (ex. Expandet.dk; Hilti.dk; Strongtie.dk) angiver forskellige udtræksstyrker for deres produkter.

Bemærk: I enkelte kommuner kræves alle indborede bolte afprøvet (til en last = $1,1 \times$ den regningsmæssige last). I andre kommuner er det tilstrækkeligt at afprøve et mindre antal.

6. Korrosionsbeskyttelse

Korrosionsbeskyttelse af ståldele udføres iht. normen og de anerkendte fortolkninger.

6.1 Mindre ståldele

For mindre ståldele, så som konsoller, bindere, armering, armeringssystemer etc. skal der anvendes rustfast stål. Fx austenitisk rustfast stål 1.4301 efter 10088. Yderligere oplysninger i DS/INF 167 i afsnit 2.2.4. Supplerende bygningsdele og armering (bægest).

De skrappe krav er indført, da ståldelene er direkte indbygget i mørtelfugen, som kan være kemisk aggressiv i kombination med, at murværket ikke giver megen beskyttelse for vandindtrængning.

6.2 Stålsøjler og bjælker

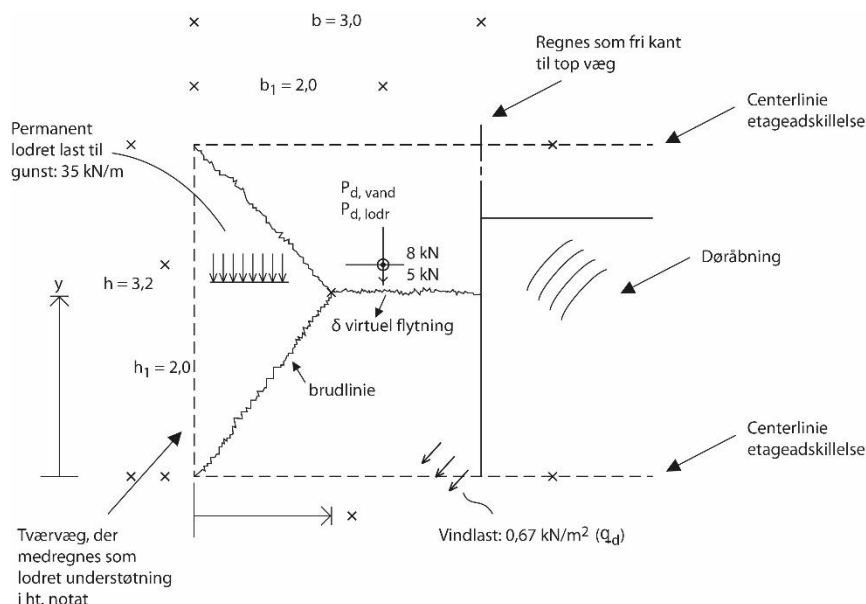
Det er ikke praktisk muligt at udføre stålsøjler og bjælker som rustfast stål, hvorfor kravet om rustfast stål for disse komponenter er ”lempet” til C5-I. I nogle tilfælde kan kravet lempes yderligere til C4, når der er etableret effektiv adskillelse mellem stål og murværk samt udført supplerende fugtbeskyttelse ved sokkel. Yderligere oplysninger kan ses her: <http://www.mur-tag.dk/index.php?id=120>.

7. Litteratur

1. Københavns Kommune. Teknik- og Miljøforvaltningen, konstruktion. Opsætning og renovering af altaner på eksisterende bygninger, rev. 17. feb. 2011
2. SBI anvisning 248: Ældre Murværks styrkeegenskaber 2015
3. EN 1996-1-1. Eurocode 6 – Murværkskonstruktioner – Del 1-1: Generelle regler for armeret og uarmeret murværk
4. DS/INF 167. Supplerende vejledning for murværk i forbindelse med brug af Eurocode 6

Eksempel. Udtrækning af altanforankring

Parametre for det aktuelle eksempel er angivet på nedenstående figur.



Figur B1. Geometri, regningsmæssige laster, etc. (Tegning fremkommer senere i bedre kvalitet)

Tykkelse af væg:	348 mm (massiv væg)
Stentrykstyrke (f_b):	25 MPa
Højde mellem etageadskillelser (h):	3200 mm
Bredde af vægfelt (b):	3000 mm
Placering af brudlinje:	x, y (optimeres ud fra de aktuelle parametre)

For et 3-sidet understøttet vægfelt kræves en max værdi for $b \leq 3,33/2 \times h$ iht. EN 1996-1-1.

Dvs.

$b \leq$ 5328 mm, hvilket er opfyldt for det aktuelle vægfelt.

Den vandrette last regnes at fremkomme fra en skrå kraft, der tillige har en lodret komponent.

De regningsmæssige laster sættes til:

$P_{d,vand}$:	8 kN
$P_{d,lodr}$:	5 kN

Bemærk: Nedenstående beregninger omhandler ikke udtræksstyrke/forankringen af den enkelte, men bæreevnen af hele vægfeltet over for den aktuelle punktlast samt nedenstående vindlast beregnet ved hjælp af brudlinjeteorien.

Den regn. vindlast (q_d): 0,67 kN/m²

Beregninger

Den permanente lodrette regningsmæssige linjelast ved overkant væg til gunst for konstruktionen er bestemt til: 25 kN/m.

På grund af åbninger bestemmes lasten midt i væggen (jf. princip tidligere vist i fig. 3) til: 35 kN/m, heri er inkluderet 1/2-delen af egenlasten af den aktuelle væg. Beregningerne er ikke gennemgået her, da de er trivielle, men kan afhænge af andre åbninger på begge sider af det aktuelle vægfelt.

Forholdet h_{ef}/t_{ef} undersøges:

Dette bestemmes til:

$$h_{ef}/t_{ef}: \quad 3200 \text{ mm}/348 \text{ mm} \\ 9,2$$

Med den aktuelle lodrette last regnes søjlevirkningen neglignibel.

Iht. EN 1996-1-1 beregnes vægfeltet ud fra brudlinjeanalogien.

Selve beregningerne i form af opstilling af arbejdslikningerne og optimering af placeringen af brudlinjerne er ikke detaljeret beskrevet i dette eksempel, da det alligevel skal foretages via et regneark eller lignende. Til dette notat er udviklet et regneark der kan beregne det aktuelle eksempel og andre tilsvarende konstruktioner.

Styrkeparametre

Indledningsvis beregnes den lodrette permanente normalspænding til gunst. Denne fås til:

$$\sigma_d: 35 \text{ kN/m}/348 \text{ mm} \quad 0,1 \text{ MPa}$$

I henhold til afsnit 2.3 fås følgende regningsmæssige styrkeparametre:

$$f_{xd1,app}: 0 + 0,1 \text{ MPa} \quad 0,1 \text{ MPa}$$

$$0,25 \times \sigma_d: \quad 0,025 \text{ MPa}$$

$$f_{xk2,app}: 0,34 \text{ MPa}/4 \quad 0,085 \text{ MPa (ekstrapolation fra punktet (0,10; 0,34) mod (0,0))} \\ f_{xd2,app}: 0,085 \text{ MPa}/1,7 \quad 0,05 \text{ MPa}$$

På baggrund af de 2 "tilsyneladende" parametre bestemmes bæreevnen for det aktuelle vægfelt vha. brudlinjeteorien.

Det indre arbejde

Momentkapaciteten bestemmes til:

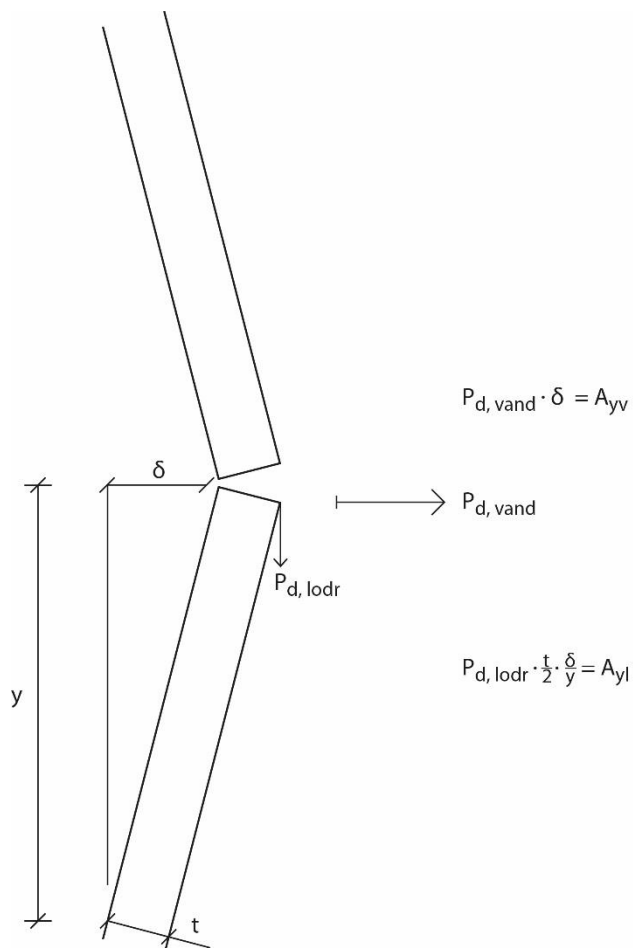
$$m_{xd1}: 0,1 \times t^2/6 \quad 2018 \text{ Nmm/mm} \\ m_{xd2}: 0,05 \times t^2/6 \quad 1009 \text{ Nmm/mm}$$

Det indre arbejde bestemmes på sædvanlig vis, hvor der tages hensyn til eventuelle indspændingsgrader, fx ved den lodrette understøtning.

Det ydre arbejde

Det ydre arbejde bestemmes dels for vindlasten og punktlasten.

Punktlasten giver 2 bidrag, dels et momentbidrag fra den lodrette komponent parallel med forside af vægfeltet, dels et bidrag fra den vandrette komponent. De 2 bidrag er optegnet på efterfølgende figur.



Figur B2. Bidrag fra punktlast til det ydre arbejde

Bemærk: Momentbidraget fra P_{lodr} vil være positivt eller 0 såfremt $y \leq h_1$. Såfremt $y > h_1$ vil momentbidraget være negativt eller 0. I begge tilfælde afhængig af hvilken pladedel enkeltlasten er placeret på.

Såfremt momentbidraget er positivt, bidrager dette til det ydre arbejde og er således til ugunst for konstruktionen.

Konservativt regnes altid med:

- et positivt momentbidrag fra den lodrette til ugunst når $y \leq h_1$.
- ingen momentbidrag fra den lodrette når $y > h_1$.

Bestemmelse af x og y

Placeringen af brudlinjen skal naturligvis optimeres således, at udnyttelsesgraden (α) bliver størst mulig.

Bæreevnen er tilstrækkelig såfremt udnyttelsesgraden $\alpha = A_y/A_i \leq 1,0$

Praktisk udførelse af beregningerne

I praksis udføres beregningerne nemmest via et regneark. I det aktuelle tilfælde fås den mindste bæreevne for:

x: 2,0 m
y: 2,0 m

Det ses at α : 0,97
og dermed er bæreevnen tilstrækkelig for de aktuelle laster.

Kopi af regneark er vedlagt i bilag 2.

Udskrift af regneark

Teknologisk institut. 30-11-2012					
Beregning af skrå punktlast på 3 - sided understøttet vægfelt					
Version 0.3					
Inddata			Iteration		
Geometri vægfelt			Brudlinieplacering		
Højde (h)	3200	mm	x	2000	mm
Bredde (b)	3000	mm	y	2000	mm
Tykkelse (t)	348	mm	α	0,97	
Geometri punktlast (P_d)			Mellemregninger		
h_1	2000	mm	P_d vinkel	32	gr
b_1	2000	mm	m_{xd1}	2018	Nmm/mm
Regningsmæssig punktlast			m_{xd2}	1009	Nmm/mm
$P_{d,vand}$	8	kN		$x \leq b$	$x > b$
$P_{d,lodr}$	5	kN	A_y vind(trekant)	1429	0 Nmm
Regningsmæssig vindlast			A_y vind(firkant)	1072	0 Nmm
q_d	0,67	kN/m ²	$A_y P_{vand}$	0	Nmm Hvis $h_1 > y$
Styrkeparametre			$A_y P_{lodr}$	0	Nmm -
$f_{xd1,app}$	0,1	MPa	$A_y P_{vand}$	8000	Nmm Hvis $h_1 \leq y$
$f_{xd2,app}$	0,05	MPa	$A_y P_{lodr}$	435	Nmm -
Indspændingsgrad			ΣA_y	10936	Nmm
Bund	0		A_i - Nedre rand	3028	0 Nmm
Top	0		A_i - Øvre rand	5046	0 Nmm
Lodret kant	1		A_i - Lodret rand	3229	0 Nmm
			ΣA_i	11303	Nmm
			h_{x1}	3000	mm
			h_{x2}	-1600	mm
			h_{x3}	1800	mm
			Sum check	0	
			Rotationsbidrag	870000	Nmm