

Technical University of Denmark



Beregning af indlmede ankre i murede vægge

Hansen, Lars Zenke; Findsen, Karsten; Nielsen, Mogens Peter

Publication date:
2004

Document Version
Også kaldet Forlagets PDF

[Link back to DTU Orbit](#)

Citation (APA):
Hansen, L. Z., Findsen, K., & Nielsen, M. P. (2004). Beregning af indlmede ankre i murede vægge. DTU Byg, Danmarks Tekniske Universitet. (BYG Rapport; Nr. R-085).

DTU Library
Technical Information Center of Denmark

General rights

Copyright and moral rights for the publications made accessible in the public portal are retained by the authors and/or other copyright owners and it is a condition of accessing publications that users recognise and abide by the legal requirements associated with these rights.

- Users may download and print one copy of any publication from the public portal for the purpose of private study or research.
- You may not further distribute the material or use it for any profit-making activity or commercial gain
- You may freely distribute the URL identifying the publication in the public portal

If you believe that this document breaches copyright please contact us providing details, and we will remove access to the work immediately and investigate your claim.

BYG·DTU

DANMARKS
TEKNISKE
UNIVERSITET



Lars Zenke Hansen
Karsten Findsen
M. P. Nielsen

Beregning af indlmede ankre i murede vægge

Rapport
BYG·DTU
R-085
2004
ISSN 1601-2917
ISBN 87-7877-149-8

Forord

I byggeriet er det i stigende grad blevet aktuelt at ophænge sekundære konstruktioner i eksisterende murede facader.

I denne rapport behandles styrken af indborede ankre i murværk vha. den ved DTU udviklede plasticitetsteori for murværk og beton.

Vi takker for nyttige drøftelser med Københavns Kommune og med det rådgivende ingeniørfirma AI-gruppen.

Lyngby 2003

Lars Zenke Hansen¹

Karsten Finsen²

M. P. Nielsen³

¹ Civilingeniør, Ph.D.-studerende

² Civilingeniør, Ph.D.-studerende

³ Professor, dr. techn.

Resumé

Nærværende rapport har til formål at beskrive en generel metode til beregning af ankre i eksisterende murede vægge. Beregningerne er opstillet i det reelle brudstadium. Partial-koefficienter indføres på sædvanlig måde.

Der er foretaget en eksperimentel verifikation af forankringsbæreevnen i teglsten. Bæreevnen beregnes efter såvel ankerteorien som forankringsteorien for betonkonstruktioner.

Sammenligningen med forsøg dækker to typer af klæbeankre (UPAT og Hiltis HIT HY). Det har vist sig, at de to klæbemørtler opfører sig lidt forskelligt, således at to effektivitetsfaktorer skal anvendes. Ved anvendelse af ankerteorien skal denne teoris K -parameter være henholdsvis 1,7 og 1,6 for UPAT og HIT HY. Anvender man forankringsteorien, hvor der ikke tages hensyn til endeforholdene, fås, at denne teoris K_1 -parameter uændret er lig med 1,8 mens dens K_2 -parameter bliver lig med 1,2 og 1,1 for henholdsvis UPAT og HIT HY. Forsøg viste, at der ikke var tegn på brud i klæbemassen. Bruddet indtræf i teglmaterialet umiddelbart udenfor klæbemassen.

Der beskrives to metoder, hvorved den globale styrke af murværket kan eftervises. Hvilken af de to metoder, der bør anvendes, afhænger af, om revnedannelse er kritisk mht. bæreevnen eller ej.

Summary

In the present report a general calculation method for the load carrying capacity of anchors in masonry walls is established. The calculations are done in the ultimate limit state. Partial safety factors are introduced as usual.

Experimental justification of the local load carrying capacity in clay bricks is provided. The experiments are compared with calculations using the anchor theory and the theory of bond strength of reinforcing bars in concrete.

The comparison covers two different types of chemical mortars (UPAT and HIT HY, the latter marketed by Hilti). The experiments show that the two chemical mortars behave slightly differently, thus two effectiveness factors have to be used. The anchor theory yields the K – parameter of this theory equal to 1.7 and 1.6 for UPAT and HIT HY, respectively. The theory of bond strength of reinforcing bars in concrete yields the K_1 -parameter of this theory unchanged equal to 1.8 while the K_2 – parameter of the theory is 1.2 and 1.1 for UPAT and HIT HY, respectively. The experiments showed no sign of failure in the chemical mortar. Failure occurred in the brick material just outside the mortar.

The report provides two methods by means of which the global load carrying capacity may be determined. Which method to be used depends of whether crack development is critical or not.

Indhold

| | |
|---|------------|
| FORORD | I |
| RESUMÉ | III |
| SUMMARY | IV |
| INDHOLD | V |
| SYMBOLLISTE | VI |
| 1 FORUDSÆTNINGER | 1 |
| 2 BEREGNINGER | 2 |
| 2.1 TRYKSTYRKE AF MURVÆRK | 2 |
| 2.2 EFFEKTIV BREDDE | 4 |
| 2.3 LOKAL STYRKE AF MUREN | 6 |
| 2.3.1 <i>Gennemlokning</i> | 7 |
| 2.3.2 <i>Glidningsbrud</i> | 9 |
| 2.3.3 <i>Brud i murstenen</i> | 10 |
| 2.4 GLOBAL STYRKE AF MUREN | 13 |
| 2.4.1 <i>Understøtningsbetingelser</i> | 22 |
| 3 KONSTRUKTIVE REGLER | 23 |
| 4 FORSØG MED INDLIMEDE ANKRE | 24 |
| 5 BEREGNET FORANKRINGSSTYRKE SAMMENLIGNET MED FORSØG | 27 |
| 6 KONKLUSION | 29 |
| 7 LITTERATUR | 30 |

Symbolliste

Geometriske størrelser

| | |
|--------------------------------|--|
| h | Højde |
| b | Bredde af murværk (effektiv bredde) |
| l | Indstøbningslængde af anker |
| L | Samlet længde af brudlinie |
| t | Tykkelse |
| t_{eff} | Effektiv tykkelse |
| h_s | Højde af teglsten |
| b_s | Bredde af teglsten |
| l_s | Længde af teglsten |
| h_f | Højde af fuge |
| h_c | Højde af keglebrud |
| x | Fri parameter |
| η | Afstand, placering af anker i liggefugens retning |
| ξ | Afstand, placering af anker i studsflugens retning |
| u | Flytning |
| u_1 | Flytning |
| u_2 | Flytning |
| $\theta_1, \theta_2, \theta_3$ | Vinkeldrejninger |

Fysiske størrelser

| | |
|---------|---------------------|
| A_y | Ydre arbejde |
| A_i | Indre arbejde |
| K | Faktor |
| K_1 | Faktor |
| K_2 | Faktor |
| ν | Effektivitetsfaktor |
| ν_i | Effektivitetsfaktor |

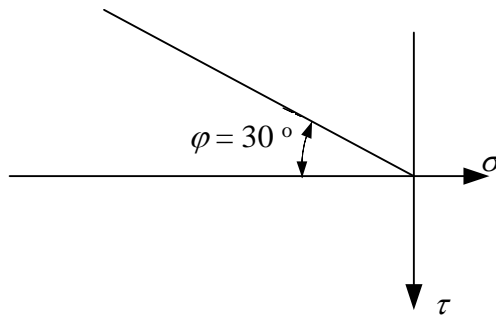
| | |
|---------------|--------------------------------------|
| ρ | Effektivitetsfaktor, specifikke vægt |
| c | Kohæsion |
| f_{cs} | Stenens trykstyrke |
| f_{ts} | Stenens trækstyrke |
| f_{cf} | Mørtelens trykstyrke |
| f_{tf} | Mørtelens trækstyrke |
| f_c | Murværkets trykstyrke |
| f_t | Trækstyrke |
| σ | Normalspænding |
| τ | Forskydningsspænding |
| τ_u | Maksimal forskydningsspænding |
| φ | Friktionsvinkel |
| $G_{modhold}$ | Vægt af stabiliserende murværk |
| G_1 | Vægt af stabiliserende murværk |
| G_2 | Vægt af stabiliserende murværk |
| P | Træk i anker |
| q | Tværlast |

1 Forudsætninger

Beregningerne i nærværende rapport er baseret på antagelsen om at murværk kan opfattes som et stift plastisk materiale. Beregningerne er baseret på plasticitetsteoriens øvre-værdisætning. For en nøjagtig beskrivelse henvises til [2].

Styrken af skillefladen mellem sten og mørtel er den svage part i murværk, hvorfor brud ofte vil ske helt eller delvis i skillefladen.

Styrken af skillefladen afhænger naturligvis af murværkets kvalitet. Er der tale om gammelt murværk, hvor kohæsionen ikke er kendt, anbefales det, at skillefladens styrke beskrives som et Coulombmateriale med kohæsionen nul som vist på Figur 1.1. Dette svarer til, at bindemidlet i mørtlen kun har til formål at holde sandkornene på plads og forudsætningen medfører, at det indre arbejde i brudlinierne i skillefladen bliver lig med nul [2]. Skillefladens friktionsvinkel sættes lig med 30° , og der antages plan tøjningstilstand.



Figur 1.1 Konservativ brudbetingelse for mørtel

Er mørtlens og stenens egenskaber kendte kan en kohæsion eventuelt medtages. Denne problematik bliver dog ikke behandlet i nærværende rapport.

2 Beregninger

I dette afsnit opstilles beregningsmetoder, som kan bruges til eftervisning af styrken af eksisterende murede vægge i forbindelse med indboring af ankre til fastgørelse af eksempelvis altaner på en facade.

Beregningsmodellerne opstillet i dette afsnit bestemmer middelværdier af den virkelige bæreevne. Ved beregning af den regningsmæssige bæreevne indføres partialkoefficienter på sædvanlig vis.

2.1 Trykstyrke af murværk

Ved DTU har tre forskningsprojekter haft til formål at bestemme trykstyrken af murværk ud fra teoretiske overvejelser. Det første projekt blev udført af Hans Exner og er beskrevet i [5]. Dette arbejde er senere videreudviklet af Karsten Findsen [7]. På baggrund af disse arbejder kan man for murværk af massive sten bestemme trykstyrken f_c ud fra formel (2.1)

$$f_c = \min \left\{ \begin{array}{l} k \frac{h_s}{h_f} v_{ts} f_{ts} + v_{cf} f_{cf} \\ v_{cf} f_{cf} + \frac{h_s}{h_f} v_{cs} f_{cs} \\ 1 + \frac{h_s}{h_f} \\ k \frac{h_f}{h_s} v_{tf} f_{tf} + v_{cs} f_{cs} \end{array} \right. \quad (2.1)$$

hvor $k = 3$. Styrkerne f_{ts} , f_{cs} , f_{tf} og f_{cf} er henholdsvis stenens trækstyrke, stenens trykstyrke, fugens trækstyrke og fugens trykstyrke. Effektivitetsfaktorerne, som indgår i formel (2.1), er givet ved:

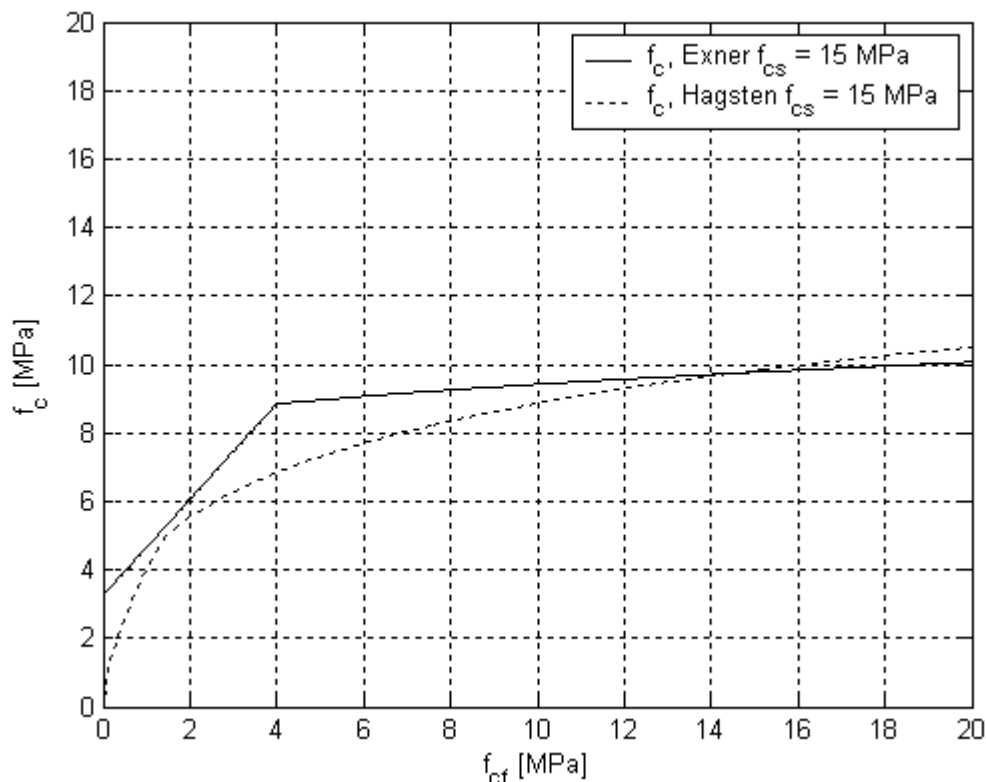
$$\begin{aligned}
 v_{ts} &= \frac{1,2}{\sqrt{f_{cs}}} \leq 1 \\
 v_{cs} &= 0,29 f_{cs}^{0,29} \leq 1 \\
 v_{tf} &= 1 \\
 v_{cf} &= \frac{2,8}{\sqrt{f_{cf}}} \leq 1,4
 \end{aligned}
 \quad (f_{cs}, f_{cf} \text{ i MPa}) \quad (2.2)$$

Det ses, at v_{cf} tillades at blive større end 1. Dette skyldes at der i mørtlen vil være en treakset spændingstilstand, hvorfor trykstyrken vil kunne blive større end den enaksede trykstyrke af mørtlen.

Det tredje teoretiske arbejde vedrørende murværks trykstyrke er foretaget af Hagsten [4]. Hagsten har i [4] opstillet et tilnærmet udtryk for trykstyrken af murværk:

$$f_c = \left(1,81 \left(\frac{v_f f_{cf}}{v_s f_{cs}} \right)^{0,66} - 0,81 \left(\frac{v_f f_{cf}}{v_s f_{cs}} \right)^{1,38} \right) v_s f_{cs} \quad (f_{cs}, f_{cf} \text{ i MPa}) \quad (2.3)$$

I formel (2.3) er $v_f = 0,34 f_{cf}^{0,34} \leq 1$ og $v_s = 1,18 / f_{cs}^{0,45} \leq 1$. Afsætter man trykstyrken af murværk, beregnet efter (2.1) og (2.3) for $f_{cs} = 15$ MPa, som funktion af mørtlens trykstyrke f_{cf} , får man en trykstyrke som vist i Figur 2.1.



Figur 2.1 Middeltrykstyrken, f_c , som funktion af mørtlens middeltrykstyrke f_{cf}

Det ses, at Hagstens tilnærmede udtryk giver, at f_c går mod nul, når mørtelstyrken f_{cf} går mod nul. Dette er udelukkende en følge af udtrykkets tilnærmede natur. Exners formler giver - for mørteltrykstyrken gående mod nul - en værdi af trykstyrken forskellig fra nul. Dette er også tilfældet for den af Hagsten opstillede teori, hvis denne følges stringent. For yderligere behandling af murværks trykstyrke henvises til [4] og [7].

2.2 Effektiv bredde

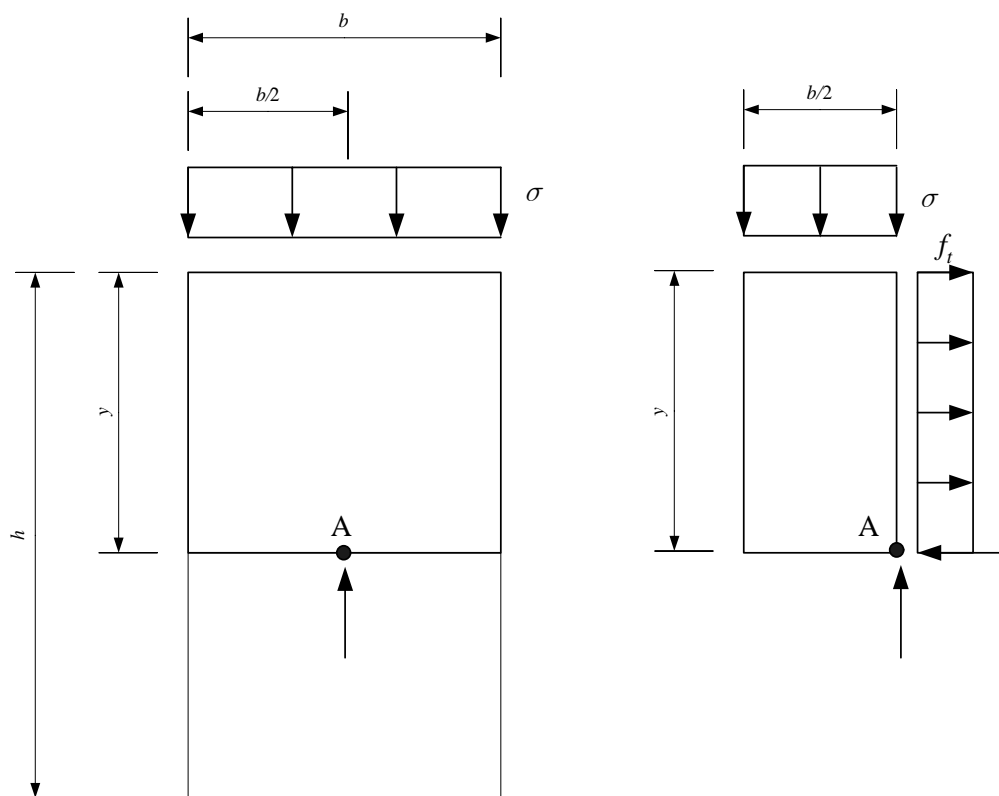
Ved beregning af den globale styrke af en væg er det nødvendigt at kende væggenes effektive bredde b . Problemstillingen fremgår af Figur 2.2. Den jævnt fordelte spænding, σ , ved randen af den betragtede væg tænkes at holde ligevægt med en koncentreret last virkende ved A (ankret). Er trækstyrken af murværket parallelt med liggefugen lig med f_t , kan bredden findes ved en momentligning om A. Antages at trykzonens udstrækning ved A er forsvindende fås:

$$\frac{1}{8} \sigma b^2 = \frac{1}{2} y^2 f_t \quad (2.4)$$

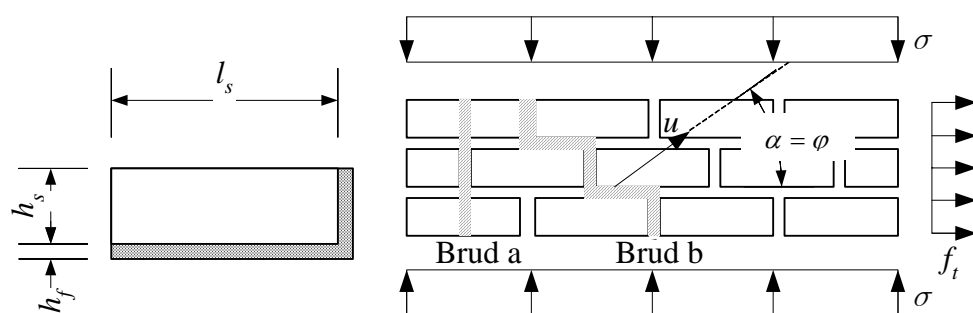
og dermed

$$b = 2y \sqrt{\frac{f_t}{\sigma}} \quad (2.5)$$

Bredden bør dog aldrig regnes større end $b = y$ svarende til en fordeling under 1:2. Der må desuden tages hensyn til begrænsninger fx som følge af frie rande.



Figur 2.2 Effektiv bredde af væg



Figur 2.3 Brudfigurer til bestemmelse af trækstyrken

Trækstyrken f_t bestemmes ud fra brudfigurerne vist i Figur 2.3. Brud a medfører at

$$f_t = \frac{\frac{1}{2}h_s}{h_s + h_f} f_{ts} \quad (2.6)$$

Ved brud b er det indre arbejde lig med nul i henhold til brudbetingelsen vist i Figur 1.1. f_t bestemmes for brud b derfor udelukkende af det ydre arbejde. Som følge af den antagne brudbetingelse og antagelsen om plan tøjningstilstand danner flytningsvektoren u vinklen φ med liggefladen. For et halvstensforbandt fås

$$A_y = -\frac{1}{2}(l_s + h_f)\sigma \cdot u \sin \varphi + (h_s + h_f)f_t \cdot u \cos \varphi = 0 \quad (2.7)$$

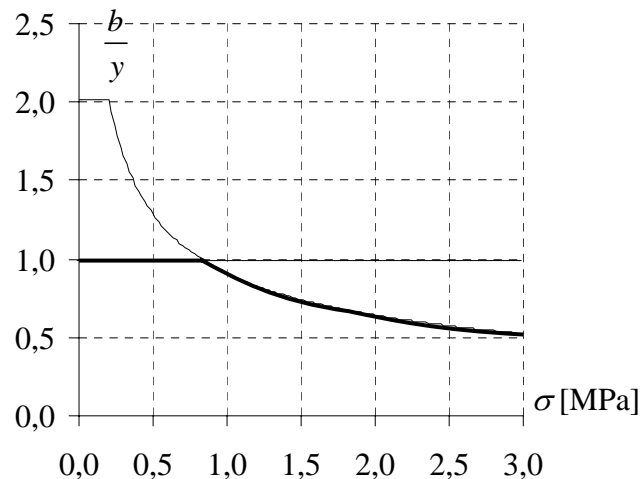
der giver

$$f_t = \frac{l_s + h_f}{2(h_s + h_f)} \sigma \tan \varphi \quad (2.8)$$

Samlet fås at

$$f_t = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{l_s + h_f}{2(h_s + h_f)} \sigma \tan \varphi \\ \frac{h_s}{2(h_s + h_f)} f_{ts} \end{array} \right. \quad (2.9)$$

Afsætter man b/y som funktion af σ for $y = 1/2h$ og $f_{cs} = 10$ MPa og antages det, at murværket er muret med danske mursten af normal størrelse lagt i halvstens løberforbandt, fås en graf som vist i Figur 2.4. Forholdet mellem den effektive bredde og y er konstant, så længe det øverste udtryk i (2.9) er bestemmende for trækstyrken. For store normalspændinger σ vil det nederste udtryk i (2.9) blive bestemmende, hvorefter forholdet mellem bredden og højden vil aftage i takt med stigende normalspændinger.



Figur 2.4 b/h som funktion af σ i MPa

2.3 Lokal styrke af muren

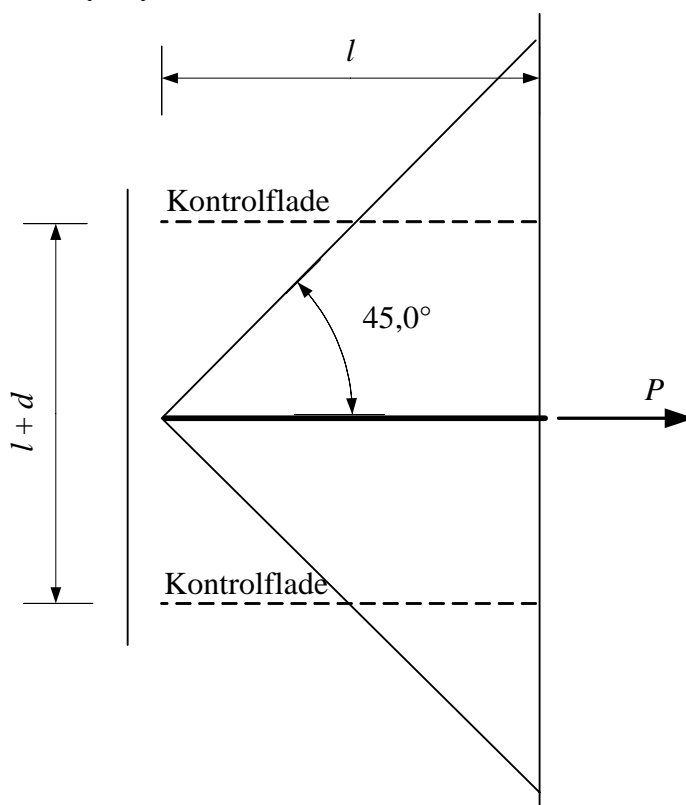
Ved lokalt brud kan tre brudtyper blive kritiske. Den ene er et gennemlokningsbrud i murværket, den anden er glidningsbrud i fugerne, og den sidste er et brud i stenene. I det følgende vil beregningsmetoder til bestemmelse af bæreevnen svarende til de tre typer brud blive opstillet.

2.3.1 Gennemløkning

Trækket i ankret kan føre til et gennemløkningsbrud. Styrken svarende til et gennemløkningsbrud beregnes ud fra gennemløkningsteorien for betonkonstruktioner, hvor middelforskydningsspændingen i den såkaldte kontrolflade, se Figur 2.5, er bestemt ved

$$\tau = 0,08\nu f_c \quad (2.10)$$

Her er f_c er betonens enaksede trykstyrke og $\nu = K / \sqrt{f_c}$, f_c i MPa. Ved anvendelse af gennemløkningsteorien på murværk erstattes den enaksede trykstyrke af betonen med murværkets enaksede trykstyrke. Effektivitetsfaktoren bestemmes ud fra forsøg.



Figur 2.5 Kontrolflade

Bæreevnen svarende til ankerkraften P kan beregnes ved:

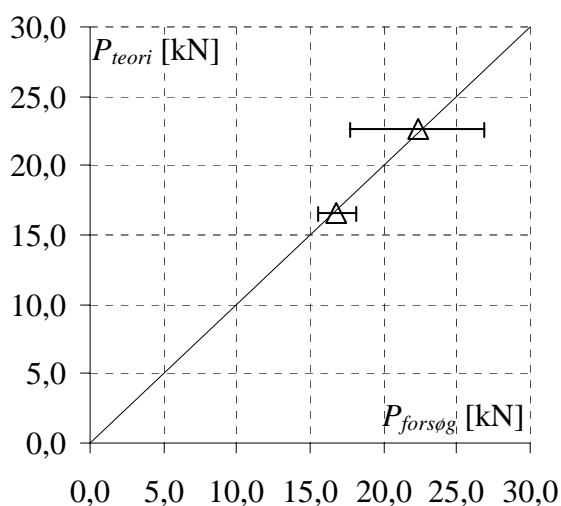
$$P = \pi(d + l)l \cdot \tau \quad (2.11)$$

hvor d er diameteren af ankret og l er sættedyden.

På Kalk- og Teglværkslaboratoriet, [8], er der udført en forsøgsrække med klæbeankre. I denne forsøgsserie, der i alt omfattede 6 forsøg, blev der observeret gennemløkningsbrud. I Tabel 2.1 er dataene og de beregnede styrker gengivet. I Figur 2.6 er den beregnede bæreevne afsat som funktion af bæreevnen målt ved forsøg. Det ses, at der er god overensstemmelse mellem teori og forsøg, når faktoren K sættes lig med 3,82. Alle styrker i Figur 2.6 er middelværdier.

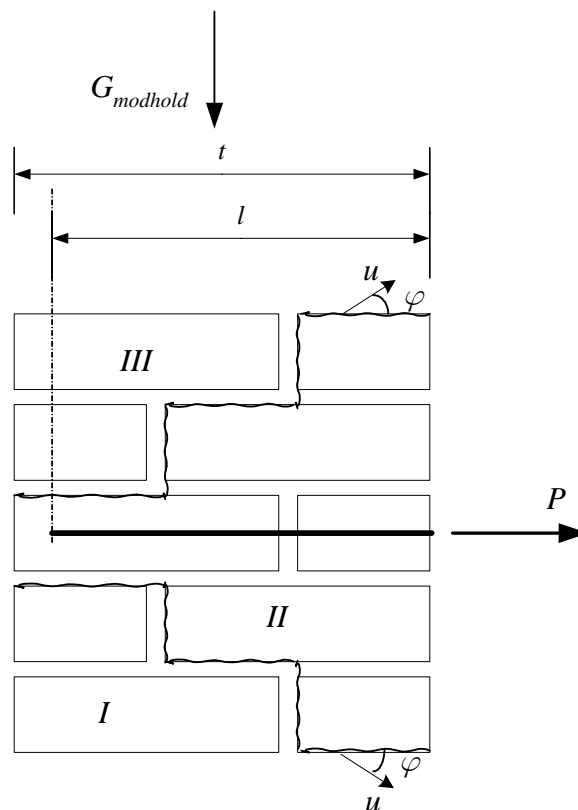
Tabel 2.1 Data og beregnede værdier fra forsøg på Kalk- og Teglværkslaboratoriet

| | Murtype 1 | Murtype 2 | Enhed | Kommentar |
|---|-----------|-------------|-------|--|
| l | 90 | 90 | [mm] | Sættedybden |
| d | 10 | 10 | [mm] | Ankerdiameter |
| Stentype | Massive | Massive | | |
| Ankertype | Klæbe | Klæbe | | |
| Mørteltype | K100/1200 | KC50/50/750 | | |
| f_{cs} | 12,70 | 12,70 | [MPa] | Stenenes trykstyrke |
| f_{cf} | 1,00 | 5,93 | [MPa] | Mørtlens trykstyrke |
| v_s | 0,81 | 0,81 | | Beregning af trykstyrken er foretaget efter Hagstens formel. |
| v_f | 1,00 | 0,53 | | |
| f_c | 3,66 | 6,87 | [MPa] | |
| K | 3,82 | 3,82 | | $v = K/f_c^{1/2}$ |
| P | 16,53 | 22,66 | [kN] | |
| $P_{forsøg}$ | 16,80 | 22,30 | [kN] | Middel af 3 forsøg |
| $S_{forsøg}$ | 1,30 | 4,60 | [kN] | Spredning på forsøgene |
| $S_{forsøg}/P$ | 0,08 | 0,20 | | |
| $P_{forsøg}/P$ | 1,02 | 0,98 | | |
| μ | | 1,00 | | Middelværdi af $P_{forsøg}/P$ |
| s | | 0,02 | | Spredning af $P_{forsøg}/P$ |
| <i>Der er i alle forsøg observeret gennemløkningsbrud</i> | | | | |



Figur 2.6 Forsøg sammenlignet med teori

2.3.2 Glidningsbrud



Figur 2.7 Glidning i skillefladen mellem sten og mørtel

Styrken bestemmes som en øvre værdiløsning ud fra den i Figur 2.7 viste brudfigur, hvor del I ingen flytning har, og del III kun har lodrette flytninger. Den gensidige flytning u mellem de enkelte dele af brudfiguren vil – som følge af den antagne brudbetingelse samt antagelsen om plan tøjningstilstand i skillefladen – ligge under en vinkel φ med skillefladen. Da brudlinierne løber i skillefladen, er det indre arbejde i henhold til brudbetingelsen lig med nul. Størrelsen b er bredden vinkelret på papirets plan af den strimmel som betragtes og L er den vandrette længde af brudlinierne i Figur 2.7 (dvs. $L = 2t$ i det viste tilfælde).

Det ydre arbejde bliver

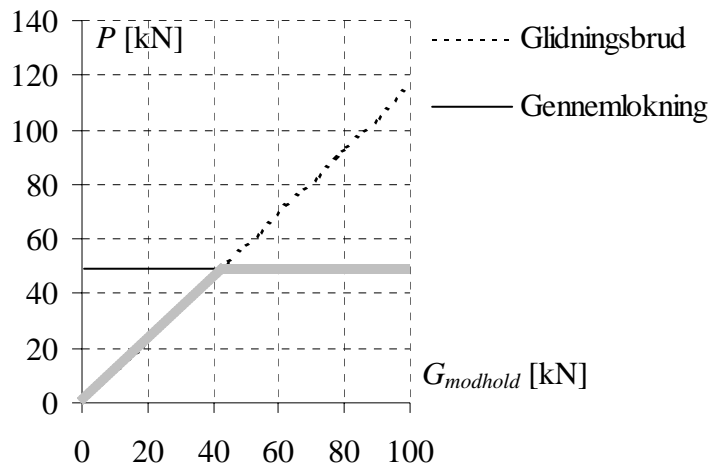
$$A_y = Pu \cos \varphi - 2G_{modhold} u \sin \varphi \quad (2.12)$$

$G_{modhold}$ er den lodrette last der løftes ved bruddet.

Ud fra arbejdsligningen kan P bestemmes til

$$P = 2G_{modhold} \tan \varphi \quad (2.13)$$

Sammenligner man glidningsbruddet med gennemlokningsbruddet får man en afbildning som vist i Figur 2.8.



Figur 2.8 Glidningsbruddet sammenlignet med gennemlokningsbruddet

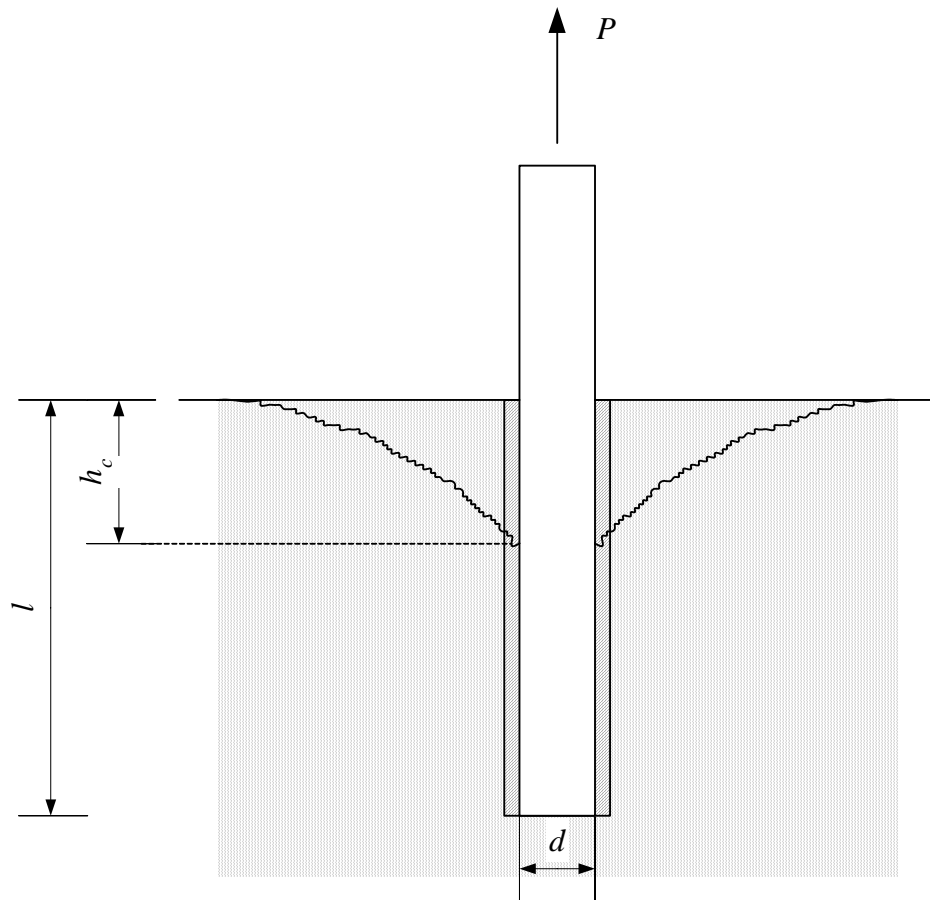
Beregningerne er udført for dataene angivet i Tabel 2.2.

Tabel 2.2 Data anvendt i beregninger

| | |
|-----------|-------|
| f_c | 4MPa |
| l | 150mm |
| d | 20mm |
| φ | 30° |
| K | 3,82 |

2.3.3 Brud i murstenen

Styrken ved brud i stenmaterialet beregnes på to måder. Den ene måde svarer til kombination af et glidningsbrud i klæbemassen og et gennemlokningsbrud i stenen (ankerteorien for beton). Den anden svarer til et forankringsbrud (forankringsteorien for beton). Bæreevnen svarende til førstnævnte brudtype bestemmes på baggrund af teorien for ankre i beton, se [1].



Figur 2.9 Kombineret brud

Udtrækningsstyrken svarende til et kombineret brud, som vist i Figur 2.9, er bestemt ved

$$P = \frac{1}{2} d \nu f_{cs} \pi (l - 1,10d) \quad (2.14)$$

der gælder for $l < 2,63d$, ellers er bæreevnen bestemt af et gennemlokningsbrud.

Effektivitetsfaktoren er $\nu = \frac{K}{\sqrt{f_{cs}}}$, hvor f_{cs} er stenens trykstyrke i MPa og d er stangens

diameter. Størrelsen h_c i Figur 2.9 bestemmes ved optimering til $2,63 d$, se [1]. Størrelsen af K bestemmes i afsnit 5.

Forankringsstyrken svarende til et spaltebrud som beskrevet i [2] og [3] bestemmes ved:

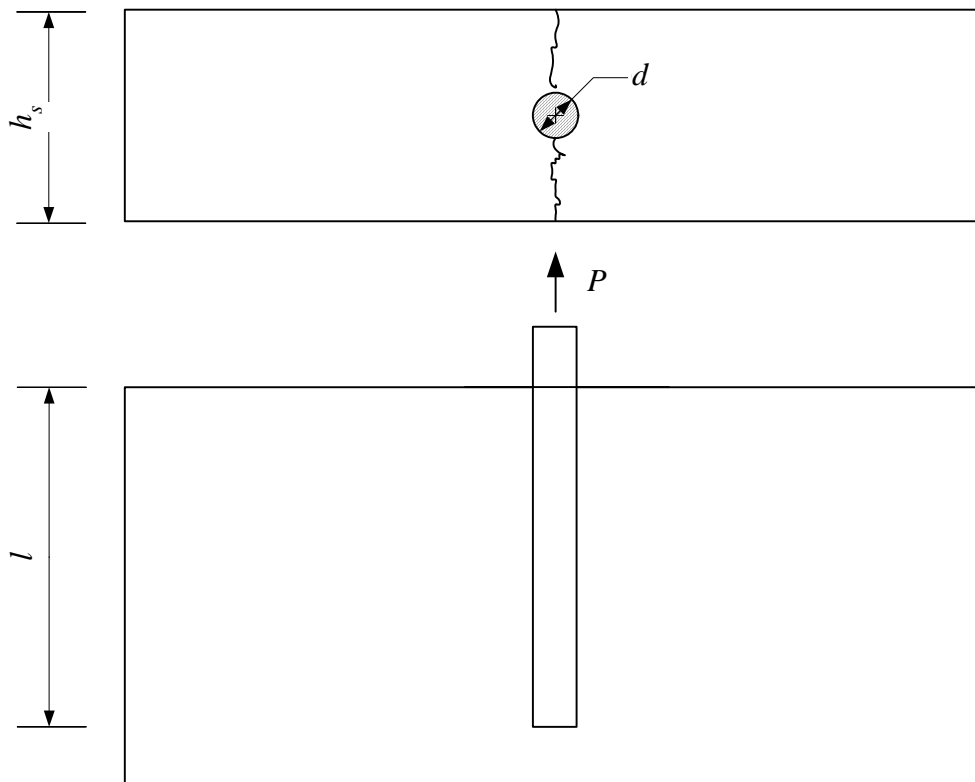
$$P = \pi d l f_{cs} \frac{\tau}{f_{cs}} = \pi d l f_{cs} \min \begin{cases} 0,12\nu + 0,89 \left(\frac{h_s}{d} - 1 \right) \rho \\ 0,28\nu + 0,48 \left(\frac{h_s}{d} - 1 \right) \rho \end{cases} \quad (2.15)$$

hvor

$$\left. \begin{aligned} v &= \frac{K_1}{\sqrt{f_{cs}}} \\ \rho &= \frac{v_t f_{ts}}{f_{cs}} = \frac{1}{20} v_t = \frac{1}{20} K_2 \sqrt{\frac{d}{l}} \end{aligned} \right\} (f_{cs} \text{ i MPa})$$

Her er stenens trækstyrke f_{ts} sat lig med $\frac{1}{20} f_{cs}$. Størrelsen af K_1 og K_2 bestemmes i afsnit 5.

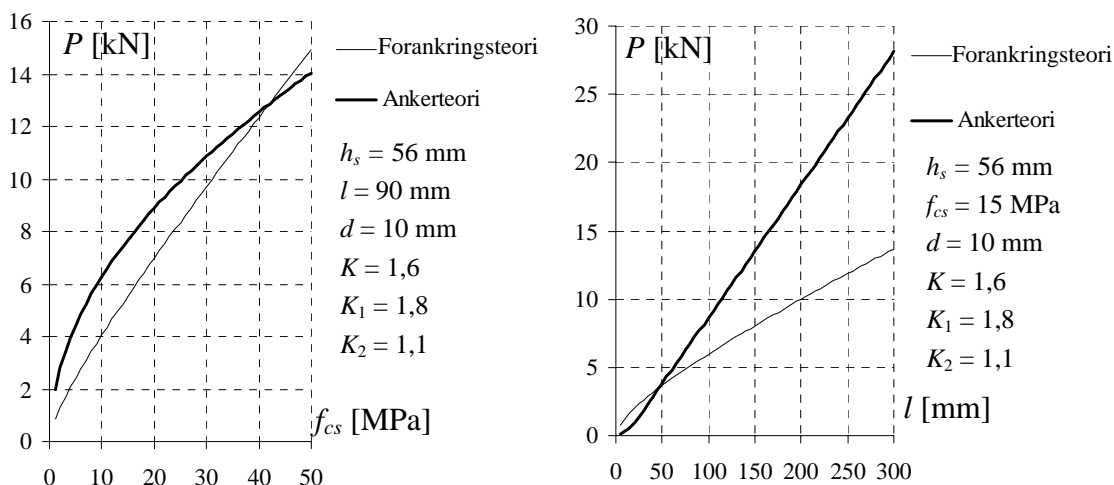
Øvrige størrelser som indgår i bæreevneudtrykket fremgår af Figur 2.10.



Figur 2.10 Forankringsbrud i en sten

I Figur 2.10 er ankeret placeret midt i stenen. Andre placeringer kan selvfølgelig forekomme i praksis, hvorfor andre brudformer kan blive kritiske. I sådanne tilfælde henvises til [2], hvor beregningsmetoden er beskrevet i detaljer.

Sammenligner man styrken beregnet efter ankerteorien med styrken beregnet efter forankringsteorien, får man graferne vist i Figur 2.11, hvor bæreevnen er afbilledet som funktion af henholdsvis stenens trykstyrke og sættedyden af ankeret.



Figur 2.11 Bæreevnen som funktion af stenens trykstyrke og sættedyden

Dataene brugt til beregning af graferne i Figur 2.11 fremgår af figuren.

2.4 Global styrke af muren

Under forudsætning af at søjlevirkningen er minimal vil den globale styrke af murværket kunne beregnes som vist i nærværende afsnit.

Ankeret kan monteres med eller uden bagplade, afhængigt af om revnedannelse ved ankret vil være kritisk eller ej.

Den lokale bæreevne af ankret bestemmes iht. afsnittet vedr. lokale brud.

Montering uden bagplade: Tryk over den nødvendige forankringslængde

- For enhver lastkombination bestående af ankerkraft og andre tænkelige belastninger er der som minimum tryk over den nødvendige sættedyde af ankret.

Ankret behøver i dette tilfælde ingen bagplade.

Montering med bagplade:

- I tilfælde hvor betingelserne for montering uden bagplade ikke er opfyldt, skal ankret monteres med bagplade. Trykresultanten skal befinde sig foran bagpladen.

Den globale styrke bestemmes vha. simple brudfigurer. Et eksempel er vist i Figur 2.12. Ved bestemmelse af bæreevnen svarende til en sådan brudfigur er placeringen af den ydre normalkraft af stor betydning. I det følgende gennemføres beregningerne under den antagelse, at den ydre normalkraft svarer til en jævnt fordelt trykspænding σ på væggen overside.

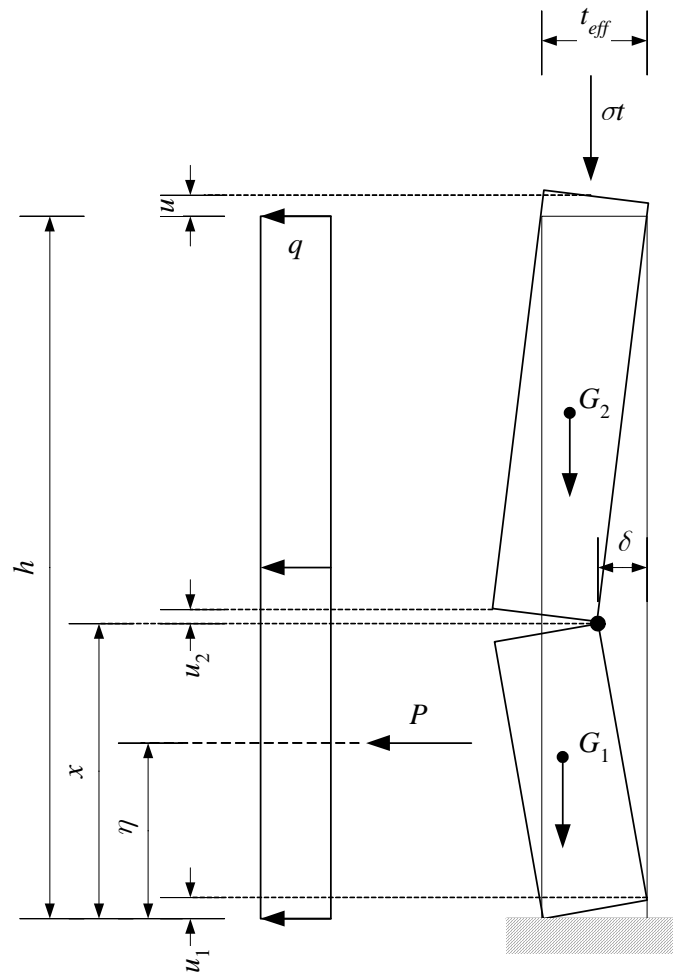
Andre placeringer af den ydre normalkraft kan tages i regning på analog måde. Beregningerne gennemføres ved at der i brudfiguren, se Figur 2.12, regnes med en uendelig

stor trykstyrke mod indførelse af en effektiv tykkelse t_{eff} . Denne tykkelse bestemmes som den virkelige tykkelse t minus trykzonens udstrækning y_0^4 .

$$y_0 = \frac{\sigma}{f_c} t \quad (2.16)$$

$$t_{eff} = t \left(1 - \frac{\sigma}{f_c} \right) \quad (2.17)$$

Det antages først, at væggen kan betragtes som en strimmel understøttet i top og bund som vist i Figur 2.12. Den betragtede strimmel har bredden b vinkelret på papirets plan bestemt som i afsnit 2.1.



Figur 2.12 Bøjningsbrud af vægstrimmel

Bæreevnen af vægstrimlen bestemmes vha. arbejdsligningen, hvor det indre arbejde er nul, da rotationspunktet er placeret ved kanten af den effektive vægstrimmel, og da bøj-

⁴ Bemærk, at der ved bestemmelse af σ regnes med den faktiske tykkelse

ningstrækstyrken sættes lig med nul⁵. Belastningen er foruden ankerkraften P en jævnt fordelt tværlast q i samme retning som P . Desuden medtages virkningen af de viste egenvægte G_1 og G_2 .

Det ydre arbejde bliver for $x \geq \eta$

$$A_y = P \frac{\eta}{x} \delta - \sigma b t u - G_2 \left(u_1 + \frac{1}{2} u_2 \right) - \frac{1}{2} G_1 u_1 + \frac{1}{2} q b h \delta \quad (2.18)$$

hvor $u_2 = \frac{t_{eff}}{h-x} \delta$, $u_1 = \frac{t_{eff}}{x} \delta$, $u = \frac{1}{2} u_2 + u_1$. G_1 og G_2 er vægtene af vægdelene som løftes.

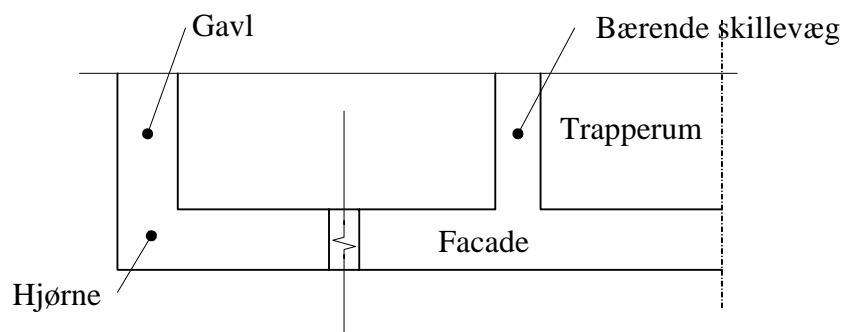
Ved anvendelse af arbejdslikningen findes at

$$P = \frac{x}{\eta} \left(\sigma b t \left(\frac{1}{2} \frac{t_{eff}}{h-x} + \frac{t_{eff}}{x} \right) + G_2 \left(\frac{1}{2} \frac{t_{eff}}{h-x} + \frac{t_{eff}}{x} \right) + \frac{1}{2} G_1 \frac{t_{eff}}{x} - \frac{1}{2} q b h \right) \quad (2.19)$$

Bæreevnen bestemmes ved at minimere P mht. x .

En tilsvarende beregning kan opstilles for $x < \eta$.

Det kan ofte være nyttigt at kunne tage virkningen af en lodret understøtning ved for eksempel et hjørne i regning. I Figur 2.13 er vist et par tilfælde, hvor dette kan være aktuelt.

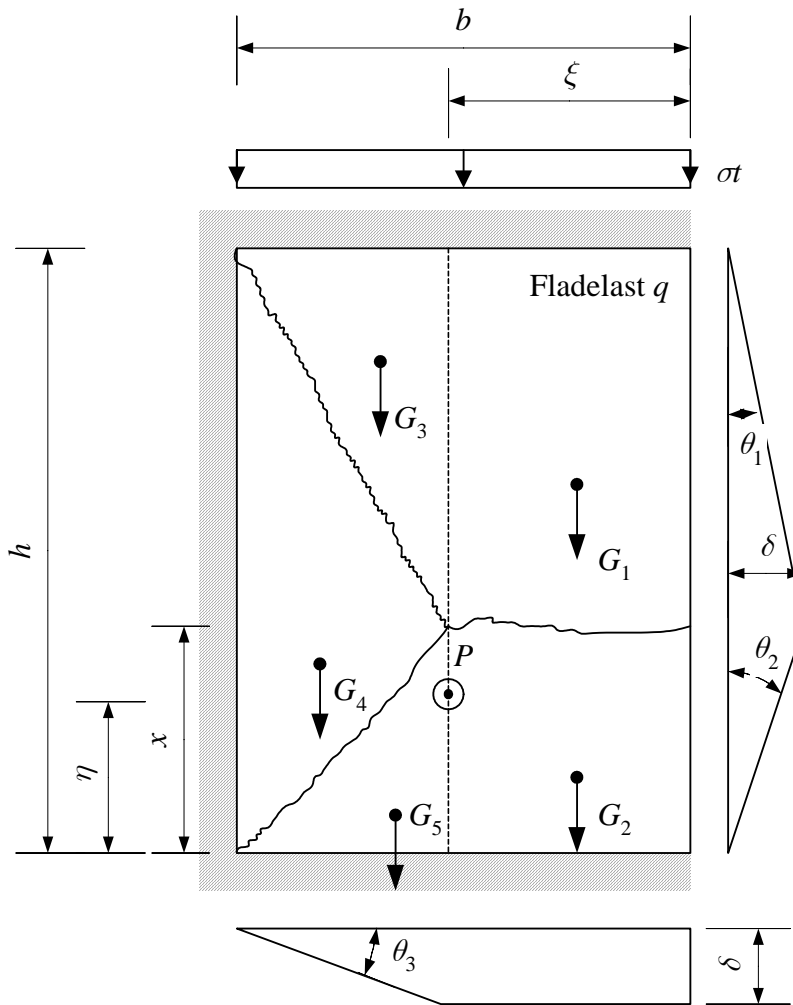


Figur 2.13 Eksempel på tilfælde, hvor virkningen af en lodret understøtning er aktuel

Beregningen af bæreevnen opdeles i to tilfælde. I det ene tilfælde er bevægelse parallelt med den lodrette understøtning ikke forhindret. I det andet tilfælde vil en lodret bevægelse være forhindret fx fordi den betragtede væg er muret sammen med væggen der udgør understøtningen.

I det første tilfælde vil det indre arbejde være nul og bæreevnen er alene bestemt af det ydre arbejde, se Figur 2.14. Belastningen er her foruden ankerkraften P en jævnt fordelt tværlast q , der virker i samme retning som P . Desuden medtages de viste egenvægte G_1, \dots, G_5 .

⁵ Der ses på denne måde på den sikre side bort fra det indre arbejde i trykzonen



Figur 2.14 Tresidet understøttet væg

Den øverste vandrette understøtning får en flytning (udvidelse) svarende til rotationen af understøtningen multipliceret med den effektive tykkelse af væggen plus flytningen af feltet med vægten $G_5 + G_2$. Herved kan det ydre arbejde beregnes. Den ydre normalkraft antages igen at svare til en jævnt fordelt trykspænding σ over den effektive tykkelse. Det ydre arbejde bliver for $x \geq \eta$:

$$A_y = q\delta \left(\frac{1}{3}bh + \frac{1}{6}h\xi \right) - \sigma b t_{eff} \left(\frac{1}{2}\theta_1 + \theta_2 \right) + P \frac{\eta}{x} \delta \dots \quad (2.20)$$

$$- \left((G_1 + G_3) \left(\frac{1}{2}\theta_1 + \theta_2 \right) t_{eff} + (G_2 + G_5) \frac{1}{2}\theta_2 t_{eff} + G_4 \theta_2 t_{eff} \right)$$

hvor $\theta_1 = \frac{\delta}{h-x}$ og $\theta_2 = \frac{\delta}{x}$. G_1, G_2, G_3, G_4 og G_5 er vægtene af områderne vist på Figur 2.14.

Bæreevnen findes ud fra arbejdslikningen til

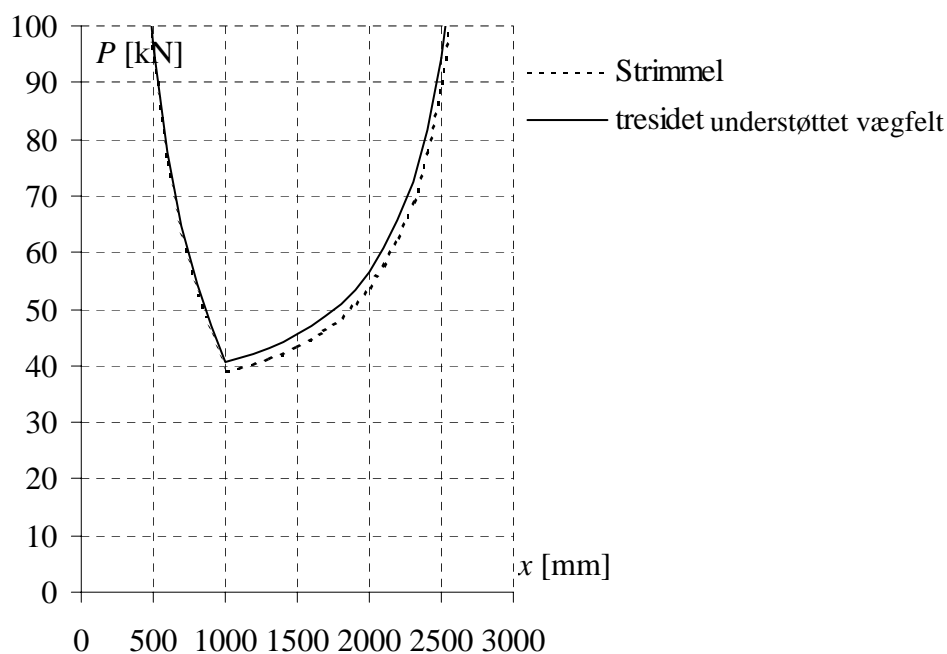
$$P = \left[\begin{array}{l} -q\delta \left(\frac{1}{3}bh + \frac{1}{6}h\xi \right) + \sigma tb t_{eff} \left(\frac{1}{2}\theta_1 + \theta_2 \right) + \dots \\ \left((G_1 + G_3) \left(\frac{1}{2}\theta_1 + \theta_2 \right) t_{eff} + (G_2 + G_5) \frac{1}{2}\theta_2 t_{eff} + G_4 \theta_2 t_{eff} \right) \end{array} \right] \frac{1}{\delta} \frac{x}{\eta} \quad (2.21)$$

Indsættes rotationerne af understøtningerne fås:

$$P = \left[\begin{array}{l} -q \left(\frac{1}{3}bh + \frac{1}{6}h\xi \right) + \sigma tb \left(\frac{1}{2} \frac{t_{eff}}{h-x} + \frac{t_{eff}}{x} \right) + \dots \\ \left((G_1 + G_3) \left(\frac{1}{2} \frac{t_{eff}}{h-x} + \frac{t_{eff}}{x} \right) + (G_2 + G_5) \frac{1}{2} \frac{t_{eff}}{x} + G_4 \frac{t_{eff}}{x} \right) \end{array} \right] \frac{x}{\eta} \quad (2.22)$$

Brudfigurerne vist i Figur 2.12 og Figur 2.14 skal ses som eksempler. Afhængigt af ankerets placering kan andre brudfigurer blive aktuelle. Da der er tale om øvre værdiløsninger, skal det kontrolleres, at den anvendte brudfigur er den farligste.

Sammenligner man bæreevnerne af en strimmel og et tresidet understøttet vægfelt ved brug af talværdierne i Tabel 2.3 får man graferne vist i Figur 2.15. Det ses, at der kun er en lille bæreevnetilvækst at hente, når de lodrette flytninger ikke er forhindret.



Figur 2.15 Indflydelse af en lodret understøtning

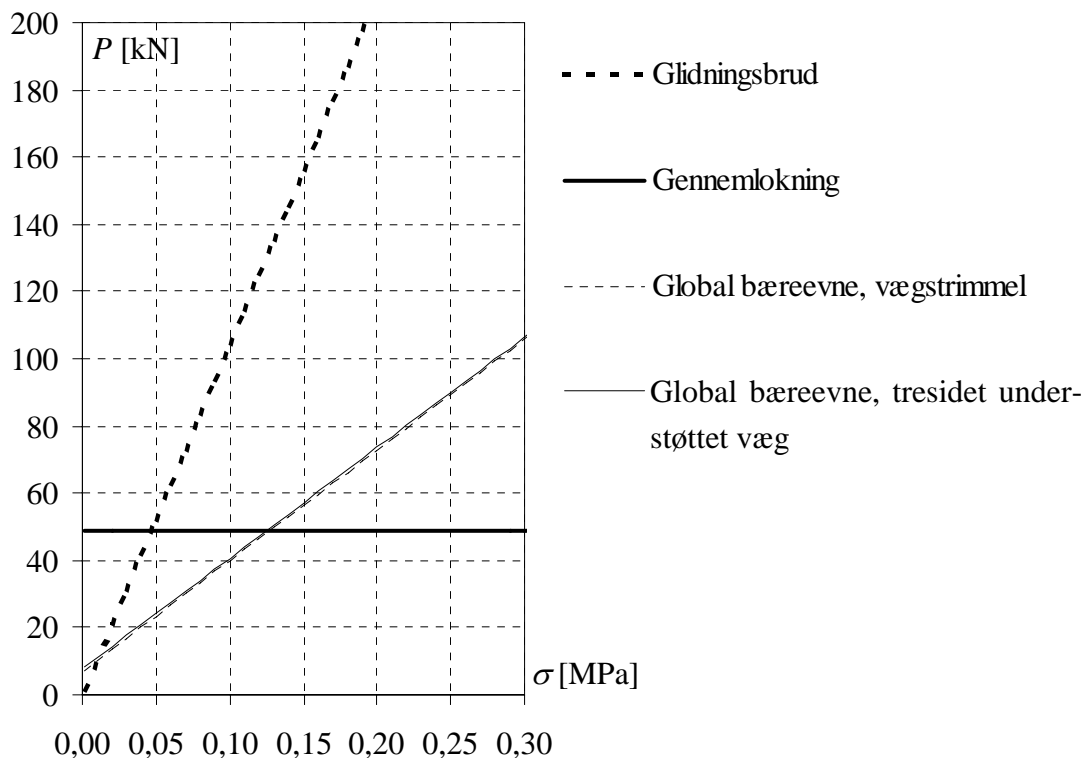
Denne beregningsmetode vil i visse tilfælde medføre, at en tresidet understøttet væg får lavere bæreevne end en strimmel pga. bidraget fra G_4 .

Tabel 2.3 Data anvendt til beregninger

| | |
|-----------|---------------------|
| σ | 0,10MPa |
| f_c | 4,00MPa |
| t | 300mm |
| l_s | 228mm |
| h_s | 56mm |
| b_s | 108mm |
| h_f | 12mm |
| q | 1kN/m ² |
| ρ | 15kN/m ³ |
| h | 3000mm |
| b | 3000mm |
| η | 1000mm |
| ξ | 1500mm |
| y_0 | 7,50mm |
| t_{eff} | 292,50mm |
| l | 150mm |
| d | 20mm |
| φ | 30° |
| K | 3,82 |

Bæreevnen findes som den laveste værdi vist i Figur 2.15 for henholdsvis strimmelløsningen og løsningen for det tresidet understøttede vægfelt.

Sammenlignes den globale bæreevne med bæreevnen ved glidningsbrud og den lokale gennemløkningsstyrke får man for $x = \eta$ grafen vist i Figur 2.16.



Figur 2.16 Sammenligning af beregningsmetoder

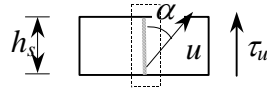
Det ses at glidningsstyrken bliver afgørende i situationer, hvor der er et meget lille normaltryk på muren. Den globale styrke bestemmer herefter bæreevnen, hvorefter bæreevnen til sidst bestemmes af gennemløkningsstyrken.

Det skal naturligvis kontrolleres at forankringsbæreevnen og bæreevnen svarende til lokalt brud i stenen ikke overskrides, se afsnit 2.3.3. Denne lokale styrke er ikke taget med i sammenligningen i Figur 2.16.

Er den lodrette flytning af væggen forhindret, vil bæreevnen stige kraftigt, fordi et lodret forskydningsbrud gennem murstenene aktiveres når brudmekanismen i Figur 2.14 finder sted.

Bruddet foregår i et lodret snit gennem så mange studsfiger som muligt. Det antages at der er plan tøjningstilstand i brudsnittet. Flytningsvektorens vinkel med brudlinien skal være større end den maksimale friktionsvinkel for henholdsvis skilleflade og mursten. Friktionsvinklen er i de følgende beregninger sat lig med $\varphi = 30^\circ$.

Forskydningsbæreevnen τ_u for én sten findes ved betragtning af en enhedscelle som vist i Figur 2.17, idet u sættes lig med 1. Studsfugerne bidrager ikke til forskydningsstyrken af det lodrette snit, idet normalspændingerne i snittet sættes lig med nul.



Figur 2.17 Enhedscelle for det lodrette brud

Det indre arbejde bliver:

$$A_i = \frac{1}{2} f_{cs} (l - m \cdot \sin \alpha) h_s \quad (2.23)$$

hvor l og m er, se [2],

$$l = 1 - 2 \frac{f_{ts}}{f_{cs}} \frac{\sin \varphi}{1 - \sin \varphi}, \quad m = 1 - 2 \frac{f_{ts}}{f_{cs}} \frac{1}{1 - \sin \varphi} \quad (2.24)$$

Det ydre arbejde bliver

$$A_y = \tau_u \cos \alpha \cdot h_s \quad (2.25)$$

Vha. arbejdslikningen fås

$$\tau_u = \frac{1}{2} f_{cs} \frac{l - m \sin \alpha}{\cos \alpha} \quad (2.26)$$

Ved optimering findes α som

$$\alpha = \text{Arcsin} \left(\frac{m}{l} \right) \quad (2.27)$$

Vinklen α må ikke være mindre end φ .

Tillægget til det indre arbejde for brudfiguren i Figur 2.14 bliver da

$$\Delta A_i = \tau_u A \frac{\delta}{x} t_{eff} \quad (2.28)$$

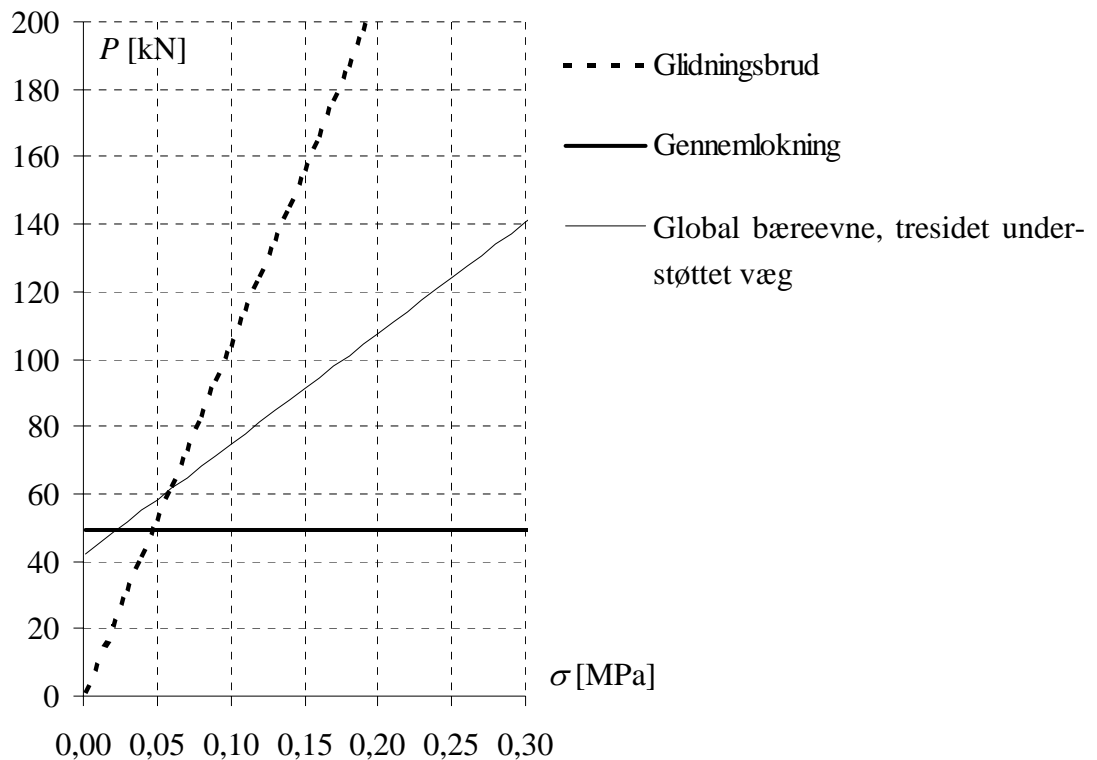
hvor A er det samlede tværsnitsareal af stenene som brydes i hele væggenes højde. $\frac{\delta}{x} t_{eff}$

er størrelsen af den lodrette flytning bestemt ved brudmekanismen i Figur 2.14.

I Tabel 2.4 er vist et eksempel på bæreevneforøgelsen, når en sten i hvert andet skifte brydes langs den lodrette understøtning og når $x = \eta$. Bæreevnen forøges med 34 kN. Af Figur 2.18 ses at den globale bæreevne ikke længere vil være kritisk.

Tabel 2.4 Beregningseksempel for $h = 3000$ mm

| | |
|--------------|-------------------------|
| t_{eff} | 292,5 mm |
| l_s | 228 mm |
| h_s | 56 mm |
| b_s | 108 mm |
| h_f | 12 mm |
| f_{cs} | 15 MPa |
| φ | 30° |
| l | 0,9 |
| m | 0,8 |
| α | $62,7^\circ$ |
| τ_{xy} | 1,27 MPa |
| A | $133411,8 \text{ mm}^2$ |
| ΔA_i | 33,1 kN |



Figur 2.18 Bæreevnen for en tresidet understøttet væg med forskydningsbrud langs lodret understøtning

2.4.1 Understøtningsbetingelser

Ved enhver beregning af bæreevnen må man sikre sig, at understøtningsbetingelserne er tilstede. Derfor må man verificere, at trækket i ankeret og en evt. tværbelastning kan overføres til andre konstruktionselementer ved de understøttede rande.

Hvor etageadskillelser virker som understøtninger, kan evt. friktion tages i regning. Hvis denne ikke er tilstrækkelig, må der udformes særlige forankringsanordninger.

3 Konstruktive regler

Da langtidsstyrken og brandmodstanden af epoxybaserede klæbemørtler endnu ikke er tilstrækkelig kendt, anbefales det at benytte cementbaserede klæbemørtler.

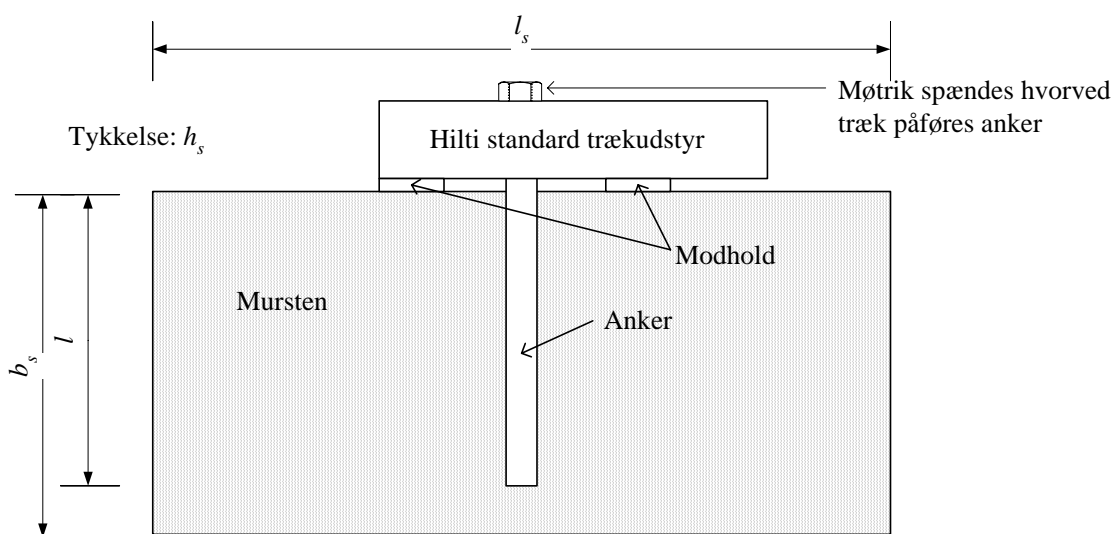
Beregningerne forudsætter, at murværket er ensartet og med fyldte fuger. Bæreevnen bør verificeres ved trækforsøg på byggepladsen.

Endeligt anbefales det, at man ved opsætning af altaner på murede facader udfører en form for dobbeltsikring, således at et svigt af et enkelt anker ikke medfører nedstyrtning.

4 Forsøg med indlimede ankre

Der er foretaget en række forsøg med det formål at bestemme forankringsstyrken uden indflydelse af sidetryk.

Stenene var danske massive normalsten ($h_s = 56$ mm, $b_s = 108$ mm og $l_s = 228$ mm). Forankringslængden var i alle forsøg 90 mm. Forsøgsopstillingen er skitseret i Figur 4.1.



Figur 4.1

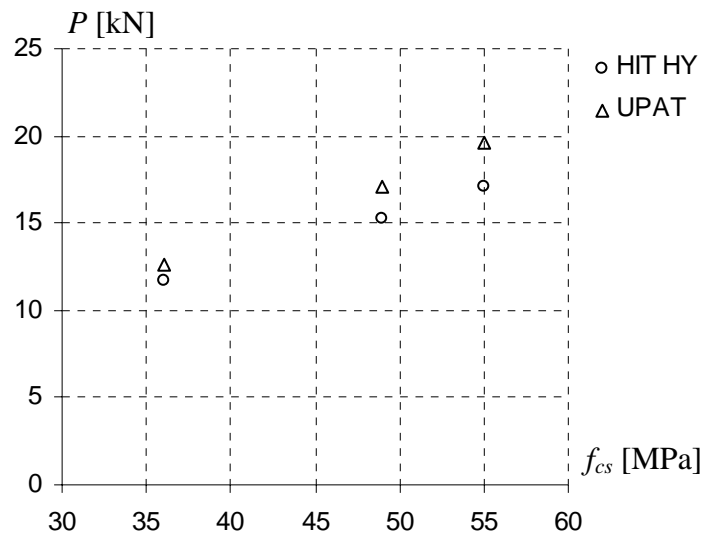
Der blev benyttet tre forskellige stentyper og to forskellige limtyper, UPAT og HIT HY, der begge er tokomponent lime. Resultaterne af de enkelte forsøg samt beregnede midelværdier og spredninger er angivet i Tabel 4.1. Størrelsen P er den målte brudkraft.

Trykstyrken af stenene er oplyst af Wewers teglværk. Teglstenene med styrken 36 MPa var dog fejlagtigt oplyst til at være 45 MPa, men på baggrund af de opnåede forsøgsresultater er det fundet rimeligt at antage, at styrken kun har været 36 MPa.

Tabel 4.1 Resultater for de enkelte forankringsforsøg

| Stentype | UPAT | | HIT HY | |
|--|----------|------|----------|------|
| | Test nr. | P | Test nr. | P |
| Gul massiv maskinsten $f_{cs} = 55 \text{ MPa}$ | | [kN] | | [kN] |
| | 1 | 20,4 | 1 | 18,1 |
| | 2 | 15,2 | 2 | 14,3 |
| | 3 | 20,8 | 3 | 19,0 |
| | 4 | 17,3 | 4 | 16,8 |
| | 5 | 18,0 | | |
| | 6 | 26,0 | | |
| μ | | 19,6 | | 17,1 |
| s | | 3,75 | | 2,04 |
| Stentype | Test nr. | P | Test nr. | P |
| Gul massiv maskinsten $f_{cs} = 36 \text{ MPa}$ | | [kN] | | [kN] |
| | 1 | 12,4 | 1 | 10,6 |
| | 2 | 12,3 | 2 | 12,3 |
| | 3 | 13,0 | 3 | 11,0 |
| | 4 | 13,3 | 4 | 12,8 |
| | 5 | 10,4 | | |
| | 6 | 14,4 | | |
| μ | | 12,6 | | 11,7 |
| s | | 1,33 | | 1,04 |
| Stentype | Test nr. | P | Test nr. | P |
| Rød massiv maskinsten $f_{cs} = 49 \text{ MPa}$ | | [kN] | | [kN] |
| | 1 | 17,7 | 1 | 15,4 |
| | 2 | 16,4 | 2 | 12,1 |
| | 3 | 16,0 | 3 | 15,0 |
| | 4 | 19,7 | 4 | 18,6 |
| | 5 | 15,4 | 5 | 22,0 |
| μ | | 17,0 | | 16,6 |
| s | | 1,71 | | 3,79 |

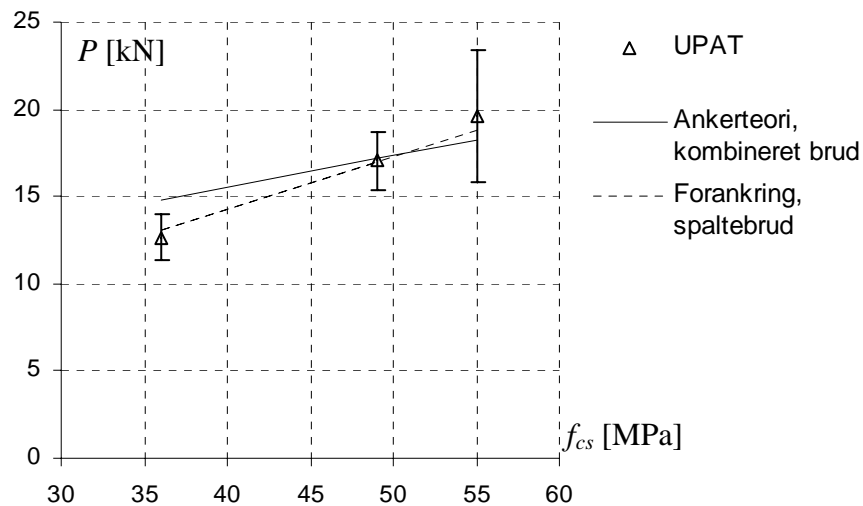
Afsættes middelværdierne for de enkelte forsøgsserier fås grafen i Figur 4.2. Det ses at HIT HY-ankret giver bæreevner der ligger en smule lavere end UPAT-ankret.

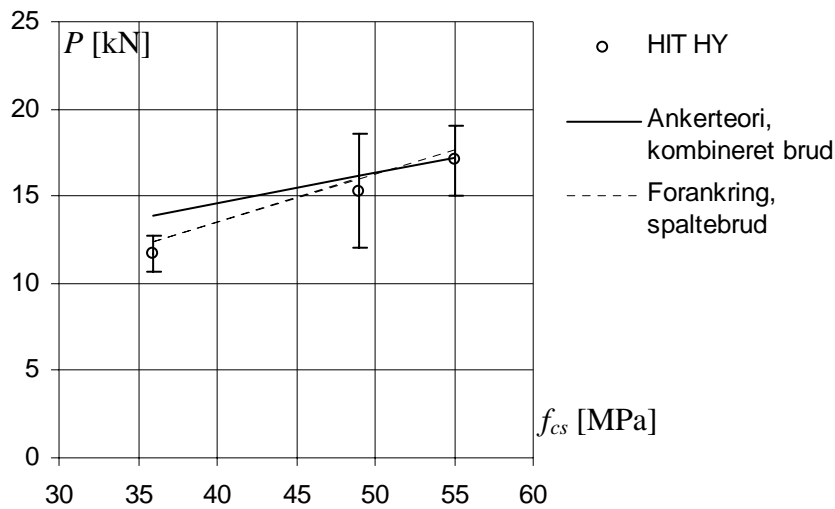


Figur 4.2 Middelværdier af udtrækningskraften P som funktion af trykstyrken f_{cs} af stenen. Punkterne i grafen er middelværdier

5 Beregnet forankringsstyrke sammenlignet med forsøg

Det fremgik af afsnit 4, at styrken af HIT HY-ankret generelt lå lavere end styrken af UPAT-ankret. Man må derfor anvende forskellige ν -faktorer for at opnå overensstemmelse mellem teori og forsøg. Ved anvendelse af ankerteorien skal dens parameter K være 1,7 og 1,6 for henholdsvis UPAT og HIT HY. Ved anvendelse af forankringsteorien er $K_1 = 1,8$ og K_2 lig med 1,2 og 1,1 for henholdsvis UPAT og HIT HY. Resultaterne af beregningerne er vist i Figur 5.1.





Figur 5.1 Beregninger sammenlignet med forsøg for henholdsvis UPAT og HIT HY

Der blev ved forsøgene observeret et gennemlokningsbrud ved overfladen for de stærkeste af stenene, svarende til hvad der kunne forventes efter ankerteorien. De svagere sten spaltede vinkelret på ankeret svarende til et forankringsbrud.

Som en foreløbig konklusion anbefales det at anvende den mindste bæreevne beregnet ud fra ankerteorien og forankringsteorien. Hermed fås god overensstemmelse mellem de teoretiske og de eksperimentelle værdier.

6 Konklusion

I nærværende rapport er opstillet beregningsmetoder til bestemmelse af bæreevnen af indlimede ankre i murede vægge. Såvel den lokale som den globale styrke er undersøgt. Der er foretaget en sammenligning mellem den eksperimentelle og den teoretiske forankringsbæreevne. Denne sammenligning dækker to typer af ankre (UPAT og HIT HY). Det har vist sig, at de to ankre opfører sig lidt forskelligt således at to effektivitetsfaktorer må anvendes. Ved anvendelse af ankerteorien skal dens parameter K være 1,7 og 1,6 for henholdsvis UPAT og HIT HY. For forankringsteorien er parameteren K_1 uændret lig med 1,8. K_2 skal være lig med 1,2 og 1,1 for henholdsvis UPAT og HIT HY. Der opnås herved god overensstemmelse mellem teori og forsøg.

7 Litteratur

- [1] KOFOD-OLSEN, M. & NIELSEN, M. P.: The Strength of Anchors, *Bygningsstatistiske Meddelelser, Volume 68, No.1, 1997, pp. 1-34*
- [2] NIELSEN, M. P.: Limit Analysis and Concrete Plasticity, *Second Edition, CRC Press, 1998*
- [3] HANSEN, L. Z.: Forankring af Armering i Murværk, BYG-DTU, R-044, 2003
- [4] HAGSTEN, L. G.: Plasticitetsteori for murværk, del 1: Trykstyrke, *BKM, DTU, R-072, 2000.*
- [5] EXNER, H.: Plasticitetsteori for Coulomb-materialer, *Afdelingen for Bærende konstruktioner, Serie R, Nr. 176, DTH, 1983.*
- [6] HANSEN, L. Z.: Unreinforced Masonry Walls, Transversely and Axially Loaded, *Forventes færdig foråret 2004.*
- [7] FINDSEN, K.: ”Murede skivers styrke – murværk påvirket til plane spændingstilstande”, *Forventes færdig foråret 2004.*
- [8] OLSEN, H., KNUDSEN, R. & KJÆR, E: ”Bolte i murværk” Kalk- og Teglværkslaboratoriet 1984.