



Det här verket har digitaliserats vid Göteborgs universitetsbibliotek och är fritt att använda. Alla tryckta texter är OCR-tolkade till maskinläsbar text. Det betyder att du kan söka och kopiera texten från dokumentet. Vissa äldre dokument med dåligt tryck kan vara svåra att OCR-tolka korrekt vilket medför att den OCR-tolkade texten kan innehålla fel och därför bör man visuellt jämföra med verkets bilder för att avgöra vad som är riktigt.

This work has been digitized at Gothenburg University Library and is free to use. All printed texts have been OCR-processed and converted to machine readable text. This means that you can search and copy text from the document. Some early printed books are hard to OCR-process correctly and the text may contain errors, so one should always visually compare it with the images to determine what is correct.



Rapport

R36:1972

**Belastningsförsök på
grundmurar fria i
överkanten**

Bo Göran Hellers

Sven Sahlin

Byggforskningen

Biblioteket Bygg
Lunds Tekniska Högskola
Box 110, 221 00 LUND

Belastningsförsök på grundmurar fria i överkanten

Bo Göran Hellers & Sven Sahlin

Murverkskonstruktioner under mark, grundmurar, som utförs i synnerligen stort antal varje år, får en bristfällig behandling i anvisningar och facklitteratur. Erfarenhetsåterföringen för denna konstruktionstyp skulle också kunna förbättras.

Ett arbete pågår nu med att utarbeta en supplementnorm för sidobelastade murverkskonstruktioner. Denna skall i möjligaste mån grundas på experimentella erfarenheter. Det är därför angeläget med bred redovisning av bl a resultat från fullskaleprovningar.

I föreliggande rapport redogörs för en undersökning av 11 provväggar med anslutande vingmurar utsatta för sidobelastning av varierande grad.

I SBN 67 sägs i anvisningstext:

”Murad källaryttervägg som utsätts för jordtryck bör stödjas av anslutande väggar eller av annan avstyvning. För vägg av 20 cm betongblock utsatt för normalt jordtryck erfordras i allmänhet avstyvningar på ett maximalt avstånd av 4–6 m. Utsätts källaryttervägg för större jordtryck än normalt till följd av t ex hög motfyllnad, jordpackning intill väggen med tung packningsmaskin eller hjultryck från fordon eller byggnadsmaskin, bör särskild uppmärksamhet ägnas murens avstyvning.”

Antalet skadefall under senare år visar att grundmurar är hårt utnyttjade och att anvisningstexten inte alltid är någon garanti för en säker konstruktion. I synnerhet belastningarna kan underskattas. Otillräckliga kunskaper om grundmurarnas verkningssätt och hållfasthet kan emellertid också leda till misstag.

Försök

I den aktuella undersökningen ingår prov med sidobelastning på elva väggar av den typ som visas i FIG 1, grundmur med anslutande vingmurar. Ingen stagnering av överkanten eller av väggen i övrigt gjordes. Detta svarar mot ett mycket ogynnsamt belastningsfall som i praktiken lett till svåra olyckor och därför bör undvikas. Syftet med att fallet studeras här är att brott säkert skulle uppnås vid belastning med hydrostatiskt tryck, se FIG. 2. Man antog därvid att väsentliga drag i verkningssättet såsom inspänningsgrad, böjstyvhet och sprickbenägenhet skulle framträda.

Rörelser

Väggarnas mått framgår av FIG. 3. Där anges också rörelsemätarnas placering på fem mätnivåer. Mätarna sitter tätt vid hörnen mellan grundmuren och vingmurarna, för att registrera inspänningsnittens funktion i detalj. Belastningen påfördes stegvis genom höjning av vattentrycket mot väggen. Utböjningarna visas i ett exempel, FIG. 4. Man kan där t ex konstatera att inspänningsens effekt på krökningen i murfältet är rätt svag men att inspänningen medför kraftig utböjning av vingmurarna. Den teoretiska knutpunkten kunde röra sig såväl inåt som utåt.

Brottbild

De till brotten hörande sprickfigurerna visas med ett exempel, FIG. 5. Murade väggar har ett mjukare brott än limmade vars brott oftast är mycket sprött. Brottförloppen är mycket regelbundna med den enda skillnaden att i några fall uppkommer två vertikala sprickor, i andra fall bara en. Detta sammanhänger med graden av inspänning och på förhållandet mellan böjstyvheten i de båda huvudriktningarna. Böjstyvheten analyseras grovt med hjälp av rörelsemät-

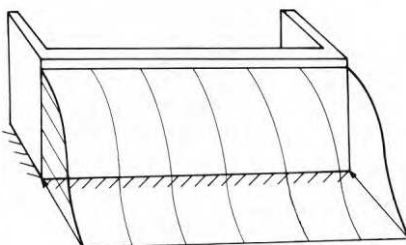


FIG. 1 Grundmur med tillhörande vingmurar, fria i överkanten. Antagen belastning av jordtryck.

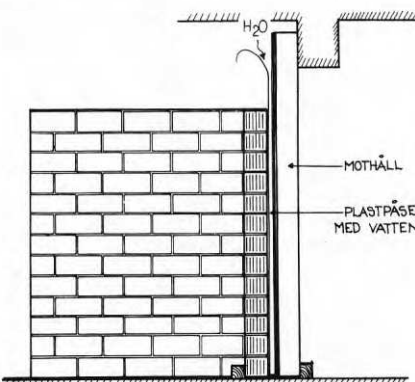


FIG. 2 Försöksanordning vid provning av vägg.

Bygghorsningen Sammanfattningar

R36: 1972

Nyckelord:

grundmurar (lättklinkerbetong, lättbetong, betonghålden), spricklaster, fogtyp (kalkcementbruk, tunnfogbruk, limmad)

Föreliggande rapport är avsedd att utgöra underlag för det normsupplement för sidobelastade murverk som för närvarande utförs inom Statens Planverk.

Rapporten utgör en bearbetning av ett tidigare arbete av författarna. Bearbetningen har huvudsakligen gjorts vid Statens institut för byggnadsforskning inom ramen för projektet relationer mellan klimat och bebyggelse, projektnummer 275.

UDK 69.022.2
624.046
SfB (21)
ISBN 95-540-2060-3

Sammanfattning av:

Hellers, B G & Sahlin, S, 1972, *Belastningsförsök på grundmurar fria i överkanten*. (Statens institut för byggnadsforskning) Stockholm. Rapport R36:1972, 64 s., ill. 17 kr.

Rapporten är skriven på svenska med svensk och engelsk sammanfattning.

Distribution:

Svensk Byggtjänst
Box 1403, 111 84 Stockholm
Telefon 08-24 28 60

Grupp:
konstruktion

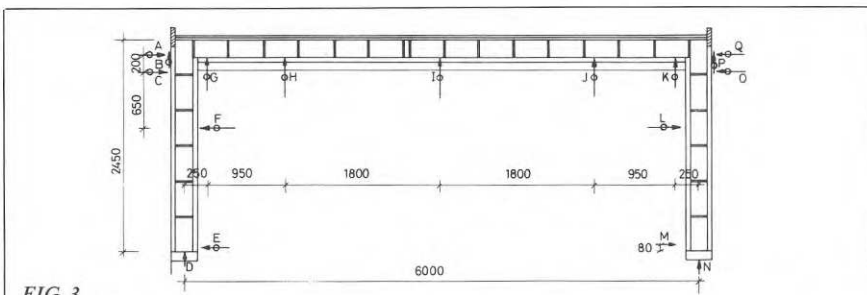


FIG. 3

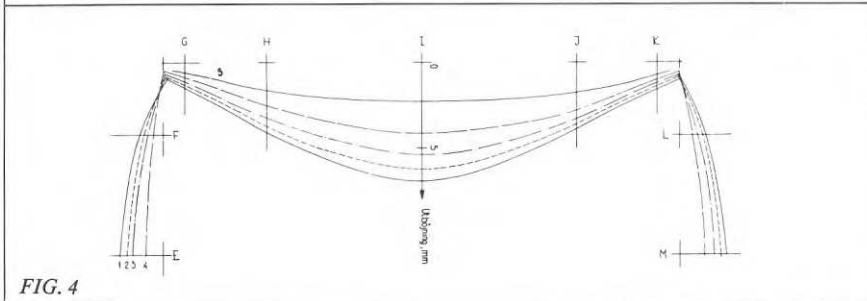


FIG. 4

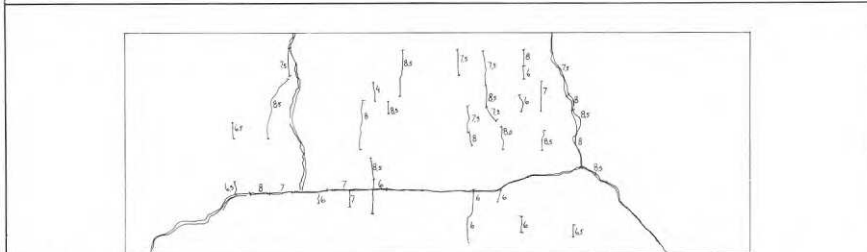


FIG. 5

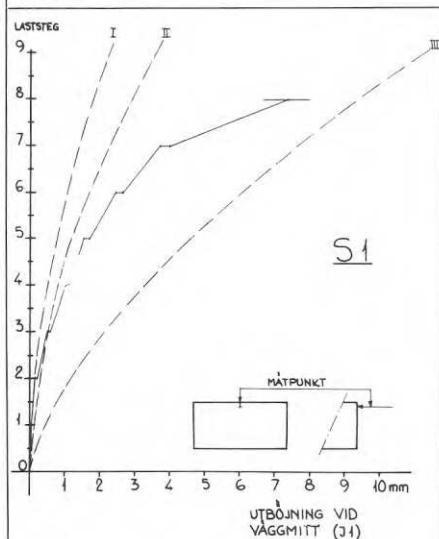


FIG. 6

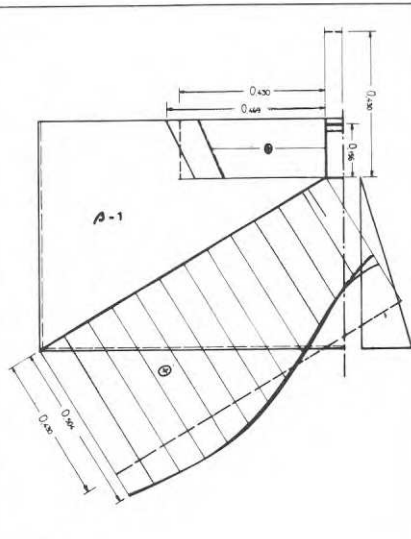


FIG. 8

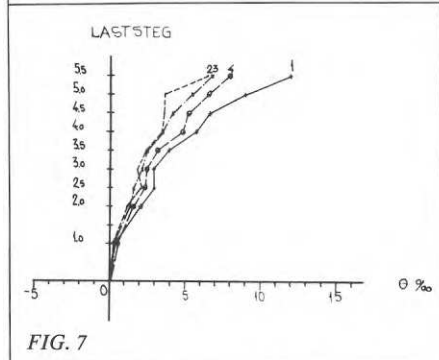


FIG. 7

FIG. 6 Murad vägg. Samband mellan pålagd last och teoretisk och registrerad rörelse av aktuell mätpunkt. För laststeg I har utböjningen antagits vara som för fast inspänd platta.

FIG. 7 Murad vägg. Vinkeländringar Θ på fyra nivåer, vid olika laststeg, i snittet mellan mur och vingmur. Höger knutpunkt.

FIG. 8 Fritt upplagd rektangulär platta (överkanten fri). Brottlinjer med inlagda brottlinjeteoretiska moment (kraftigt streckad rät linje) samt moment enligt elasticitetsteorin i samma snitt för två olika styvhetsantaganden (heldragen linje och linje med streckad följelinje, som i det närmaste sammanfaller vid den böjda momentkurvan). Moment i Mpm/m . Belastningshöjden = $0,75 \times$ vägghöjden.

ningarna. Tre uppläggningsfall bildar utgångspunkten, nämligen fast inspänd, delvis inspänd och fritt upplagd (I, II, III). För små belastningar beter sig väggen som fast inspänd. Denna inspänning löses upp efterhand som belastningen ökas, se FIG. 6. Dock återstår vid brott en väsentlig inspänning från vingmurarna. Knutpunktsverkan analyseras med den vinkeländring (Θ) som utgör skillnaden mellan grundmurens och vingmurens vinkeländringar i horisontalplanet genom knutpunkten. Ett exempel på denna vinkeländring visas i FIG. 7. Som synes kommer upplösningen successivt (murad vägg), medan en skarpare gräns mellan elastiskt och plastiskt område kan konstateras för limmad vägg.

Momentfördelningar

På senare år har man gjort försök att beräkna brottlasten för murade väggar med "brottlinjemetod". Detta har i några fall lett till förvånansvärt fina resultat. Enligt författarnas mening beror detta främst på att elasticitetsteori och plasticitetsteori för "snälla" belastnings- och uppläggningsfall kan ge praktiskt taget överrensstämmande momentfördelningar. I synnerhet gäller detta om man kan räkna elasticitetsteoretiskt på ett delvis sprucket system.

Här undersöks momentfördelningar för olika inspänningsfall och för osprucken platta. En rad intressanta observationer kan därvid göras. Inspänningsmomenten vid basen är mycket stora i jämförelse med fältmomenten och måste därför snabbt leda till uppsprickning. Detta gör det nödvändigt att utesluta inspänningen vid basen från analogiberäkningen med brottlinjer. Slutsatsen stämmer också med rörelsemätningarna under försökserien vilka indikerar att inspänningen vid underkanten snart går förlorad. Vid fri uppläggning av plattan (överkanten fri) är momentfördelningen så jämn att förutsättningar kan finnas för överensstämmelse med brottlinjeteori, se FIG. 8. Därtill kommer att inspänningen i vingmurarna kan tillgodoräknas, i synnerhet som den mildras genom inspänningssnittens delvisa plasticering.

En oinskränkt tillämpning av brottlinjeteori har dock den nackdelen att horisontalsprickan kan hamna högt på plattan medan elasticitetsteori lägger sprickan lågt. Försöksresultaten bekräftar elasticitetsteori.

Slutsats

Slutsatsen blir att initialsprickor bestäms enligt elasticitetsteori. Möjlighet att beräkna resthållfastheten med brottlinjeanalogi föreligger. Denna fråga skall behandlas i en kommande rapport.

Loading tests on foundation walls unsupported at the top edge

Bo Göran Hellers & Sven Sahlin

National Swedish Building Research Summaries

R36: 1972

There is very little information published in specifications and technical literature on brickwork and blockwork structures used below ground level, i.e. foundation walls. Such walls are put up in Sweden in very great numbers every year. The procedure for the dissemination of the results of practical experience gained with this type of structure should therefore be improved.

Work is at present in progress on the preparation of a supplementary standard for brickwork and blockwork structures subjected to lateral loading. The standard is to be based to the greatest possible extent on the results of experiments, and it is therefore important that an outline account of the results of full-scale and other tests should be given.

This report describes an investigation relating to 11 test walls with adjoining wing walls which were subjected to lateral loading of varying intensity.

The appropriate clause of SBN 67 (Swedish Building Standards) reads as follows:

"An external wall of a basement which consists of brickwork or blockwork should, when subjected to earth pressure, be braced by adjoining walls or by some other means. In the case of walls of 20 cm concrete blocks subjected to normal earth pressure bracing is generally required at a maximum spacing of 4–6 m. If an external basement wall is exposed to an earth pressure higher than normal owing to e.g. a high backfill, compaction of the fill next to the wall by means of heavy compaction plant, or a wheel pressure by a vehicle or construction machinery, the bracing of the wall should be given special consideration."

The high incidence of damage in recent years shows that foundation walls are subjected to heavy loading and that specifications do not always guarantee that a structure is safe. It is in particular the intensity of loading which may be underestimated, but inadequate knowledge of the structural behaviour and strength of foundation walls can also give rise to defects.

Tests

This investigation comprises tests of lateral loading on eleven walls of the type shown in FIG. 1, a foundation wall with adjoining wing walls. The top or any other part of the wall was not braced. This is equivalent to a very unfavourable loading condition which has caused serious accidents in practice and should therefore be avoided. The reason why this case was studied is that failure is certain when the wall is subjected to hydrostatic pressure, see FIG. 2. It was assumed that essential features of the

structural behaviour such as degree of clamping, flexural rigidity and susceptibility to cracking would be demonstrated.

Deflections

The dimensions of the walls and the placing of the deflection gauges at five measurement levels are shown in FIG. 3. Gauges are sited close to the corner between the foundation wall and the wing walls in order to record in detail the behaviour of the section where the wall is restrained. Load was applied in stages by increasing the water pressure on the wall. An example of the deflections is shown in FIG. 4 where it will be seen that the effect of the restraint on curvature in the middle of the wall is very small but that structural interaction causes considerable deflection in the wing walls. The theoretical junction point between the walls could move both inwards and outwards.

Crack pattern at failure

The crack pattern associated with failure is exemplified in FIG. 5. Walls with mortar joints fail more gradually than walls with glued joints in which failure is very often sudden. The crack patterns are very regular, the only difference being that in some cases there are two vertical cracks and in other cases only one. This is associated with the degree of clamping and the ratio of the flexural rigidities in the two principal directions.

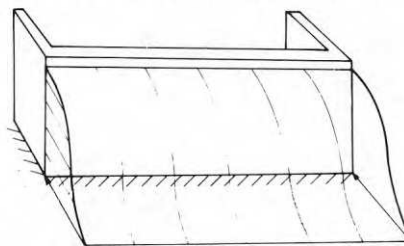


FIG. 1 Foundation wall with adjoining wing walls. Top edge unsupported. Assumed loading due to earth pressure.

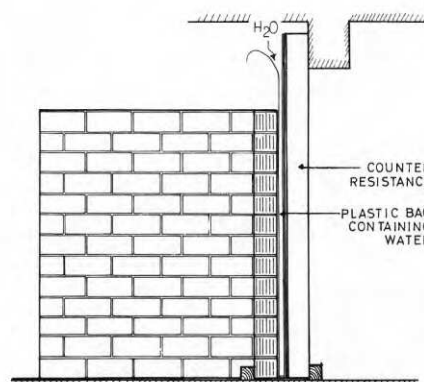


FIG. 2 Rig for testing the wall.

Key words:

foundation walls (lightweight aggregate concrete, lightweight concrete, hollow concrete blocks), cracking load, type of joint (lime mortar, thin mortar, glued)

This report is intended to provide a basis for the supplementary standards for laterally loaded masonry at present being drawn up by the National Swedish Board of Urban Planning.

The report is a revised version of an earlier piece of work done by the authors. Most of the work on this new version has been carried out at the National Swedish Institute for Building Research as part of the project on the relationship between climate and buildings (Project 275).

UDC 69.022.2
624.046
SfB (21)
ISBN 95-540-2060-3

Summary of:

Hellers, B, G & Sahlin, S, 1972, *Belastningsförsök på grundmurar fria i överkanten*. Loading tests on foundation walls unsupported at the top edge. (Statens institut för byggnadsforskning) Stockholm. Report R36:1972, 64 p., ill. 17 Sw. Kr.

The report is in Swedish with Swedish and English summaries.

Distribution:

Svensk Byggtjänst
Box 1403
S-111 84 Stockholm
Sweden

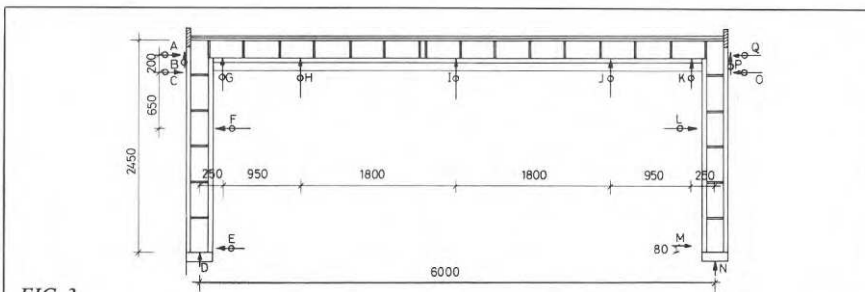


FIG. 3

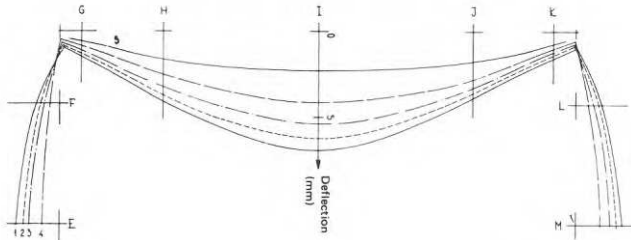


FIG. 4

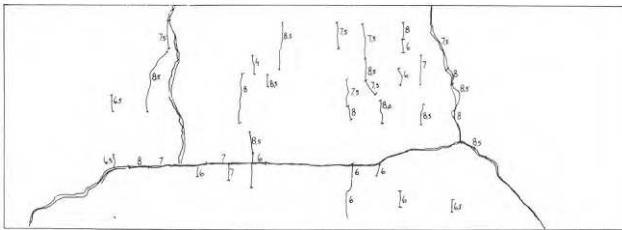


FIG. 5

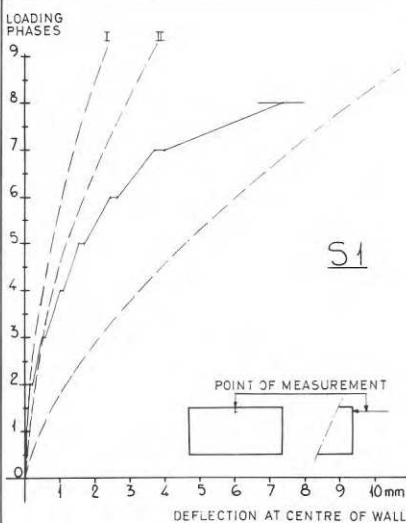


FIG. 6

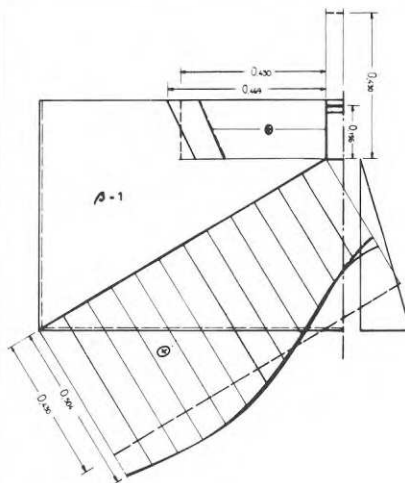


FIG. 8

FIG. 6 Wall with mortar joints. Relationship between applied load and theoretical and recorded deflection of the measurement point in question. The deflection for loading stage 1 has been assumed to be the same as for a fully restrained panel.

FIG. 7 Wall with mortar joints. Changes in angle Θ at four levels in the section between foundation wall and wing wall for different loading stages.

FIG. 8 Simply supported rectangular panel (top edge unsupported). Yield lines with bending moments inserted according to the yield line theory (heavy dashed straight line) and the theory of elasticity in the same section for two different assumptions as to stiffness (full line and full line plus dashed line, which largely coincides in the case of the S-shaped moment curves. Moments given in kNm/m. Loading height = 0,75 \times wall height.

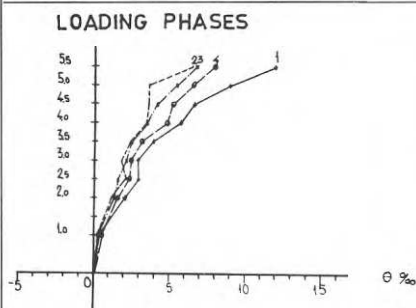


FIG. 7

FIG. 3 Plan of measuring equipment showing placing of dial gauges (A-Q).

FIG. 4 Deflection of a wall (lightweight concrete, bulk density = 500 kg/m³) with glued joints immediately prior to failure.

FIG. 5 Wall with mortar joints. Crack configuration at failure in the middle of the wall. Lightweight aggregate concrete, 25 cm thickness.

The flexural rigidity is approximately analysed by means of the deflection measurements on the basis of three end conditions, fully restrained, partially restrained and simply supported (I, II and III). For small loads the wall behaves as though it were fully restrained. This restraint gradually disappears as the load is increased, see FIG. 6, but considerable restraint due to the wing walls remains at failure. The behaviour of the junction between the walls is analysed on the basis of the change in angle (Θ) which is the difference between the angular changes of the foundation wall and the wing wall respectively in the horizontal plane through the junction. An example of this change in angle is shown in FIG. 7. It will be seen that disappearance of the restraint in a wall with mortar joints is gradual while in a wall with glued joints a more distinct boundary can be discerned between the elastic and plastic regions.

Distributions of the moments

Endeavours have been made in recent years to calculate the ultimate load in walls of brickwork or blockwork with the aid of the yield line theory. In some cases this has produced surprisingly good results. In the opinion of the authors this is chiefly due to the fact that for "favourable" loading and end conditions the theory of elasticity and the theory of plasticity may predict moment distributions that are practically identical. This is particularly the case if the theory of elasticity can be applied to a partially cracked system.

Bending moment distributions applicable to different end conditions and for an uncracked panel are analysed in this case. A number of interesting observations can be made. In comparison with the bending moment in the middle of the wall, the restraining moment at the base is very large and must therefore quickly cause cracking. This necessitates omission of the clamping at the base from the analogy calculation using yield lines. The conclusion agrees with the deflection measurements during the tests, which indicate that the restraint at the base is soon lost. When the panel is simply supported (no support at the top edge) the moment distribution is so uniform that agreement may be accomplished with the yield line theory, see FIG. 8. To this must be added the fact that the restraint due to the wing walls can be taken into account, particularly since this is reduced owing to partial plastic flow in the section where restraint is exercised.

Unrestricted application of the yield line theory has the drawback, however, that the horizontal crack may be situated at a high level in the panel, while the elastic theory predicts a low position for this crack. The results of the tests confirm the elastic theory.

Conclusion

The conclusion is that the initial cracks should be determined on the basis of the elastic theory. There is a possibility of calculating the residual strength according to the yield line analogy. This matter will be dealt with in more detail in a later report.

Rapport R 36:1972

BELASTNINGSFÖRSÖK PÅ GRUNDMURAR FRIA I ÖVERKANTEN

LOADING TESTS ON FOUNDATION WALLS UNSUPPORTED AT THE TOP EDGE

av

Bo Göran Hellers Tekn.lic., Statens Institut för Byggnadsforskning.

Sven Sahlin Professor, Institutionen för Byggnadsstatik, CTH.



Försäljningsintäkterna tillfaller fonden för byggnadsforskning.

Statens institut för byggnadsforskning, Stockholm.
ISBN 91-540-2060-3

Rotobekman Stockholm 1972

Innehållsförteckning

	Sid
Beteckningar	4
Symbols	5
Captions	6
Inledning	9
Jordtryck på en källarmur	11
Belastningsförsök	19
Utböjningar	28
Sprickbildning	33
Böjstyvheter	39
Vinkeländringar	46
Momentfördelningar	51
Slutord	63
Referenser	64

Beteckningar

A, B, C	beteckningar på utböjningskurvor enligt Broms, Rehnman (1968).
a	halva väggbredden
b	vägghöjden
$D (= \frac{Ed^3}{12(1-\nu^2)})$	böjstyvhet per breddenhet för plattan
$D_X(D_x), D_Y(D_y)$	böjstyvhet per breddenhet för böjning i x- resp. y-riktningen
d	väggtjocklek
h	belastningens höjd
m_x, m_y	böjande moment per breddenhet i x- resp. y-riktningen
m_h, m_v	böjande moment (i brottlinjeteoretisk mening) per breddenhet i horisontal resp. vertikal riktning
\bar{p}	upplagsreaktion längs plattans överkant
q_0	belastningsintensitet
S1 - S11	väggbeteckningar
w	utböjning
x, y	koordinater
x	avstånd mellan vertikala sprickor i brottlinjefigur
y	avstånd från underkant till horisontal spricka i brottlinjefigur
$\beta (= \frac{m_v}{m_h})$	förhållande mellan brottmoment
ν	Poisson's tal
$\theta(\theta_v, \theta_h)$	vinkelskillnad i knutpunkt (vänster resp. höger)
φ_{el}	vinkeländring enligt elasticitetsteori på de vertikala ränderna med antagen fri uppläggning längs tre ränder och fri överkant.

A, B, C	symbols used for deflection curves according to Broms, Rehnman (1968)
a	half the width of the wall
b	height of wall
$D (= \frac{Ed^3}{12(1-\nu^2)})$	flexural rigidity of panel per unit width
$D_x(D_x), D_y(D_y)$	flexural rigidity per unit width for deflection in the x and y direction respectively
d	thickness of wall
h	height of loading
m_x, m_y	bending moment per unit width in the x and y direction respectively
m_h, m_v	bending moment (in the yield line theory sense) per unit width in the horizontal and vertical direction respectively
\bar{p}	support reaction along the top edge of the panel
q_0	loading intensity
S1 - S11	wall numbers
w	deflection
x, y	co-ordinates
x	distance between vertical cracks in the yield line pattern
y	distance from bottom edge to horizontal crack in the yield line pattern
$\beta (= \frac{m_v}{m_h})$	ratio of ultimate moments, index v = vertical, h = horizontal
ν	Poisson's ratio
$\theta (\theta_v, \theta_h)$	change in angle at junction between walls LHS and RHS respectively
ϕ_{el}	change in angle according to theory of elasticity along the vertical edges on the assumption that the panel is simply supported along three edges and unsupported at the top edge

- FIG 1. Placing of backfill on basement foundation against foundation wall.
- FIG 2. Foundation wall with unsupported top edge with adjoining wing walls. Assumed loading due to earth pressure.
- FIG 3. Measured earth pressure according to Broms, Rehnman (1968). The test wall has been reproduced together with the wall in this investigation (the Södertälje wall).
- FIG 4. Region where deflections occur according to Broms, Rehnman (1968).
 A = deflection of the end section of a very short wall.
 B = deflection at the middle of a short foundation wall after compaction.
 C = deflection at the middle of a long basement wall without bracing at the top, compacted backfill.
- FIG 5a. Theoretical model of foundation wall with unsupported top edge and all other edges fully clamped. $b/a = 5/6$.
- FIG 5b. Assumed distribution of loading due to earth pressure (see also FIG 3).
- FIG 6a. Moment distribution along the edges of the panel. $b/a = 5/6$.
 $\nu = 0$.
- FIG 6b. Distribution of fixing moment along bottom edge. $b/a = 5/6$.
 $\nu = 0$.
- FIG 7. Deflections at midsection for simply supported and unsupported top edge (other edges fully clamped). $b/a = 5/6$. $\nu = 0$.
 Ex. $a = 3$ m, $d = 0,2$ m.
 $q_0 = 1,25$ kN/m², $E = 100,000$ kN/m²
 $w = 0,0109 q_0 a^4/D = 8,5$ mm; $w = 0,00223 q_0 a^4/D = 1,7$ mm.
- FIG 8. Test rig for wall tests.
- FIG 9. Detail of test rig with dial gauges for recording wall deflections. The figures by the side of the vertical pipe indicate the loading stage and the corresponding water levels.
- FIG 10a. Plan of measuring equipment showing placing of dial gauges.
- FIG 10b. Section. Placing of dial gauges.
- FIG 10c. Section. Placing of dial gauges.
- FIG 11. Test wall with instrument stand and dial gauges.
- FIG 12. Largest recorded deflections prior to failure at five levels according to FIG 10b and FIG 10c.
 a. Walls with mortar joints (S1, S2, S3, S5).
 b. Wall with thin mortar joints (S6).
 c. Walls with glued joints (S4, S7).

- FIG 13. Relationship between applied load and deflection recorded at the middle of the wall.
- FIG 14. The largest deflection of the top edge, which was the last one recorded, during these tests and deflections according to Broms, Rehnman (1968).
- FIG 15. Cracking at failure. Corners between walls which cracked are shown in TABLE 4.
 a. Walls with mortar joints (S1, S2, S3, S5, S9).
 b. Walls with thin mortar joints (S6, S8, S11).
 c. Walls with glued joints (S4, S7, S10).
- FIG 16. Hydrostatic pressure on the walls tested (Södertälje) at cracking and at failure. Uniformly distributed loading attained during tests by Elfgren, Losberg (1968). Measured earth pressures according to FIG 3.
- FIG 17a. Three end conditions. Dimensions as for the test walls.
- FIG 17b. Ratios of deflections of the highest point along the midsection for different assumptions as to stiffness and different heights of the applied load. The ratio for loading stage 1 is 1 ($h/b = 0.25$).
- FIG 18. Relationship between applied load and theoretical and recorded deflection of the measuring point in question. The deflection for loading stage 1 has been assumed to be the same as for a fully restrained panel (Alt. I in FIG 17a).
 a. Walls with mortar joints (S1, S2, S3, S5, S9).
 b. Walls with thin mortar joints (S6, S8, S11).
 c. Walls with glued joints (S4, S7, S10).
- FIG 19. Definition of change in angle θ at junction between walls.
- FIG 20. Changes in angle at four levels (FIGs. 10b and 10c) at the section between the walls.
 a. Walls with mortar joints (S1, S2, S3, S5).
 b. Wall with thin mortar joints (S6).
 c. Walls with glued joints (S4, S7).
- FIG 21. Summary of crack patterns after failure, according to FIGs. 15a-c.
- FIG 22a. Moment distribution for fully restrained bottom edge and side edges.
 $Dy/Dx = 1$
- FIG 22b. Moment distribution for fully restrained bottom edge and side edges.
 $Dy/Dx = 0.578$
- FIG 23a. Moment distribution for simply supported bottom edge and side edges.
 $Dy/Dx = 1$
- FIG 23b. Moment distribution for simply supported bottom edge and side edges.
 $Dy/Dx = 0.578$

- FIG 24. Calculation of crack spacing by means of the yield line theory.
- FIG 25a. Simply supported panel (top edge unsupported). Yield lines with bending moments according to the yield line theory and the theory of elasticity drawn in.
Full line, $Dy/Dx = 0.578$
Dashed line, $Dy/Dx = 1$
Heavy dashed line, bending moment according to the yield line theory.
Bending moments in kNm/m. $h/b = 3/8$.
- FIG 25b. Simply supported panel (top edge unsupported). Yield lines with bending moments according to the yield line theory and the theory of elasticity drawn in.
Full line, $Dy/Dx = 0.578$
Dashed line, $Dy/Dx = 1$
Heavy dashed line, bending moment according to the yield line theory.
Bending moments in kNm/m. $h/b = 6/8$.
- FIG 26a. Bending moment at midsection according to the theory of elasticity. Simply supported panel (top edge unsupported). $Dy/Dx = 1$
- FIG 26b. Bending moment at midsection according to the theory of elasticity. Simply supported panel (top edge unsupported). $Dy/Dx = 0.578$
- FIG 27. Height to horizontal crack level as a function of the height of the applied load for the yield line theory and the theory of elasticity (maximum bending moments). Test results (according to FIGs. 15a-c and TABLE 3) drawn in.

TABLE 1. Loading stages during the tests.

TABLE 2. Wall materials used during the tests.

TABLE 3. Strength data according to tests for the walls.

TABLE 4. Results of an investigation into interaction between foundation wall and wing wall on failure of the wall structure.

TABLE 5. Flexural rigidities and moduli of elasticity according to tests (stiffness ratios assumed).

TABLE 6. Elastic change in angle φ_{e1} at level 1. Bottom edge and side edges (those adjacent to wing walls) simply supported, top edge unsupported. Flexural rigidities in the two principal directions assumed to be equal. The moduli of elasticity according to the table.

Inledning

Denna utredning utgör en bearbetning av ett tidigare arbete, utfört under 1967-1968 på uppdrag av AB Lättbetong. Arbetet hade till syfte att utröna murade och limmade källarväggars bärförmåga för sidobelastningar av typen jordtryck.

Författarna arbetade tidigare båda på Institutionen för Byggnadsstatik, KTH. Det aktuella uppdraget gällde en frågeställning av betydelse för normarbetet på murverkskonstruktioner, som institutionen tidigare intresserat sig för.

I den pågående diskussionen om norm för sidobelastade murverkskonstruktioner behövs erfarenhetsredovisningar av alla slag. Därför har denna bearbetning av en tidigare utredning ansetts önskvärd. Dess publicering anser vi angelägen för att bredda diskussionen på ett område som får anses eftersatt ur forskningssynpunkt.

Det ursprungliga syftet med utredningen var främst att denna skulle ingå i AB Lättbetongs utvecklingsarbete på grundmursområdet. Så har också skett.

Vissa konstruktioner som här finns med är numera inaktuella, andra har tillkommit. Ett val av murmaterial kan alltså inte baseras på dessa försöksresultat. Meningen med denna redovisning är därför inte att ställa olika material och konstruktioner mot varandra utan att framhålla det för alla grundmurar gemensamma ur deformationssynpunkt, brottsynpunkt och med avseende på beräkningsmetod.

Antalet skadefall på källargrunder har varit stort på senare år. Det visar allmänt att källarkonstruktioner är hårt utnyttjade, i synnerhet om man beaktar de lastfall som kan uppstå av rörliga maskiner i källarens närhet. Kolm (1971) har i en dubbelartikel redovisat ett examensarbete om källarväggar i småhus, där han påpekar bristen på regler för väggarnas dimensionering. Några artiklar om praktiska lösningar och om uppkommande jordtryck har sammanställts i Broms, Rehnman (1968).

Detta arbete har i huvudsak utförts vid Siporex centrallaboratorium i Södertälje (försöksdelen) av personal från AB Lättbetong, AB Bostadsforskning och institutionen för byggnadsstatik, KTH under ledning av

Hellers. Bearbetningen av materialet (rapportdelen) har skett som underlag för det normsupplement för sidobelastade murverk som för närvarande utarbetas inom Statens Planverk. Bearbetningen har huvudsakligen gjorts vid Statens institut för byggnadsforskning inom ramen för projektet relationer mellan klimat och bebyggelse (projektnummer 275). I planeringen och redovisningen av resultaten har även Sahlin medverkat. Under arbetets gång har kontakter och diskussioner hållits med teknisk personal från AB Lättbetong och Siporex centrallaboratorium samt AB Bostadsforskning. Vidare har Bengt Jahnsen från Institutionen för Byggnadsstatik, KTH, laboratorium medverkat vid provningarna, medan murning och provningsanordning har utförts genom AB Lättbetongs försorg.

En del av det numeriska arbetet har utförts av dåvarande civ.ing. Håkan Sundquist, Institutionen för Byggnadsstatik, KTH. Till detta kommer en värdefull insats på utvärdering av försöksdata som ombesörjts av fil. kand. Sven-Erik Olofsson, Statens Institution för Byggnadsforskning, Metodgruppen. Figurer har renritats av ing. Janis Kajaks.

AB Lättbetong har välvilligt ställt försöksmaterialet till vårt förfogande. Övering. Lars Aldrin har godkänt rapportens utgivning i föreliggande skick.

Omvandling till SI-enheter

I rapporten har genomgående det äldre tekniska måttssystemet använts med M_p och M_p/m^2 . Då en övergång till SI-systemet är nära förestående i Sverige ges här motsvarande mått i SI-enheter.

$$1 \text{ kp} = 9,81 \text{ N} \sim 10 \text{ N}$$

$$1 \text{ Mp} = 981 \text{ N} \sim 1 \text{ kN}$$

$$1 \text{ Mp}/m^2 \sim 1 \text{ kN}/m^2$$

Jordtryck på en källarmur

En konventionell källarmur under ett småhus visas i FIG 1. På utsidan har återfyllnad skett med kapillärbrytande material. Markytan lutar utåt för att avrinningen skall bli så stor som möjligt. I botten på återfyllningen ligger två dräneringsrör.

Mycket ofta används utrymmet i källaren som bostadsutrymme. Detta medför önskemål om ljus och ventilation. Det kan ordnas med fönster i murens övre del med anslutning mot bjälklaget. Därvid försämras uppläggnings för grundmuren i överkanten. En effektiv uppläggning fordrar ett förband mellan mur och bjälklag som kan överföra upplagstrycket. Som gränsfall kan man behandla grundmuren utan uppläggning i överkanten men med påfört jordtryck, se FIG 2. Gränsfallet kan också svara mot ett speciellt byggnadsskede, innan bjälklaget lagts på. I allmänhet undviker man dock att återfylla i detta skede. Om man likväl skulle tvingas till det, för att t.ex. undvika frysning under bottenplattan bör muren för säkerhets skull stagas oeftergivligt inifrån.

Det är mycket angeläget att inskräpa kravet på säkerhet vid varje arbetsmoment med återfyllning liksom vid lansering av bjälklagselement från fordon och liknande. Jordtrycken kan bli mycket stora, instörtning i grund är en allvarlig risk, vilket bl.a. en inträffad dödsolycka visar.

I en uppsats av Broms, Rehnman (1968) redovisas uppmätta jordtryck mot källarmurar av lättklinkerblock. Resultaten kan i grova drag sammanfattas enligt FIG 3 och FIG 4.

Motsvarande mätningar har gjorts av SGI i Täbyområdet på murade källarväggar av lättbetongblock med utvändig isolering av mineralull. Resultaten ges i Broms, Rehnman (1972). Undersökningar av temperaturberoende rörelser för denna väggtyp har utförts av Statens Institut för Byggnadsforskning. Resultat från dessa undersökningar har ännu ej publicerats.

I FIG 3 visas ungefärligt område för de uppmätta jordtrycken, enligt Broms, Rehnman (1968), som varierar från något under 1 Mp/m^2 upp till ca 2 Mp/m^2 på 2,5 meters djup.

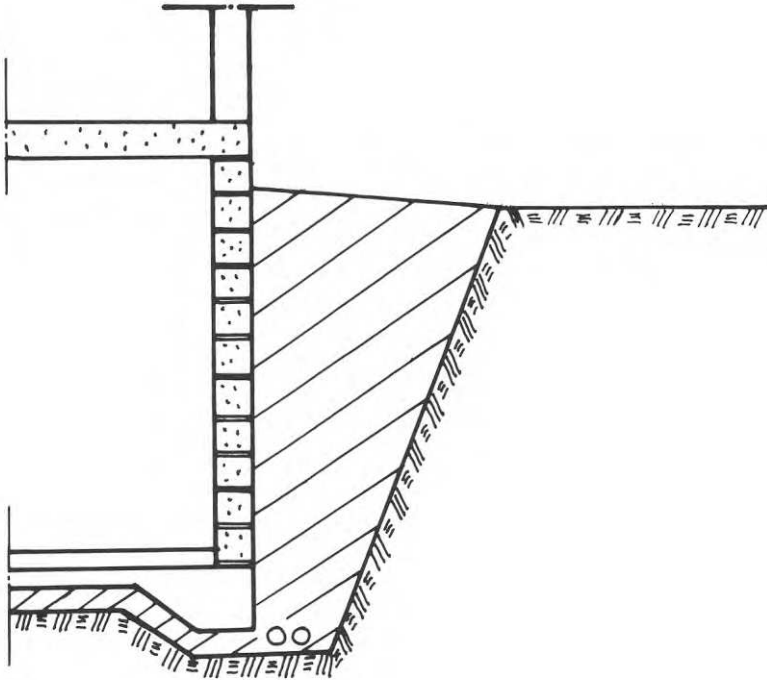


FIG 1. Återfyllning av källargrund mot grundmur.

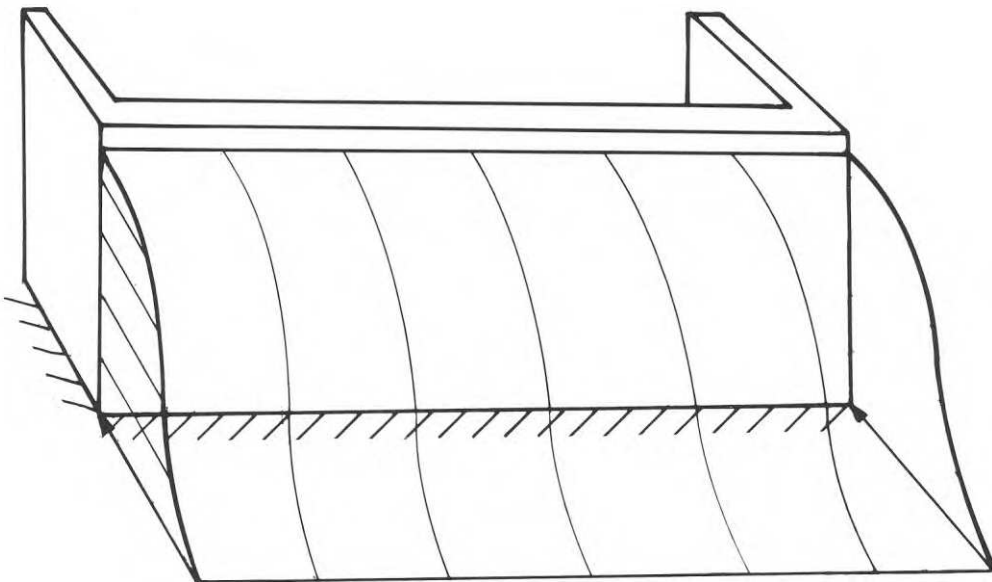


FIG 2. Grundmur med tillhörande vingmurar, fria i överkanten.
Antagen belastning av jordtryck.

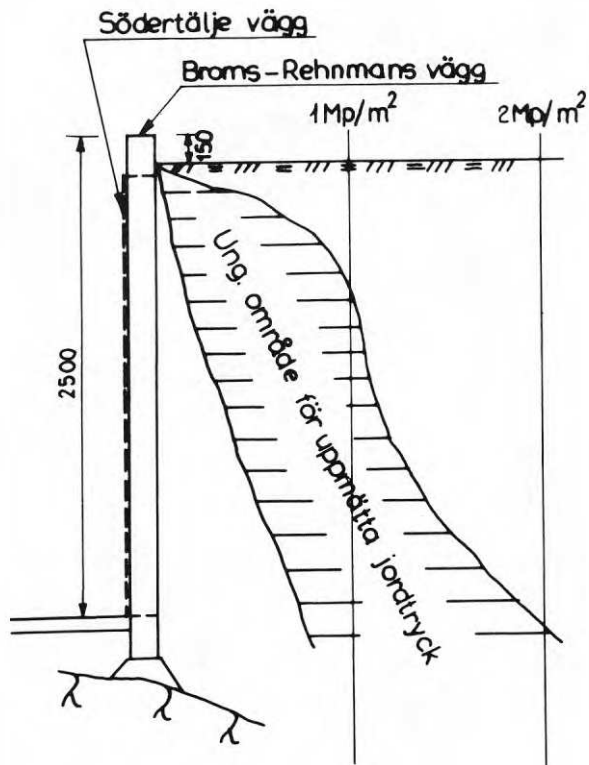


FIG 3. Uppmätta jordtryck enligt Broms, Rehman (1968).
 Provväggen har återgivits tillsammans med väggen i
 föreliggande undersökning (Södertälje vägg).

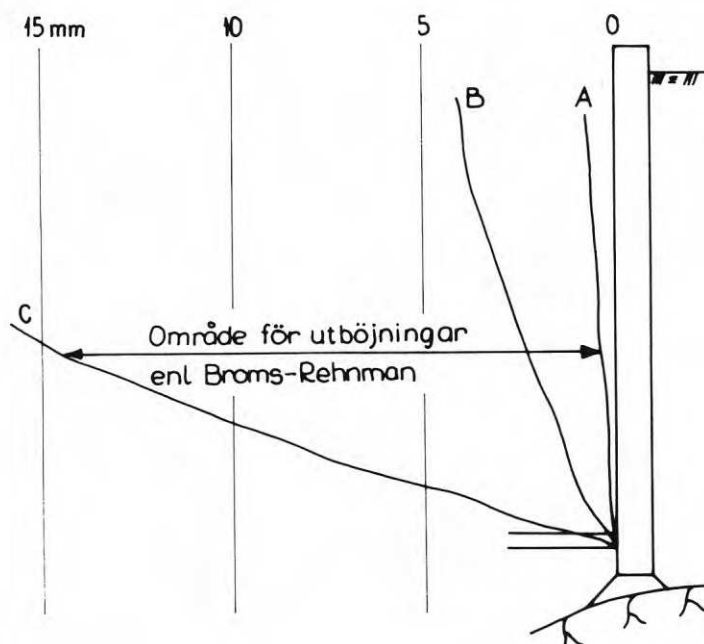


FIG 4. Område för utböjningar enligt Broms, Rehman (1968).
 A = utböjning av en mycket kort väggs ändsektion
 B = utböjning mitt på kortare grundmur efter packning
 C = utböjning i mitten av lång källarvägg utan övre stagning,
 packad återfyllning.

På 0,5 meters djup är variationen från 0,1 till hela 1 Mp/m². De högre värdena hänför sig till packad återfyllnad med en bandtraktor körande i närheten av grundmuren. Det är angeläget att framhålla hur stora dessa jordtryck är. Intensiteterna överträffar t.o.m. de belastningar för vilka grova armerade betongbjälklag dimensioneras. Det är mycket begärt att oarmerat murverk skall kunna klara detta.

I FIG 4 redovisas utböjningarnas storlek i tre kurvor A, B och C. De flesta mätningar faller mellan A och C. Kurva A representerar utböjningarna för en mycket kort väggs ändsektion, där således utböjningarna till stor del är förhindrade av tvärgående väggar. Kurva B representerar ett ungefärligt värde på utböjningarna mitt på en kortare grundmur efter packning av återfyllnadsmassorna. Kurva C gäller för en sju meter lång källarvägg utan stagnering i överkant motfylld med packad sand. Maximibeloppet för rörelsen enligt C uppgår till ca 20 mm. Denna stora rörelse kan endast, utan att svåra skador uppstår, upptas om grundmuren är armerad.

Det kan vara värdefullt att här ge ett beräkningsexempel med utgångspunkt från konventionella antaganden, se FIG 5a. Grundmuren antas fri i överkanten men fast inspänd längs övriga ränder. Huruvida detta senaste antagande är rimligt skall utförligt diskuteras längre fram vid tolkningen av erhållna försöksresultat.

Böjstyvhetera förutsätts lika i båda huvudriktningar. Tvärkontraktionen sätts till noll. Belastningen antas med stöd av erfarenheterna enligt FIG 3 ha formen som i FIG 5b.

Resultterande böjmoment i vissa karakteristiska snitt redovisas i FIG 6a och FIG 6b. De största inspänningsmomenten är av samma storleksordning för det horisontala som för de vertikala inspänningssnitten. Det är också värt att notera hur stort det största inspänningsmomentet är jämfört med fältmomenten (se FIG 6a nedre fördelningen). Till detta förhållande finns det skäl att återvända längre fram.

Utböjningen i mittnittet visas i FIG 7. Två uppläggningsfall för plattans överkant har där tagits med för jämförelse, fri överkant och fritt upplagd överkant. Det är inte överraskande att den maximala utböjningen

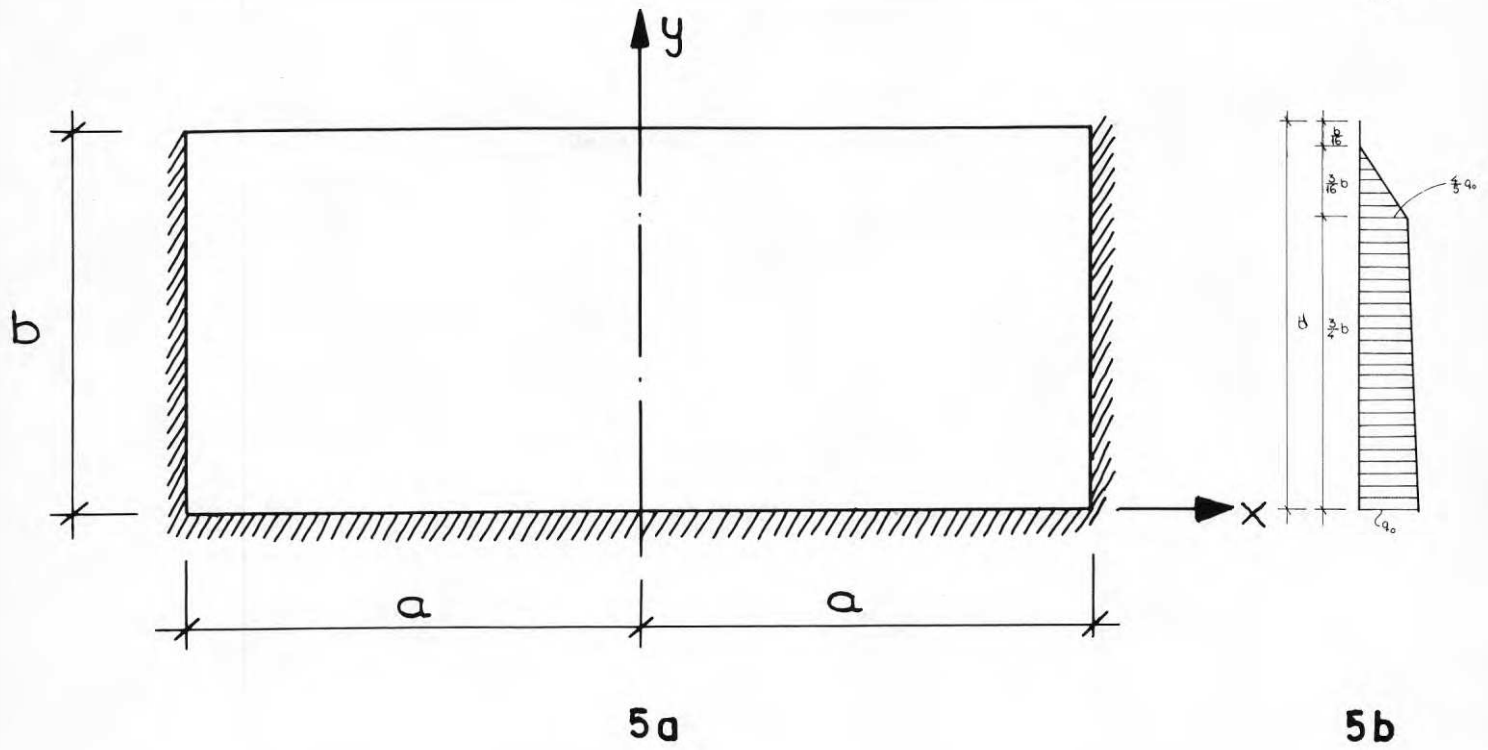


FIG 5a. Teoretisk modell för grundmur, fri i överkanten, för övrigt fast inspänd. $b/a = 5/6$.

FIG 5b. Antagen fördelning av belastning av jordtryck (jfr. FIG 3).

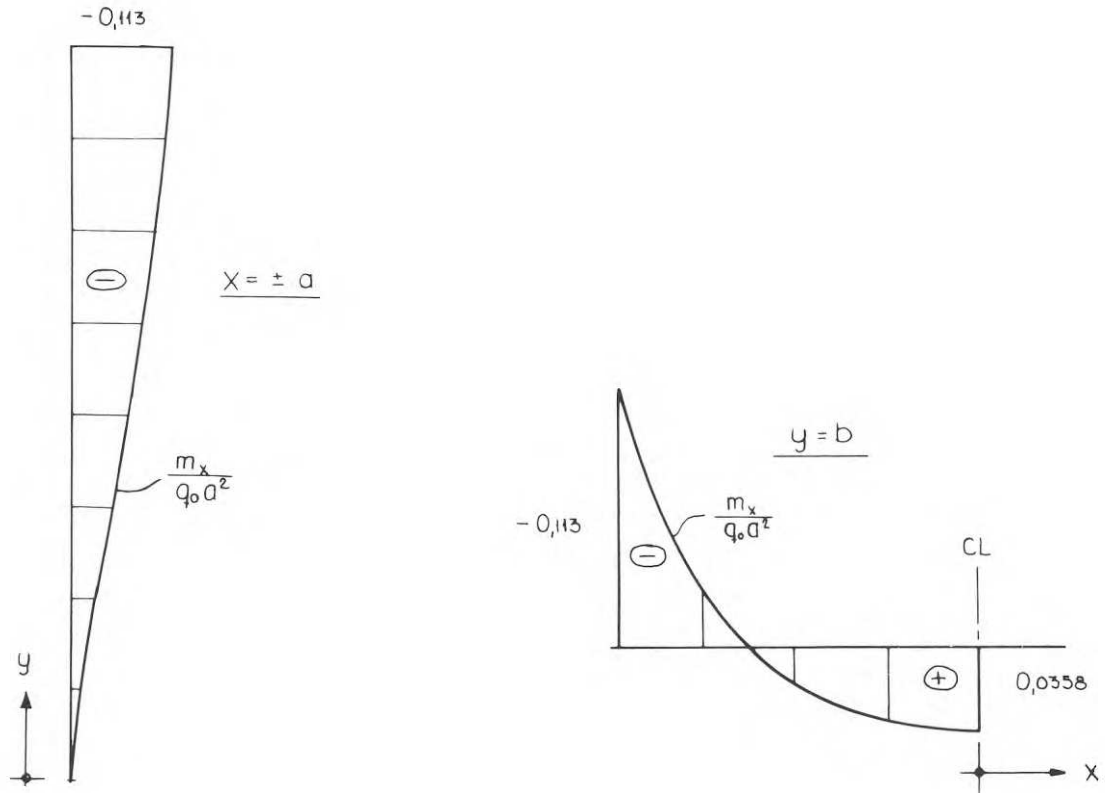


FIG 6a. Momentfördelning längs plattans ränder. $b/a = 5/6$. $\nu = 0$.

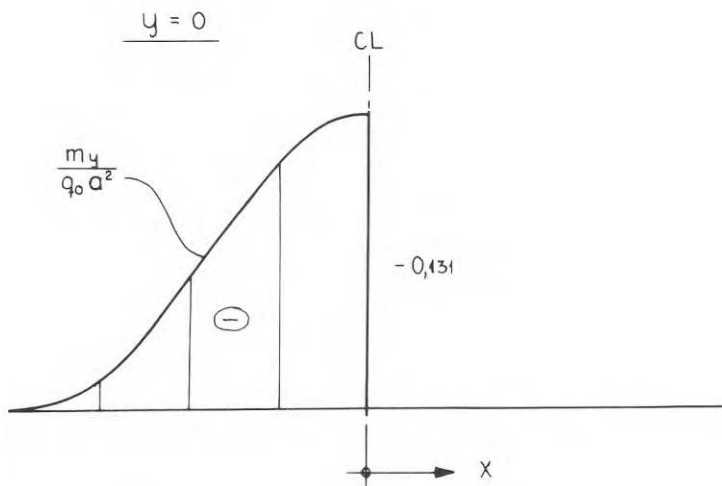


FIG 6b. Fördelning av inspänningsmoment längs undre inspänningsrand. $b/a = 5/6$. $\nu = 0$.

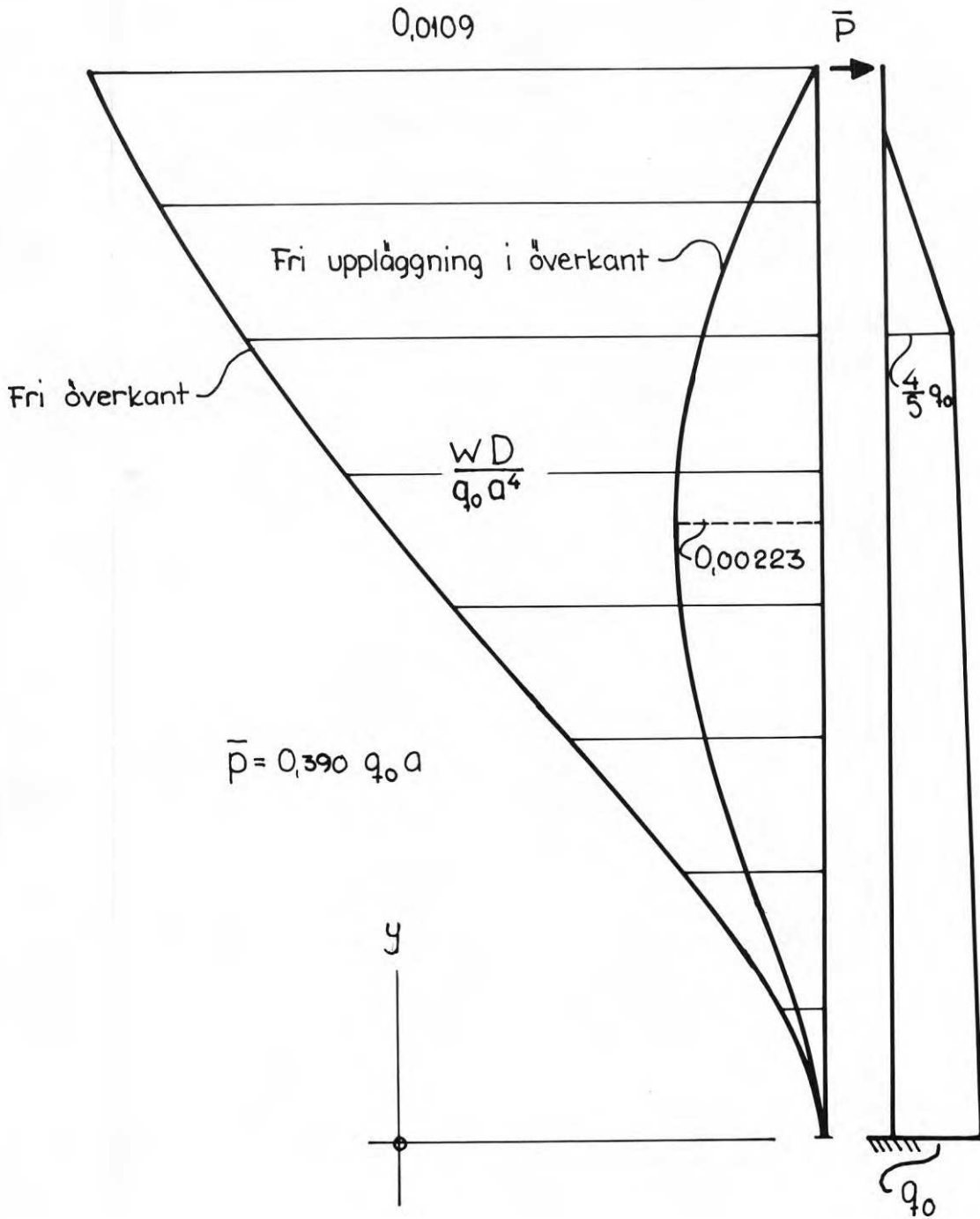


FIG 7. Utböjningar av mittsnittet vid fritt upplagd resp. fri överkant (övriga ränder fast inspända). $b/a = 5/6$. $\nu = 0$.

Ex. $a = 3$ m, $d = 0,2$ m,

$q_0 = 1,25$ Mp/m², $E = 100.000$ Mp/m²

$w = 0,0109 q_0 a^4/D = 8,5$ mm; $w = 0,00223 q_0 a^4/D = 1,7$ mm

blir så mycket större i det förra fallet än i det senare.

Med t.ex. $q_0 = 1,25 \text{ Mp/m}^2$, $E = 100.000 \text{ Mp/m}^2$ fås för den fria överkanten en maximal utböjning

$$w = 0,0109 q_0 a^4 / D = 8,5 \text{ mm}, \quad (1a)$$

medan maximala utböjningen vid fri uppläggning av överkanten blir

$$w = 0,00223 q_0 a^4 / D = 1,7 \text{ mm}. \quad (1b)$$

Belastningsförsök

En serie på 11 väggar provades med sidobelastning på Siporex Centrallaboratorium i Södertälje. Provningsanordningen visas schematiskt i FIG 8. Den bestod av en på platsen byggd trävägg med stöd mot stående reglar. En plastpåse i spalten mellan träväggen och provväggen kunde vattenfyllas för påförande av belastning (triangulär). Detaljer i provningsanordningen, i synnerhet gäller det fundamentet, framgår av ritning nr 2-3555 från AB Bostadsforskning, Stockholm.

Ett hörnparti av vägg och provningsanordning visas i FIG 9. Där syns också det stativ för mätning av tre rörelser i vägghörn vilka anges i FIG 10a

Väggarna murades (limmades) i förband med vingmurar som verkar som upplag och ger inspänning. Väggarna provades med fri överkant. Väggarna uppfördes på provstället inomhus och i rumstemperatur. Åldern vid provningen var genomgående 14 dagar. Provningsen för varje vägg tog 2 - 3 dagar.

Geometriska mått framgår av FIG 10a där en plan av provväggen visas med angivande av mätsnitt för mätning av väggens rörelser. Härtill användes vanliga mätur med mätområde från 10 till 50 mm. Dessa var monterade på vertikala stativ. Mätarens placering i höjddled framgår av FIG 10b och FIG 10c. Skillnaden i placering beror på liggfogarnas lägen. Mätpunkterna var ungefär centriskt placerade på murblocken. Vingmur och en del av väggen med stativ och mätur visas i ett exempel i FIG 11.

Antalet mätpunkter var ungefär 50. En koncentration av mätpunkter gjordes till inspänningssnitten mellan vägg och vingmurar för att knutpunkternas rörelser och vinkeländringar (skillnader mellan de anslutande väggarnas vinkeländringar i knutpunkterna) skulle kunna mätas där.

Vattentrycket påfördes i laststeg som svarar mot sextondelar av totala lastresultanten vid vattenhöjden lika med vägghöjden (226,5 cm). Innebörden framgår av TAB 1. Vid låg brottlast förekom även påförande av vattentryck i halva laststeg. På varje lastnivå gjordes två avläsningar av mätaren med 10 min mellanrum. Höjning av lastnivån med ett laststeg tog 15 min, med ett halvt laststeg 10 min.

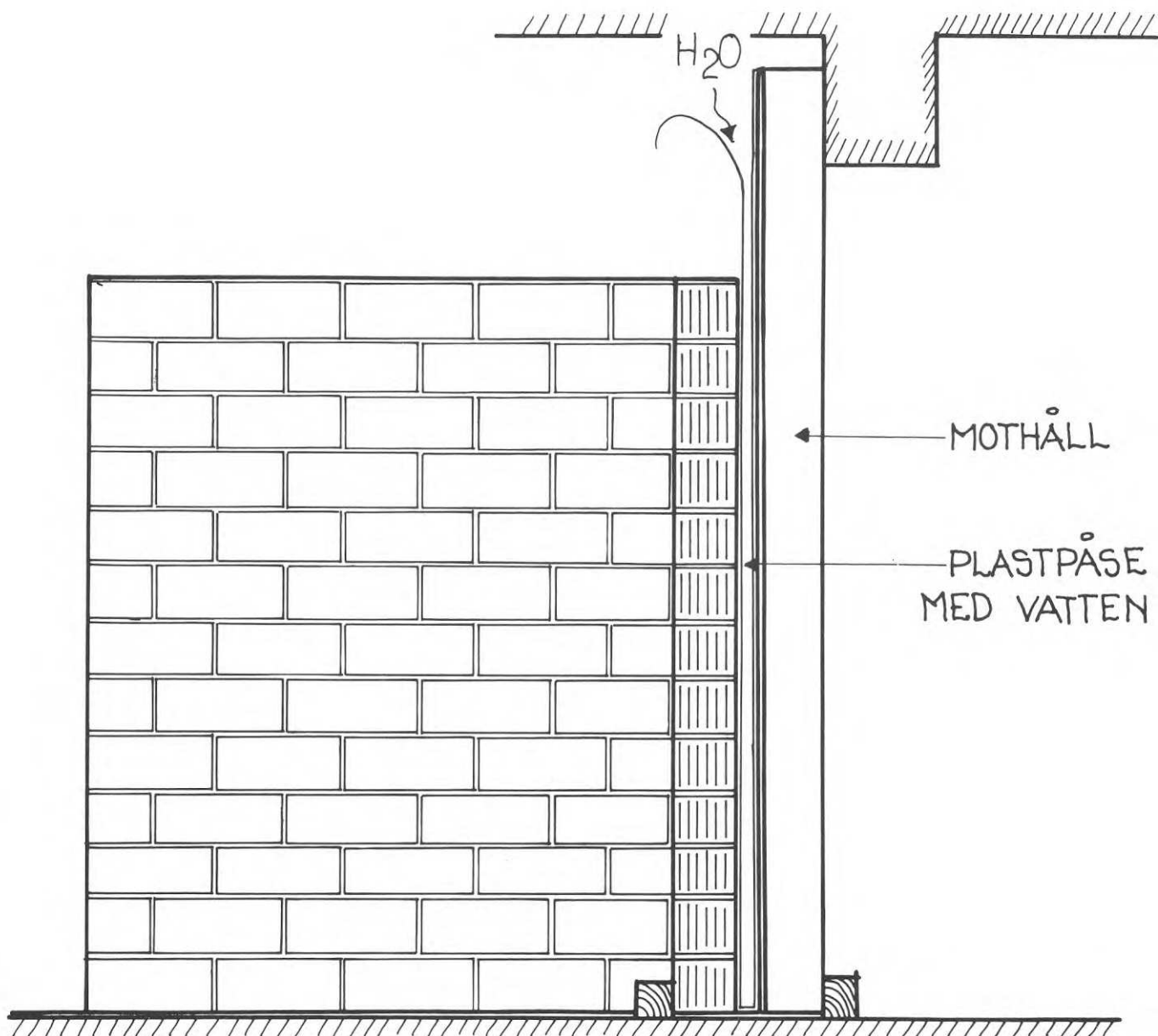


FIG 8. Försöksanordning vid provning av vägg.



FIG 9. Detalj av försöksanordning med mätur för registrering av väggrörelser. Siffrorna vid stigröret anger laststeg och motsvarande vattennivåer.

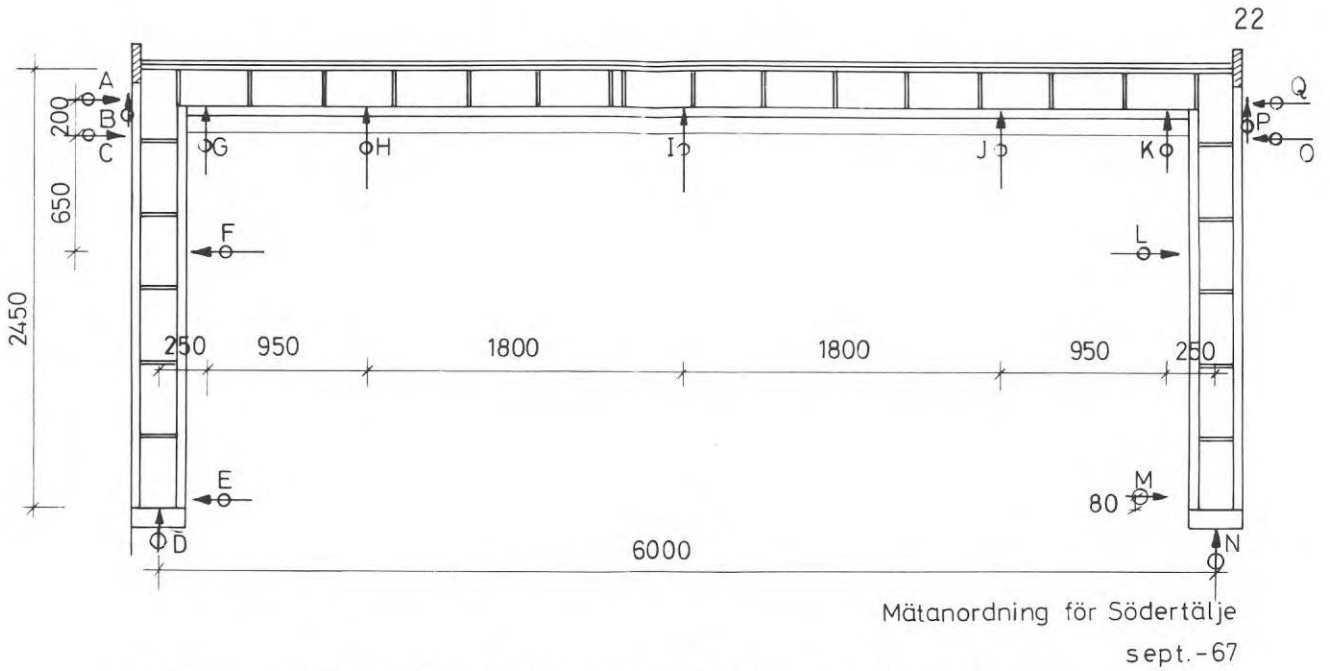


FIG 10a. Mätanordning i plan med placering av mätur (A - Q).

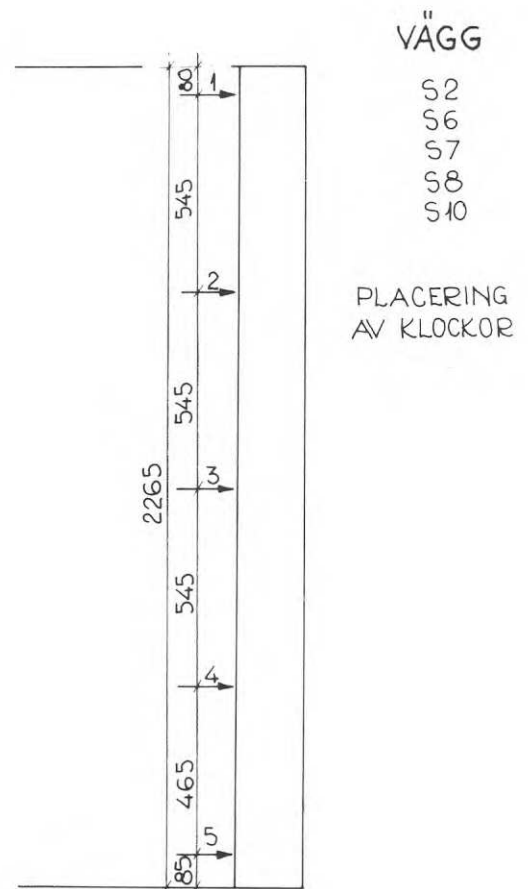
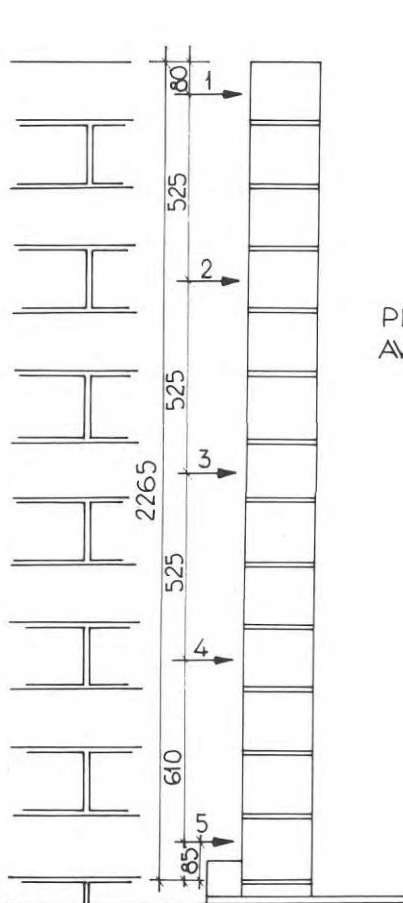


FIG 10b. Sektion. Placering av mätur.

FIG 10c. Sektion. Placering av mätur.

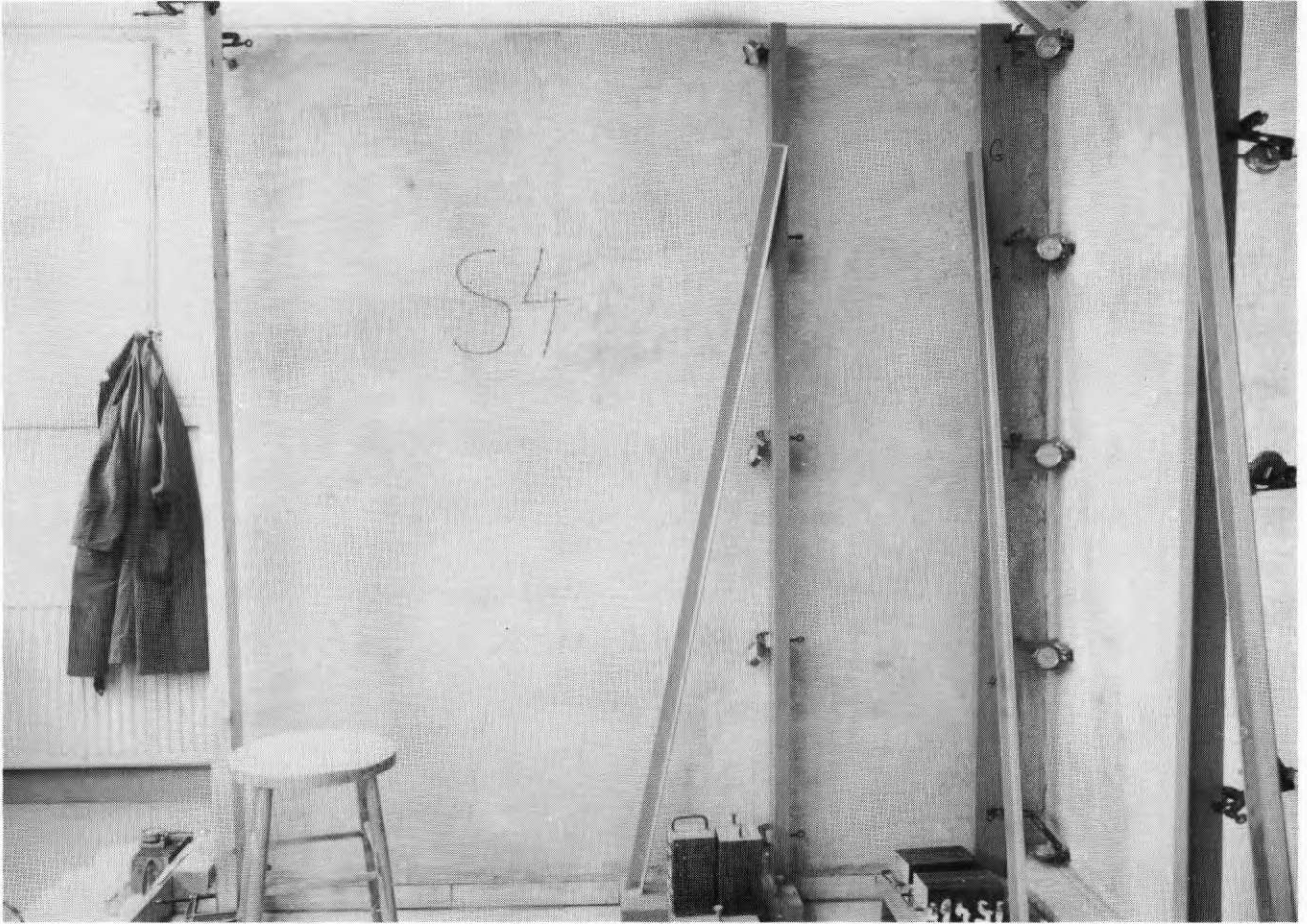
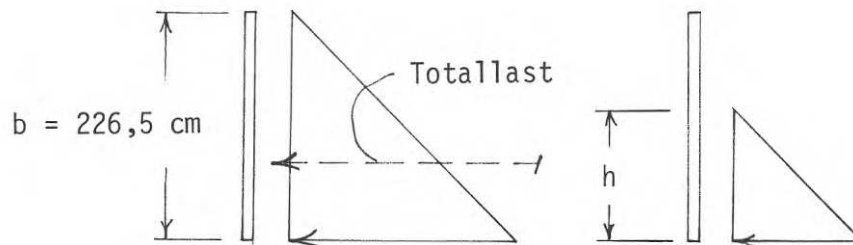


FIG 11. Provvägg med ställningar och mätur.

TAB 1



Del av totallast	Laststeg	Belastningshöjd h cm	h/b
1/16	1	57	0,25
2/16	2	80	0,35
3/16	3	98	0,43
4/16	4	113	0,50
5/16	5	127	0,56
6/16	6	139	0,61
7/16	7	150	0,66
8/16	8	160	0,71
9/16	9	170	0,75

TAB 1. Laststeg i försöken.

Den högsta nivå som nåddes vid brott låg vid tre fjärdedelar av vägghöjden (laststeg 9).

De till väggarna använda materialen, stenmaterial och fogmaterial, anges i TAB 2.

Med brotthållfasthet avses stenmateriallets brotthållfasthet angivet som medelvärde för tre prov i materialets starkaste riktning. Gasbetongmaterialet (lättbetong) har provats med kubprov (15 x 15 x 15 cm) av Siporex Centrallaboratorium, övriga har provats i hela block mellan träfiberplattor i press på Institutionen för Byggnadsstatik, KTH.

Vägg S 8 fick ett bättre arbetutförande än S6 men var i övrigt lika (dock visade kubhållfastheten högre värde för S8).

Bruk och lim har tillretts på Siporex Centrallaboratorium av laboratoriets personal.

I TAB 3 anges belastning och utböjning vid brott liksom bottentryck vid första spricka. Lastresultanten verkar på en tredjedel av belastningshöjden.

Det påförda vattentrycket efterliknar inte särskilt bra, i synnerhet inte vid låga belastningshöjder, det verkligt förekommande jordtrycket vid normal återfyllningshöjd men det är vattentryckets karaktär av horisontalbelastning som här är väsentlig. Konstruktionerna skall värderas för denna belastningstyp och värderingarna skall kunna tillämpas för t.ex. jordtryck. I verkligheten stiger trycket mot botten - dock inte så starkt som vattentrycket.

TAB 2

Litt	Sten	Format tjockl x längd x höjd	Brotthåll- fasthet	Fogmaterial
S 1	Betonghålst	20 x 40 x 16,5 cm	53,6 kp/cm ²	Murning (KC 11/4)
S 2	Lättbetong 0,5	20 x 50 x 25 "	32,8 "	Murning (KC 11/4)
S 5	Lättbetong 0,65	20 x 50 x 25 "	64,3 "	Murning (KC 11/4)
S 3	Lättklinker	20 x 50 x 25 "	31,3 "	Murning (KC 11/4)
S 9	Lättklinker	25 x 50 x 25 "	26,0 "	Murning (KC 11/4)
S 6	Lättbetong 0,5	20 x 60 x 20 "	28,8 "	Tunnfogsmurning
S 8	Lättbetong 0,5	20 x 60 x 20 "	37,7 "	Tunnfogsmurning
S 11	Lättbetong 0,65 ¹⁾	20 x 60 x 20 "	61,0 "	Tunnfogsmurning
S 4	Lättbetong 0,5	20 x 75 x 20 "	35,9 "	Limning (rött lim)
S 7	Lättbetong 0,65	20 x 75 x 20 "	63,1 "	Limning (rött lim)
S 10	Lättbetong 0,65	25 x 75 x 20 "	58,0 "	Limning (rött lim)

1) Experimentbruk.

TAB 2. Sammanställning av vid försöken använt väggmaterial.

TAB 3

Litt	Sten	Väggjocklek	Fogmaterial	Lastresultant vid brott	Bottentryck vid brott	Max utböjning vid brott	Bottentryck vid första spricka
S 1	Betonghålst	20 cm	Murning (KC 11/4)	1,28 Mp/m	1,60 Mp/m ²	7,4 mm	1,13 Mp/m ²
S 2	Lättbetong 0,5	20 "	Murning (KC 11/4)	0,64 "	1,13 "	~7 "	0,91 "
S 5	Lättbetong 0,65	20 "	Murning (KC 11/4)	0,66 "	1,15 "	~7 "	0,98 "
S 3	Lättklinker	20 "	Murning (KC 11/4)	0,96 "	1,39 "	9,7 "	1,33 "
S 9	Lättklinker	25 "	Murning (KC 11/4)	1,43 "	1,69 "	~7 "	1,39 "
S 6	Lättbetong 0,5	20 "	Tunnfogsmurning	0,56 "	1,06 "	~4 "	1,04 "
S 8	Lättbetong 0,5	20 "	Tunnfogsmurning	0,58 "	1,07 "	~5,6 "	0,98 "
S 11	Lättbetong 0,65 ¹⁾	20 "	Tunnfogsmurning	0,81 "	1,27 "	~4,2 "	1,20 "
S 4	Lättbetong 0,5	20 "	Limning (rött lim)	0,79 "	1,25 "	~8 "	0,98 "
S 7	Lättbetong 0,65	20 "	Limning (rött lim)	0,96 "	1,39 "	~8 "	1,33 "
S 10	Lättbetong 0,65	25 "	Limning (rött lim)	1,27 "	1,59 "	~6 "	1,59 "

1) Experimentbruk.

TAB 3. Hållfasthetsuppgifter för de provade väggarna enligt utförda försök.

Utböjningar

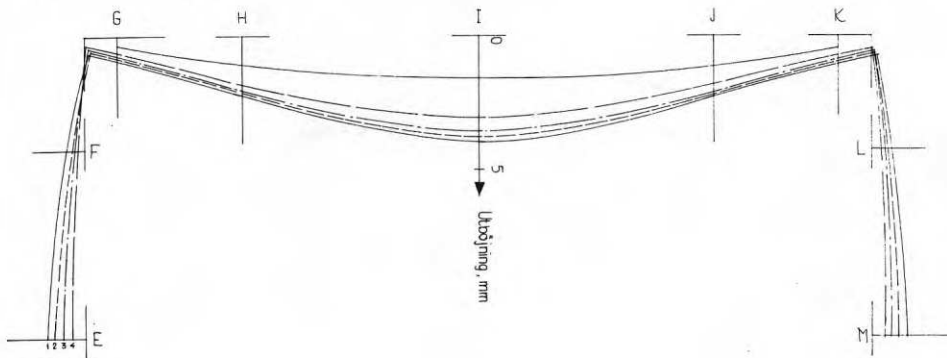
På de sju första väggarna gjordes mätningar i full utsträckning. Utböjningarna kan då visas i detalj, se FIG 12. Utböjningskurvorna gäller de fem horisontala mätsnitten enligt FIG 10b och FIG 10c vid en lastnivå strax före brott. Det framgår att utböjningsbilderna är tämligen lika för alla väggarna, några kommentarer kan göras om väggarna i allmänhet. Kurva 5 finns bara på långsidan, den visar rörelsen nära väggens uppläggning på provningsanordningen. Eftersom alla rörelser mättes relativt golvet är rörelsen enligt kurva 5 sammansatt av provningsanordningens och väggens rörelser. Provningsanordningen var visserligen inte särskilt styv men den stora rörelse enligt kurva 5 kan endast förklaras med väggens rotation längs den nedre randen. Detta gäller alltså vid en lastnivå strax före brott. Vid denna nivå var de flesta väggarna spruckna, vilket kan utläsas ur utböjningsbilderna och sprickfigurerna Enligt FIG 15a-c.

Rotationerna längs den undre randen sker sannolikt också i praktiken beroende på att inspänningen upplösas av krympsprickor (cementbruk) eller är helt försumbar (pappisolering).

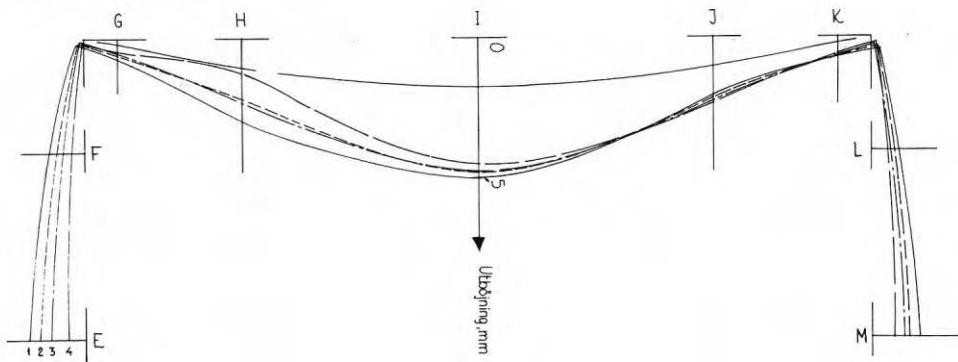
Inspänningen i vingmurarna ger nollmoment och inflektionspunkt en bit in på väggspannet. Effekten av inspänningen tycks dock överlag vara begränsad.

Hörnen kan röra sig såväl inåt som utåt i långa väggens plan. Vingmurarna böjer entydigt utåt. Sambandet mellan utböjningen på högsta mät-nivån i mittnittet (I 1) och påförd belastning visas i FIG 13 för samtliga provade väggar. Där framgår att man grovt kan tala om två styv-hetskategorier för väggarna. Rörelserna är tilltagande på ett regelbundet och väntat sätt.

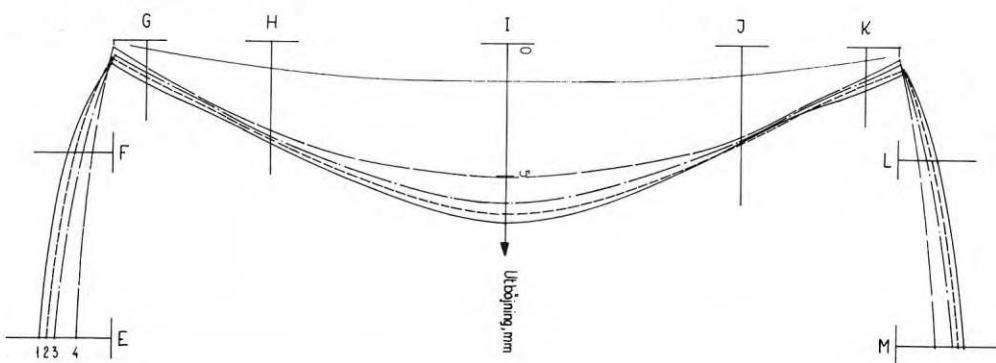
I FIG 14 har de största utböjningarna från försöken sammanställts med utböjningskurvorna från de praktiska fallen enligt Broms, Rehnman (1968). Kurvor A och B gäller oarmerade alternativ. Man kan konstatera att jordtrycket i praktiken kvarstår även vid rörelser som för provväggarna medfört brott.



S2 LÄTTBETONG 0,5



S5 LÄTTBETONG 0,65



S3 LÄTTKLINKER

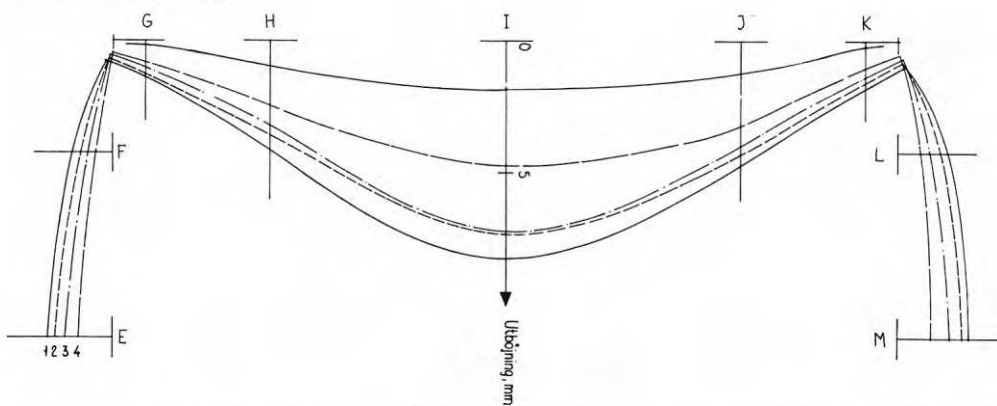


FIG 12a. Murade väggar (S 1, S 2, S 5, S 3). Största registrerade rörelser före brott på fem nivåer enligt FIG 10b och FIG 10c.

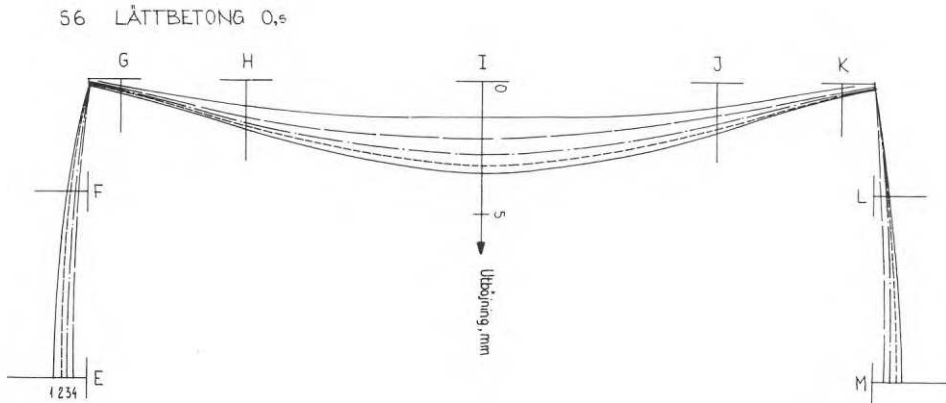


FIG 12b. Tunnfogsmurad vägg (S 6). Största registrerade rörelser före brott på fem nivåer enligt FIG 10b och FIG 10c.

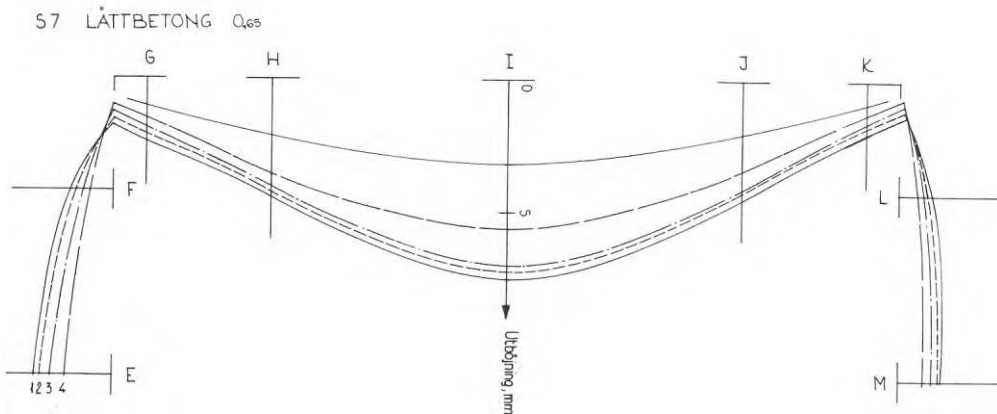
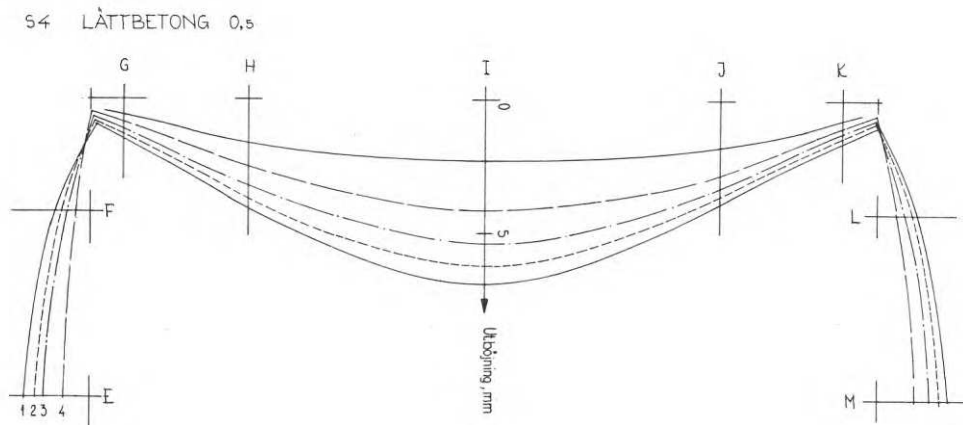


FIG 12c. Limmade väggar (S 4, S 7). Största registrerade rörelser före brott på fem nivåer enligt FIG 10b och FIG 10c.

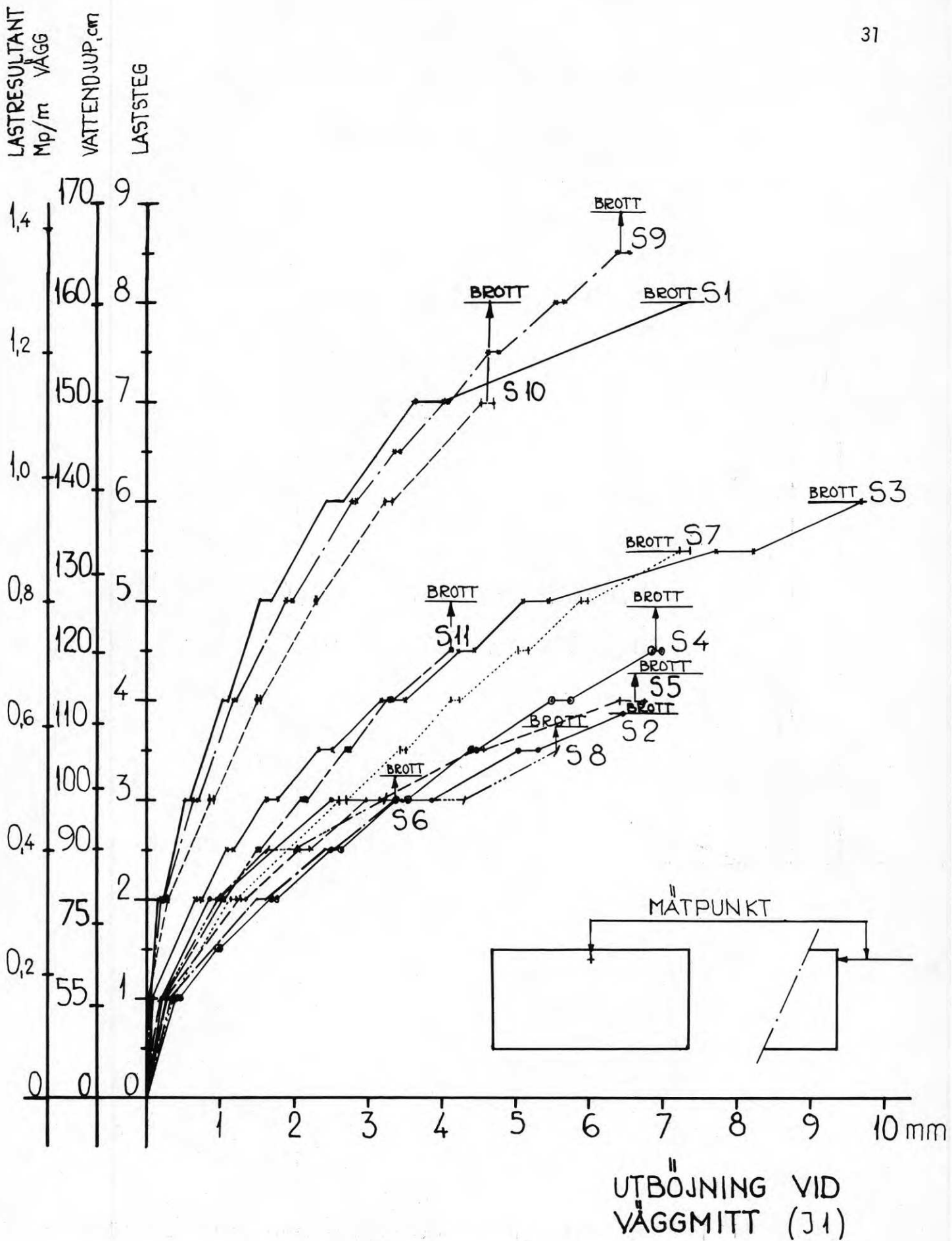


FIG 13. Samband mellan pålagd last och registrerad utböjning vid väggmitt.

Sist lästa utböjningar vid ö.k. väggar
i Södertälje-proven.

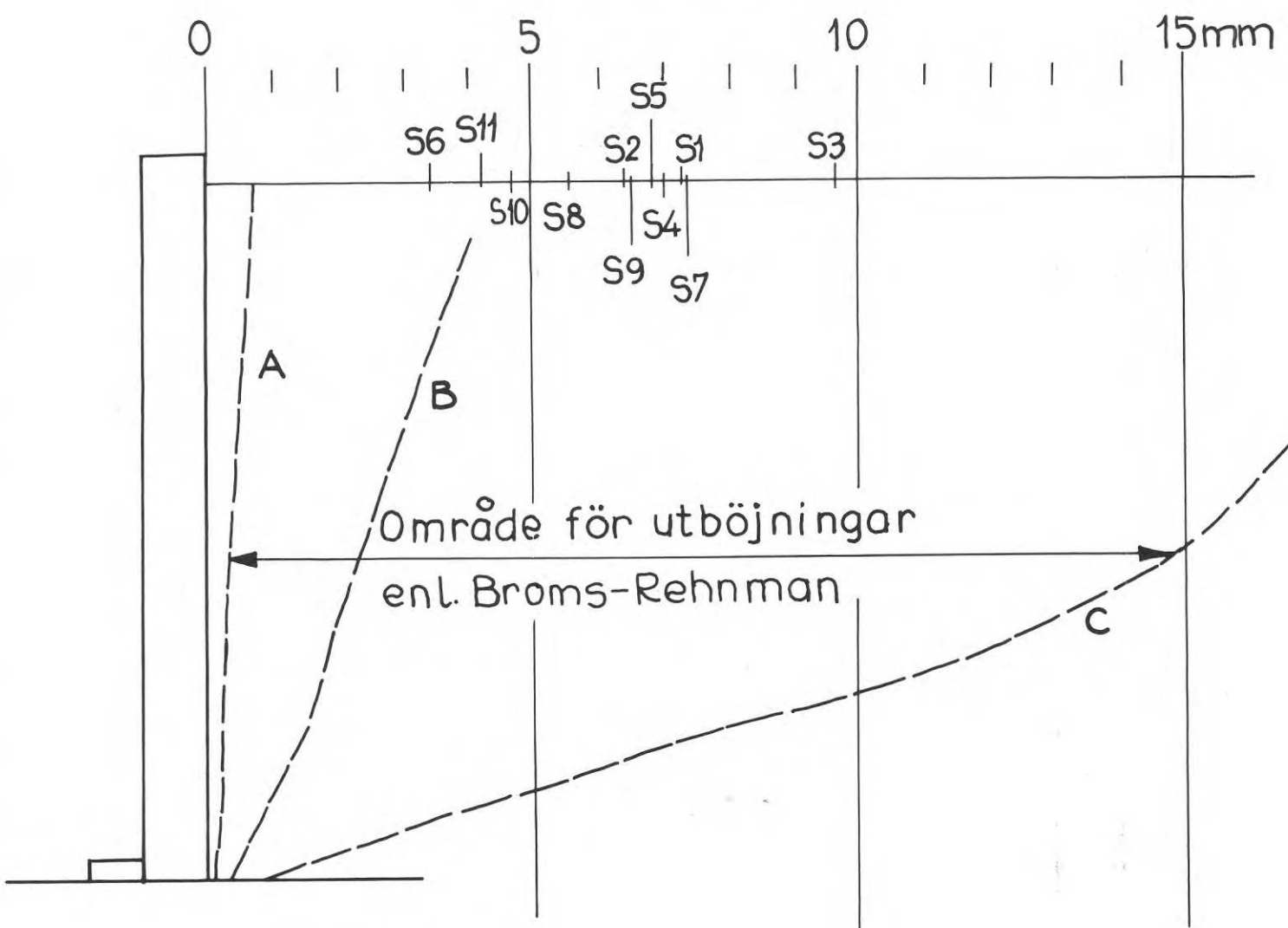


FIG 14. Sist lästa, största utböjning av överkanten vid de aktuella försöken och utböjningar enligt Broms, Rehman (1968).

Sprickbildning

Sprickbildning efter brott visas för alla väggar i FIG 15 a-c. Siffra vid spricka anger laststeg, enligt TAB 1, då sprickan först registrerades. Spricka utan siffra är brottspricka. Tillhörande laststeg framgår av t ex FIG 13.

I TAB 3 anges bottentryck vid första spricka och bottentryck vid brott. Skillnaden är genomgående inte så stor, vilket även framgår i FIG 16.

Sprickfigurerna är också tämligen likartade, den väsentligaste skillnaden är att ibland uppstod två vertikala brottsprickor, ibland bara en.

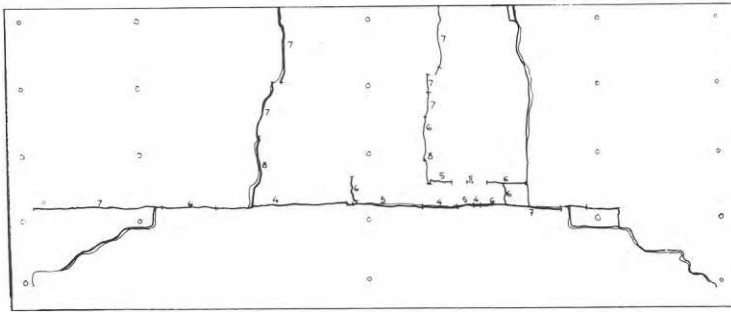
I sprickfigurerna anges inte sprickor i hörnen mot vingmurarna, då de ligger på väggens baksida. Dessa har betydelse för en kommande diskussion om brottlinjeanalogin och uppges i TAB 4 med andra kommentarer.

Sammanfattningsvis kan påpekas att de limmade väggarna spricker upp häftigt medan de murade väggarna är mjukare vid brott.

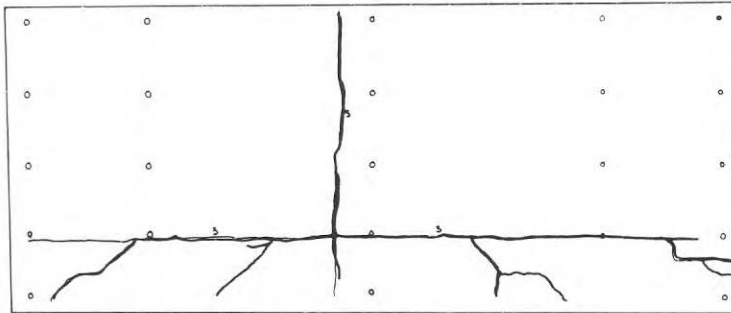
Vägg S 10 uppvisade en från övriga väggar avvikande brottmekanism. Primärt uppstod skjuvbrott i näst nedersta fogen.

Det kan vara värdefullt att jämföra de här redovisade resultaten med resultat från andra försök. I FIG 16 har ett försök från CTH lagts in, enligt Elfgren, Losberg (1968). Det gäller en vägg av ytongstav 0,5 limmad med rött lim. Väggen var fritt upplagd längs alla fyra sidor och hade måtten 2,0 resp. 3,5 m. Belastning påfördes med komprimerad luft i en blåsa mot väggen. Väggens brottlast var 425 kp/m^2 och dess spricklast ca 225 kp/m^2 . De i samma figur inlagda jordtrycken från praktiska mätningar är av samma storleksordning eller överträffar trycken vid brott under försök. Det är en känslig uppgift att rätt dimensionera grundmurar.

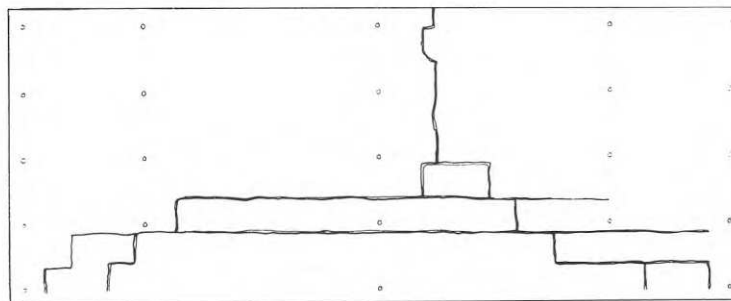
Detta sammanhänger med att grundmuren i sig är en vanligen oarmerad, spröd konstruktion och att belastningen av jordtryck är så varierande, speciellt om tung trafik tillåts i närheten.



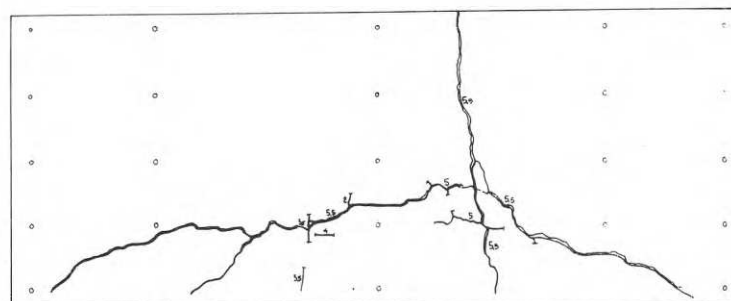
FÖRSÖK 51 BETONGHÅLSTEN, $k_c \frac{1}{4}$
d = 20 cm



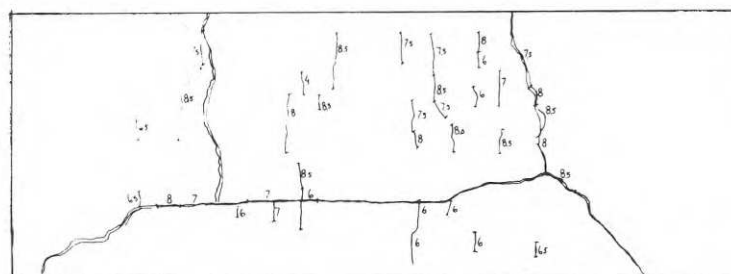
FÖRSÖK 52 LÄTTBETONG 0,5
d = 20 cm



FÖRSÖK 55 LÄTTBETONG 0,65
d = 20 cm

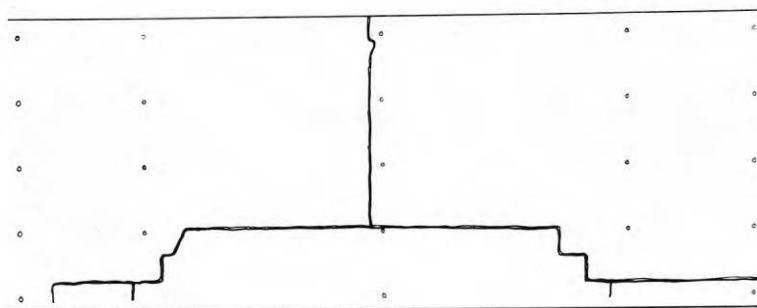


FÖRSÖK 53 LÄTTKLINKER
d = 20 cm

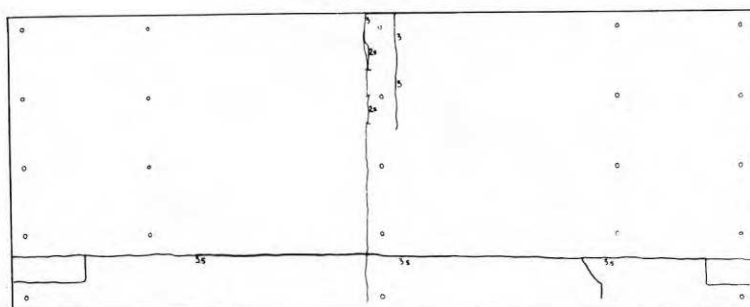


FÖRSÖK 59 LÄTTKLINKER 25 cm
d = 25 cm

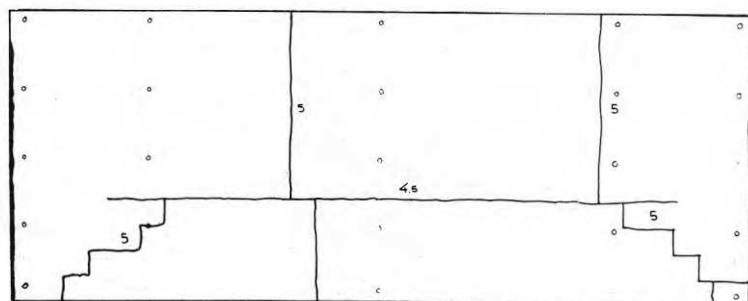
FIG 15a. Murade väggar (S 1, S 2, S 5, S 3, S 9). Sprickbildning vid brott. Spruckna hörn mot vingmurar framgår av TAB 4.



FÖRSÖK S 6 LÄTTBETONG 0,5
d = 20 cm

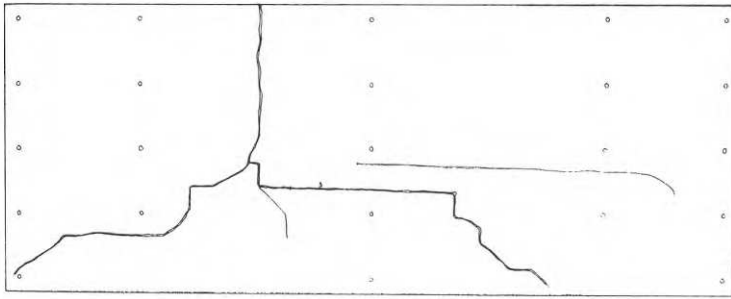


FÖRSÖK S 8 LÄTTBETONG 0,5
d = 20 cm

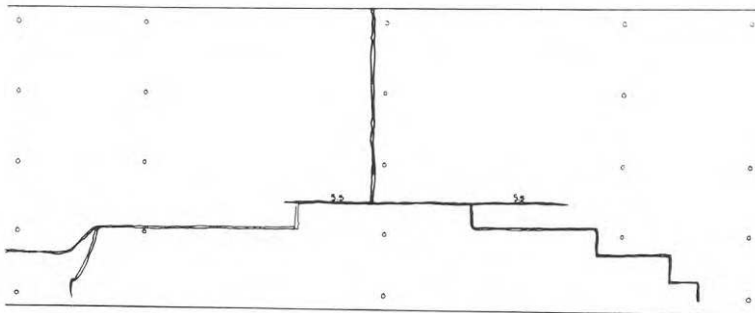


FÖRSÖK S 11 LÄTTBETONG 0,65
d = 20 cm

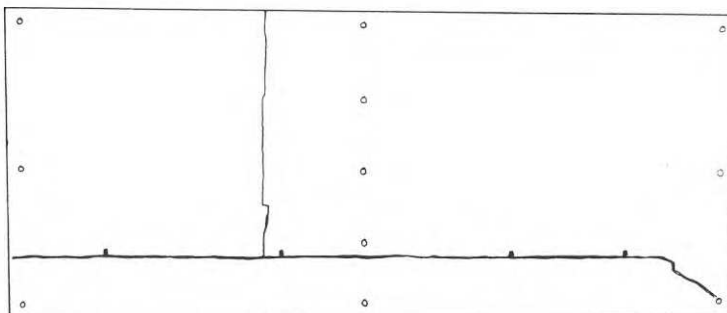
FIG 15b. Tunnfogsmurade väggar (S 6, S 8, S 11). Sprickbildning vid brott. Spruckna hörn mot vingmurar framgår av TAB 4.



FÖRSÖK S4 LÄTTBETONG 0,5
d = 20 cm



FÖRSÖK S7 LÄTTBETONG 0,65
d = 20 cm



FÖRSÖK S10 LÄTTBETONG 0,65
d = 25 cm

FIG 15c. Limmade väggar (S 4, S 7, S 10). Sprickbildning vid brott.
Spruckna hörn mot vingmurar framgår av TAB 4.

Litt	Sten	Fogmaterial	Anmärkningar
S 1	Betonghålst	Murning (KC 11/4)	Ingen sprickbildning i hörn mot vingmur
S 2	Lättbetong 0,5	Murning (KC 11/4)	Ingen sprickbildning i hörn mot vingmur
S 5	Lättbetong 0,65	Murning (KC 11/4)	Båda hörn uppspruckna
S 3	Lättklinker	Murning (KC 11/4)	Ett hörn uppsprucket
S 9	Lättklinker	Murning (KC 11/4)	Ett hörn uppsprucket
S 6	Lättbetong 0,5	Tunnfogsmurning	Ingen sprickbildning i hörn mot vingmur
S 8	Lättbetong 0,5	Tunnfogsmurning	Ingen sprickbildning i hörn mot vingmur
S 11	Lättbetong 0,65 ¹⁾	Tunnfogsmurning	Ingen sprickbildning i hörn mot vingmur
S 4	Lättbetong 0,5	Limning (rött lim)	Ingen sprickbildning i hörn mot vingmur
S 7	Lättbetong 0,65	Limning (rött lim)	Båda hörn uppspruckna
S 10	Lättbetong 0,65	Limning (rött lim)	Båda hörn uppspruckna

1) Experimentbruk

TAB 4. Resultat från undersökning av väggens samverkan med vingmur vid väggbrott.

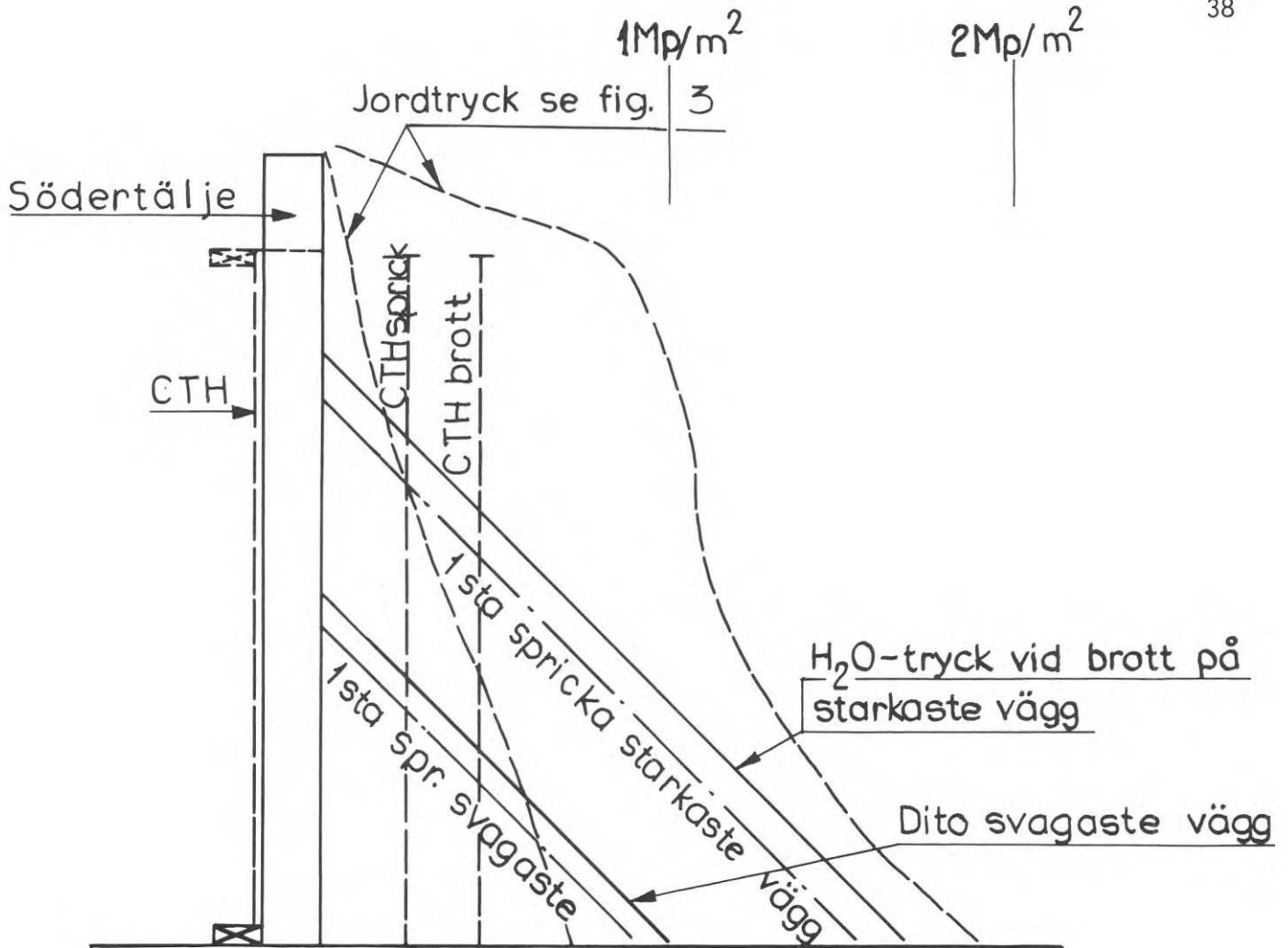


FIG 16. Hydrostatiska tryck på de aktuella väggarna (Södertälje) vid sprickbildning och brott. Uppnådd jämnt fördelad belastning vid försök av Elfgren, Losberg (1968). Uppmätta jordtryck enligt FIG 3.

Böjstyvheter

De provade väggarnas böjstyvheter analyseras grovt med hjälp av största utböjningen (mät punkt I 1).

En vägg av den aktuella storleken med olika uppläggningsantaganden, FIG 17a, beräknas teoretiskt för olika höjd på belastade vattentryck.

Två förhållanden på böjstyvheter i huvudriktningarna antas

$$\frac{D_y}{D_x} = 0,578 \quad \text{för väggar murade med tjocka fogar}$$

$$\frac{D_y}{D_x} = 1 \quad \text{för väggar med tunna fogar (fyllda med lim eller tunnfogsbruk).}$$

Den första siffran är ett lån från beräkningsantaganden för tegelmurverk, där det konventionellt uttrycks med $D_x/D_y = 1,73$, se även Granheim, Hallquist (1969). Där visas att väggar vid låga belastningsnivåer böjer ut som om de vore fast inspända längs sina kanter. Detta utnyttjas här på så sätt att den registrerade rörelsen i punkten I 1 vid laststeg 1 identifieras med den teoretiska utböjningen vid fast inspänd vägg. Därmed kan böjstyvheten bestämmas.

Antagandet om förhållandet mellan böjstyvheterna i huvudriktningarna har endast skaländrande betydelse vid denna analys. De teoretiska utböjningsfunktionerna för den aktuella mätpunkten är praktiskt taget affina vid ökande belastning, se FIG 17b.

Som också visas i Granheim, Hallquist (1969) sker en uppmjukning av inspänningarna av plattans ränder efter hand som belastningen ökas. Detta bekräftas i flertalet fall enligt FIG 18a-c. Man kan där lägga märke till hur nära upplagsförhållandena I och II ligger varandra. Ur deformationssynpunkt gör det tydligen inte stor skillnad i det elastiska stadiet, om randen mot vingmur antas inspänd eller fritt upplagd.

För vissa väggar skär den mätta utböjningskurvan genom utböjningskurvan för uppläggnings I, fast inspänning längs tre ränder. Detta är orimligt och visar att analysen i sådana fall av någon anledning är för grov. Tydligen har en viss uppmjukning av randinspänningarna skett redan vid laststeg 1, resultatet blir en underskattning av väggens verkliga böjstyvhet. Resultaten summeras i TAB 5.

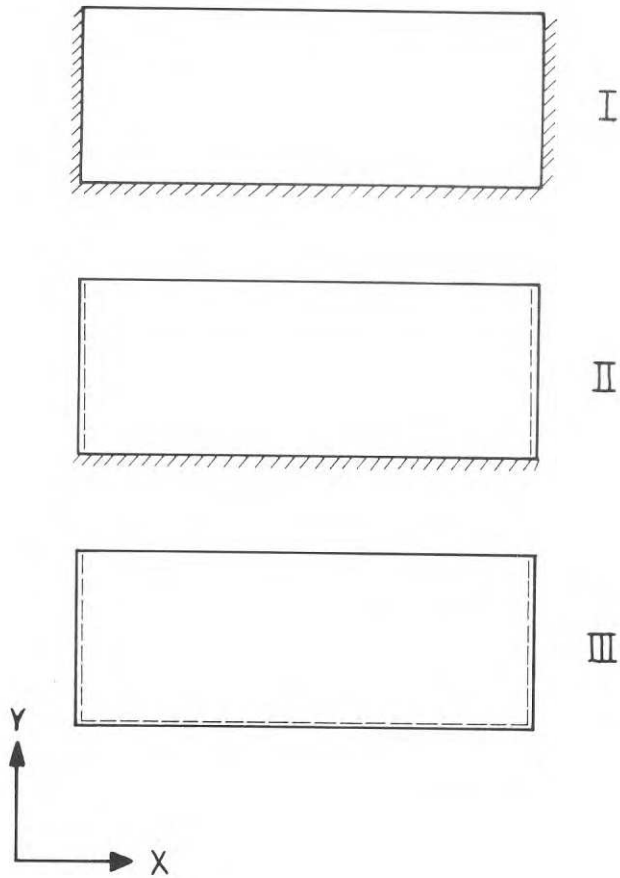


FIG 17a. Tre uppläggningsfall. Mått som för provväggarna.

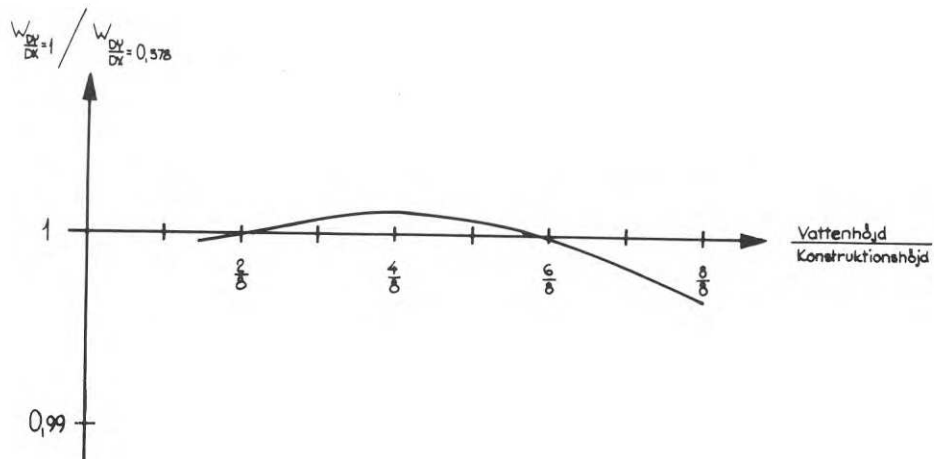


FIG 17b. Förhållandet mellan utböjningarna av den översta punkten på mittsnittet för olika styvhetsantaganden och belastningshöjder. Förhållandet satt till 1 för laststeg 1 ($h/b = 0,25$).

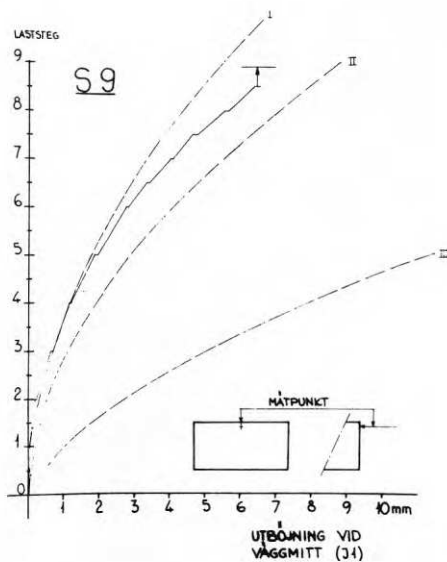
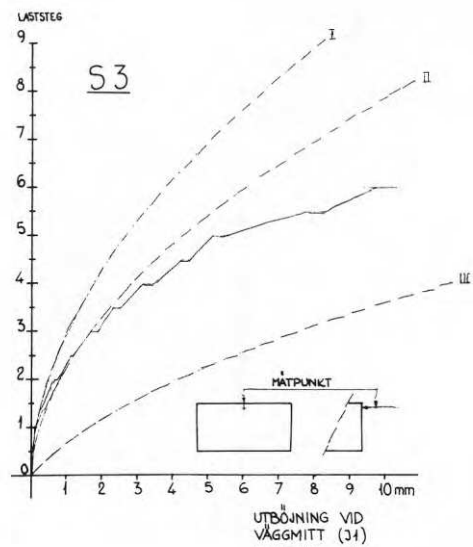
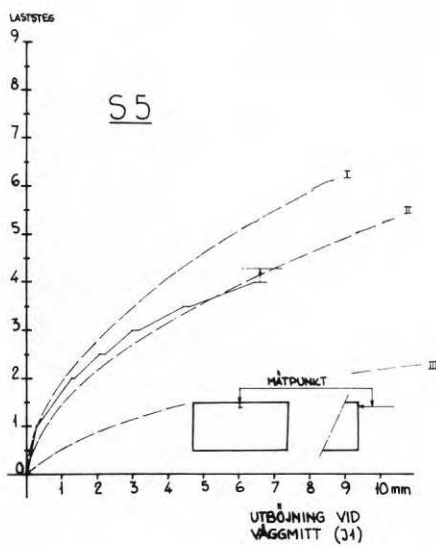
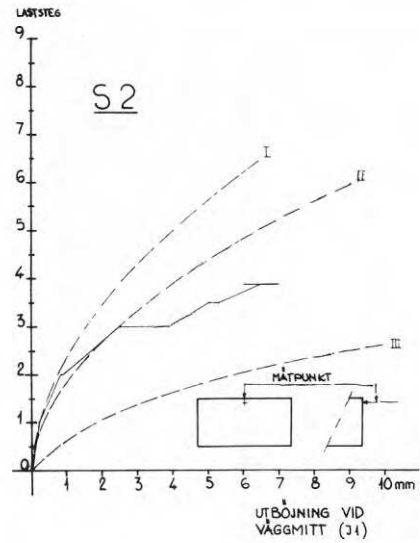
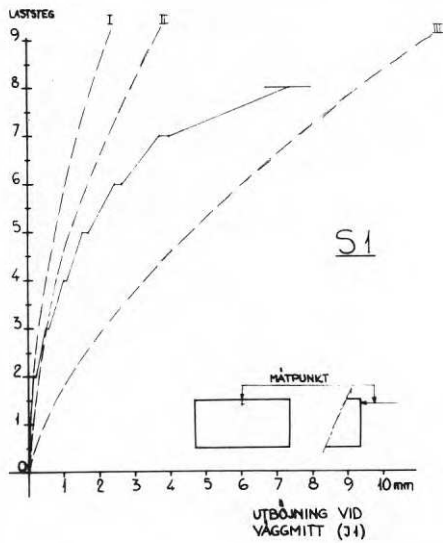


FIG 18a. Murade väggar (S 1, S 2, S 5, S 3, S 9). Samband mellan pålagd last och teoretisk och registrerad rörelse av aktuell mätpunkt. På laststeg 1 har utböjningen antagits vara som för fast inspänd platta (alt. I i FIG 17a).

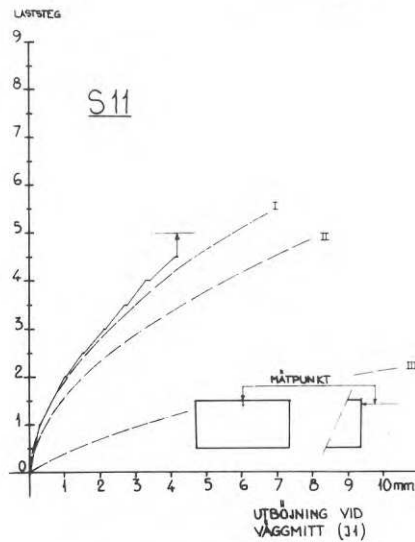
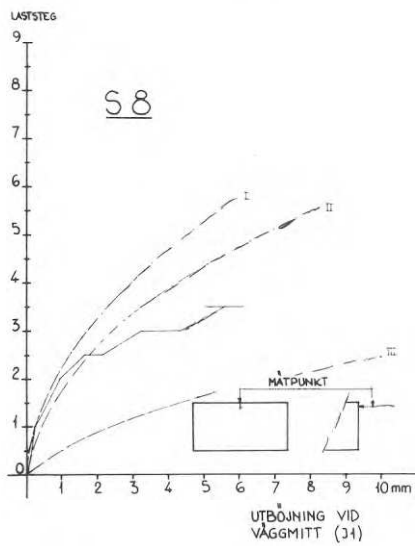
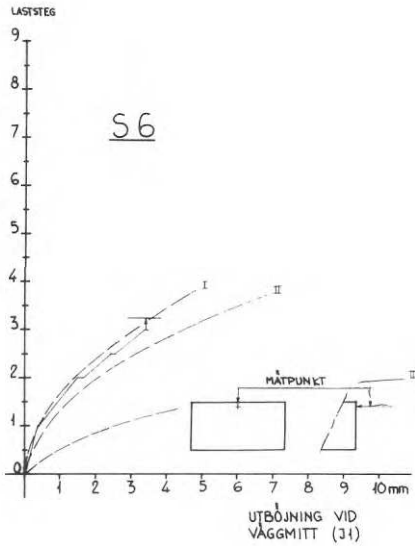


FIG 18b. Tunnfogsmurade väggar (S 6, S 8, S 11). Samband mellan pålagd last och teoretisk och registrerad rörelse av aktuell mätpunkt. På laststeg 1 har utböjningen antagits vara som för fast inspänd platta (alt. I i FIG 17a).

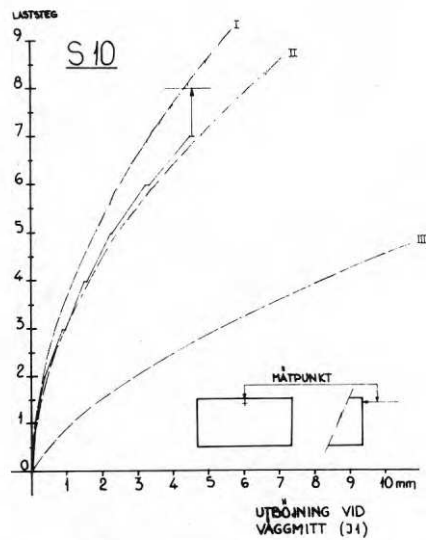
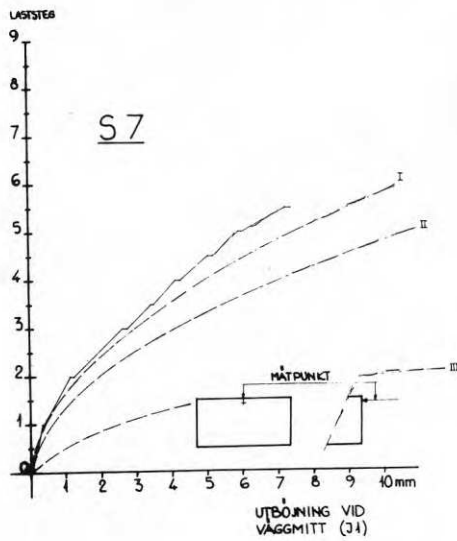
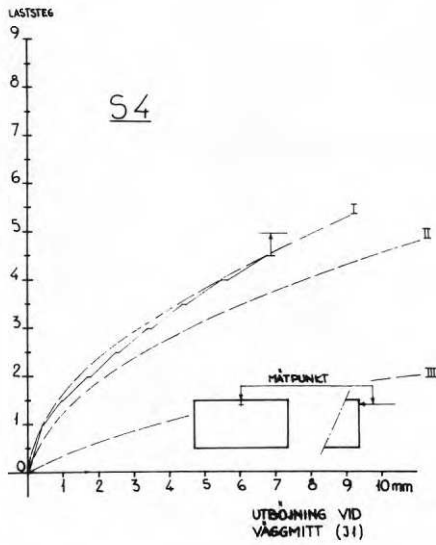


FIG 18c. Limmade väggar (S 4, S 7, S 10). Samband mellan pålagd last och teoretisk och registrerad rörelse av aktuell mätpunkt. På laststeg 1 har utböjningen antagits vara som för fast inspänd platta (alt. I i FIG 17a).

Tvärkontraktionen ν har genomgående satts till noll.

Som framgår av jämförelser mellan olika material i de sista kolumnerna i TAB 5 är resultaten mycket grova och skall endast ge storleksordningen för aktuella böjstyvheter och elasticitetsmoduler.

TAB 5

Litt	Sten	Väggjocklek	Fogmaterial	Styvhetsförh. Dy/Dx	Dy	Ey
S 1	Betonghålstén	20 cm	Murning (KC 11/4)	0,578	93,6 Mpm	14.040 kp/cm ²
S 2	Lättbetong 0,5	20 "	Murning (KC 11/4)	0,578	17,4 "	2.610 "
S 5	Lättbetong 0,65	20 "	Murning (KC 11/4)	0,578	11,9 "	1.780 "
S 3	Lättklinker	20 "	Murning (KC 11/4)	0,578	26,1 "	3.920 "
S 9	Lättklinker	25 "	Murning (KC 11/4)	0,578	(38,6 ") ^x	(2.960 ")
S 6	Lättbetong 0,5	20 "	Tunnfogsmurning	1	(11,5 ") ^x	(1.730 ")
S 8	Lättbetong 0,5	20 "	Tunnfogsmurning	1	20,5 "	3.080 "
S 11	Lättbetong 0,65 ¹⁾	20 "	Tunnfogsmurning	1	(15,9 ") ^x	(2.380 ")
S 4	Lättbetong 0,5	20 "	Limning (rött lim)	1	(11,0 ") ^x	(1.650 ")
S 7	Lättbetong 0,65	20 "	Limning (rött lim)	1	(12,2 ") ^x	(1.820 ")
S 10	Lättbetong 0,65	25 "	Limning (rött lim)	1	52,2 "	4.020 "

1) Experimentbruk x) Värdet för lågt

TAB 5. Böjstyvheter och elasticitetsmoduler enligt utförda försök (styvhetsförhållanden antagna)

Vinkeländringar

Enligt TAB 4 medverkade i flera fall inspänningen i vingmurarna vid brott. En vertikal spricka i hörnet slog upp på hela vägghöjden. I intet fall observerades denna spricka emellertid före det slutgiltiga brottet. Det finns därför en möjlighet att sprickan är ett sekundärt brott som uppkommer efter uppsprickningen i fältet. För att belysa denna frågeställning analyseras vinkeländringarna i knutpunkten mellan vägg och vingmur. Vinkeländringarna kan framräknas med hygglig noggrannhet med hjälp av de täta deformationsmätningarna omkring knutpunkten, se FIG 10a. Dessa mätningar utfördes i full utsträckning på de sju första väggarna S 1 - S 7.

Samverkan mellan vägg och vingmur uttrycks med θ , skillnaden mellan väggens och vingmurens vinkeländringar vid knutpunkten. Vinkeln visas för vänster (θ_v) resp. höger (θ_h) knutpunkt i FIG 19.

Vinkeln θ redovisas i FIG 20a-c för de sju fallen.

Det är svårt att av figurerna avge något omdöme om kvaliteten i mätningarna. Negativa värden på θ är emellertid inte troliga. Man hade nog också väntat sig större överensstämmelse mellan vänster och höger knutpunkter. Storleksordningen är dock i huvudsak överensstämmande mellan sidorna, därtill kan man observera att det inte verkar vara någon systematisk skillnad mellan nivåerna.

Någon större skillnad finns inte heller mellan teoretiska vinkeländringar på dessa nivåer för fritt upplagd platta med fri överkant och hydrostatiskt tryck till halva vägghöjden. Vinkeländringarna för detta belastningsfall har beräknats av Bäcklund (1971). Last på halva vägghöjden svarar mot laststeg 4 i den aktuella skalan.

Med insättning av värden på elasticitetsmodulen enligt TAB 5 fås de elastiska vinkeländringarna på nivå 1 enligt TAB 6. För vinkeländringskillnaden θ gäller begränsningen

$$(\theta_v, \theta_h) \leq \varphi_{e1} \quad (2)$$

FUNKTIONEN θ I VÄNSTER OCH HÖGER KNUTPUNKT (θ_v resp. θ_h)

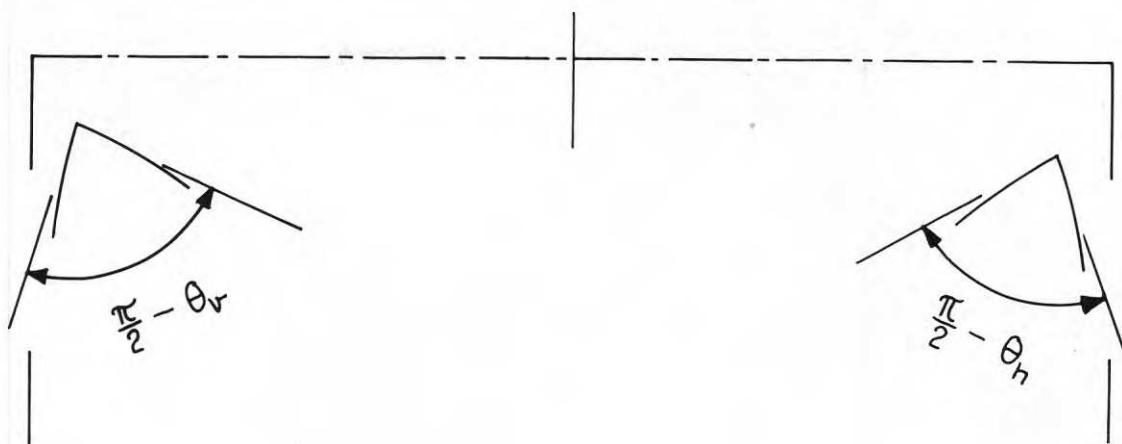


FIG 19. Definition av vinkeländring i knutpunkt, .

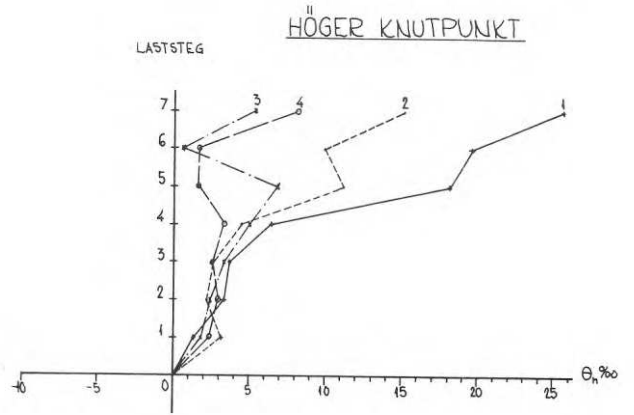
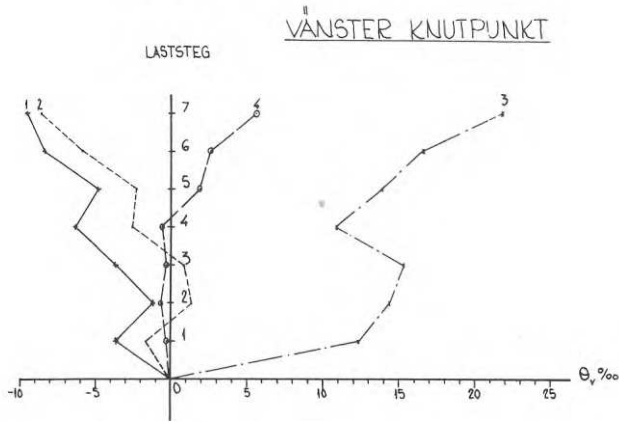
TAB 6

Litt	Väggtyp	E_y	Laststeg	φ_{e1} o/oo (nivå 1)
S 1	Murad betonghålstén	14.040 kp/cm ²	4	5,5
S 2	Murad lättbetong 0,5	2.610 "	4	29,4
S 5	Murad lättbetong 0,65	1.780 "	4	43,1
S 3	Murad lättklinker	3.920 "	4	19,6
S 6	Tunnfogsmurad lättbetong 0,5	(1.730 ") ^{x)}	4	(44,3) ^{xx)}
S 4	Limmad lättbetong 0,5	(1.650 ") ^{x)}	4	(46,5) ^{xx)}
S 7	Limmad lättbetong 0,65	(1.820 ") ^{x)}	4	(42,1) ^{xx)}

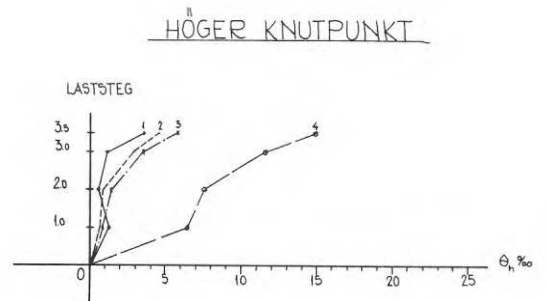
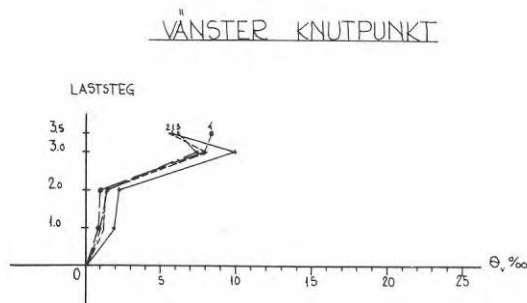
x) Värdet för lågt

xx) Värdet för högt

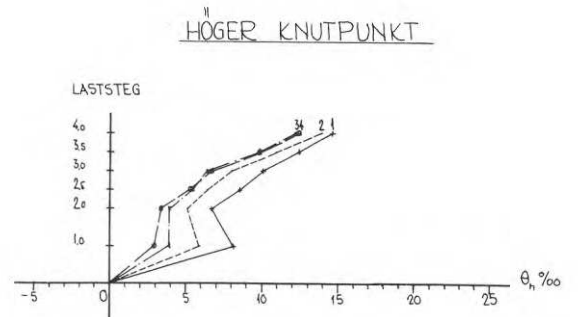
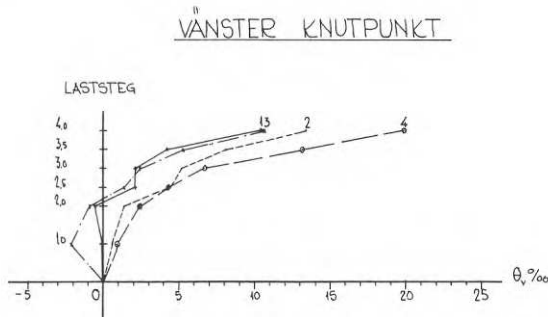
TAB 6. Elastisk vinkeländring, φ_{e1} , på lastnivå 1. Underkant och sidoränder (mot vingmurar) fritt upplagda, överkanten fri. Böjstyvhetera i de båda huvudriktningarna antagna lika med elasticitetsmodulen enligt tabellen.



VINKELÄNDRING I TUSENDELS RADIANER
FÖRSÖK S2 LÄTTBETONG 0,5



VINKELÄNDRING I TUSENDELS RADIANER
FÖRSÖK S5 LÄTTBETONG 0,65



VINKELÄNDRING I TUSENDELS RADIANER
FÖRSÖK S3 LÄTTKLINKER

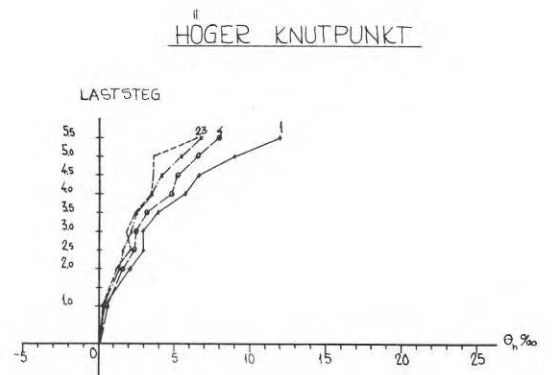
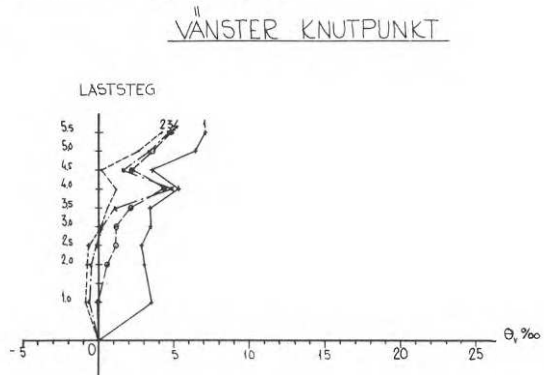
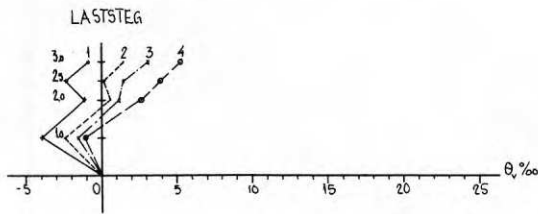


FIG 20a. Murade väggar (S 1, S 2, S 5, S 3). Vinkeländringar på fyra nivåer (FIG 10b och FIG 10c) i snittet mellan mur och vingmur.

VINKELÄNDRING I TUSENDELS RADIANER
FÖRSÖK 56 LÄTTBETONG 0,5

VÄNSTER KNUTPUNKT



HÖGER KNUTPUNKT

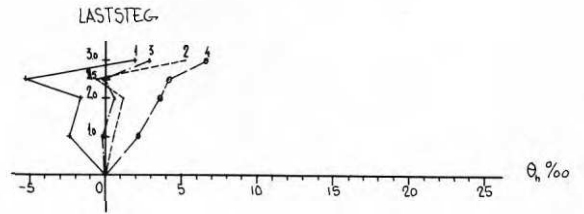
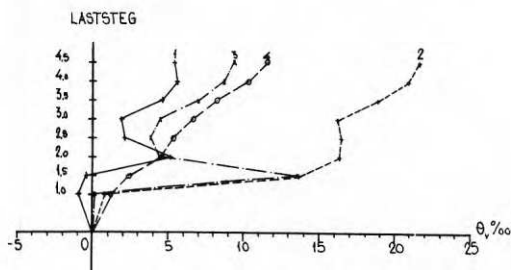


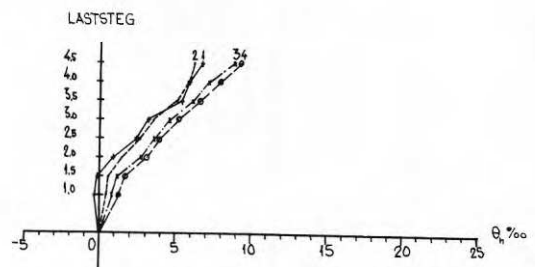
FIG 20b. Tunnfogsmurad vägg (S 6). Vinkeländringar på fyra nivåer (FIG 10b och FIG 10c) i snittet mellan mur och vingmur.

VINKELÄNDRING I TUSENDELS RADIANER
FÖRSÖK 54 LÄTTBETONG 0,5

VÄNSTER KNUTPUNKT

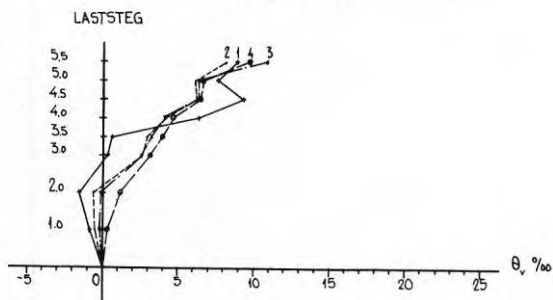


HÖGER KNUTPUNKT



VINKELÄNDRING I TUSENDELS RADIANER
FÖRSÖK 57 LÄTTBETONG 0,5

VÄNSTER KNUTPUNKT



HÖGER KNUTPUNKT

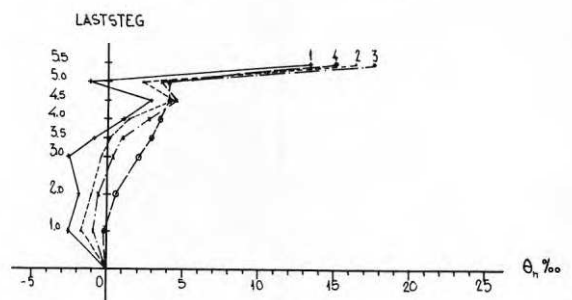


FIG 20c. Limmade väggar (S 4, S 7). Vinkeländringar på fyra nivåer (FIG 10b och FIG 10c) i snittet mellan mur och vingmur.

Likhet, $\theta = \varphi_{e1}$, innebär att all inspänning gått förlorad, dvs att väggen är fritt upplagd.

Denna olikhet är uppfylld i alla fall (utom för en nivå på S 1, vänster knutpunkt). Osäkerheten i värdena medger inte någon säkrare slutsats. Gemensamt för väggarna är dock att θ på nivån laststeg 4 är en väsentlig del av φ_{e1} , vilket betyder att inspänningen börjat upplösas. Vad detta betyder för brottlastberäkningen skall diskuteras i nästa avsnitt.

Momentfördelningar

Väggarnas konstaterade egenskaper ställs i relation till teoretiska momentfördelningar under olika upplagsbetingelser och styvhetsförhållanden. Väggarnas sprickmönster efter brott, se FIG 15a-c, har sammanförts i FIG 21. Där införs några nya symboler av betydelse för det följande. Brottlasten ligger för samtliga väggar i intervallet

$$\frac{3}{8} \leq \frac{h}{b} \leq \frac{6}{8} \quad (3)$$

se även TAB 1 och FIG 13.

Momentfördelningen för den fast inspända väggen visas i FIG 22a och FIG 22b. Styvhetsförhållandet varierar mellan provväggarna. Gemensamt är att de största inspänningsmomenten är betydligt större än uppträdande fältmoment. Uppsprickning sker därför först längs ränderna, i det aktuella fallet i första hand längs underkanten.

På senare år har man provat att utnyttja en brottlinjeanalogi för beräkning av sidobelastat murverk. Förutsättningarna härför har diskuterats i Elfgren m fl (1969).

Med antagandet att brottet är sprött kan man omedelbart dra slutsatsen att en brottlinjeberäkning av den fast inspända grundmuren bygger på en felaktig bild av momenttillståndet och därför kan ge ett falskt värde på bärförmågan. Till detta kommer att underkanten på en grundmur är särskilt känslig och troligtvis har ännu lägre brotthållfasthet än andra horisontella snitt på väggen.

Om väggen antas fritt upplagd blir momentfördelningarna jämnare, se FIG 23a och FIG 23b. De största momenten i de båda huvudriktningarna är ganska lika. Momenten avklingar tämligen långsamt mot ränderna.

Av de teoretiska lösningarna i FIG 18 a-c framgår att det är inspänningen i väggens underkant som har avgörande betydelse för väggens mittutböjning (inspänningsfallen anges i FIG 17). Den ytterligare inspänningen av väggens sidoränder har jämförelsevis liten betydelse.

Detta talar för att om man på den fritt upplagda plattan spänner in sidoränderna blir inverkan liten på fältmomenten. Därtill kommer, att inspänningsmomenten kan dämpas genom ofullständig knutpunktsverkan, FIG 20. Man kan säga att förutsättningarna för att ett brottlinjemönster

som i FIG 21 skall återge maximalmomentens fördelning enligt elasticitetsteorin är tämligen goda. Mycket god överensstämmelse mellan momentfördelningarna enligt brottlinjeteorin och elasticitetsteorin har i ett fall påvisats i Elfgren m fl (1969).

Det kan vara värdefullt att för det aktuella lastfallet göra samma försök till analys, dvs ställa momentfördelningen enligt elasticitetsteorin mot brottlinjeteorin. Betrakta därför FIG 24. För enkelhets skull har plattan antagits fritt upplagd; inspänning längs sidoränderna inverkar på m_h och därmed på β . Vid full belastningshöjd skall $\beta > 1$ för att avståndet mellan de vertikala sprickorna skall vara större än noll, $x > 0$. Fallet $\beta > 1$ är ovanligt för murverk, betydligt oftare är $\beta \approx 0,25 - 0,50$. Vid inspänning sjunker β ytterligare. Vid försöken konstaterades också att $x = 0$ i flertalet fall, se FIG 21. På den punkten bekräftas således brottlinjeteorin av de konstaterade brottmönstren. Gäller detta också för uppträdande böjmoment?

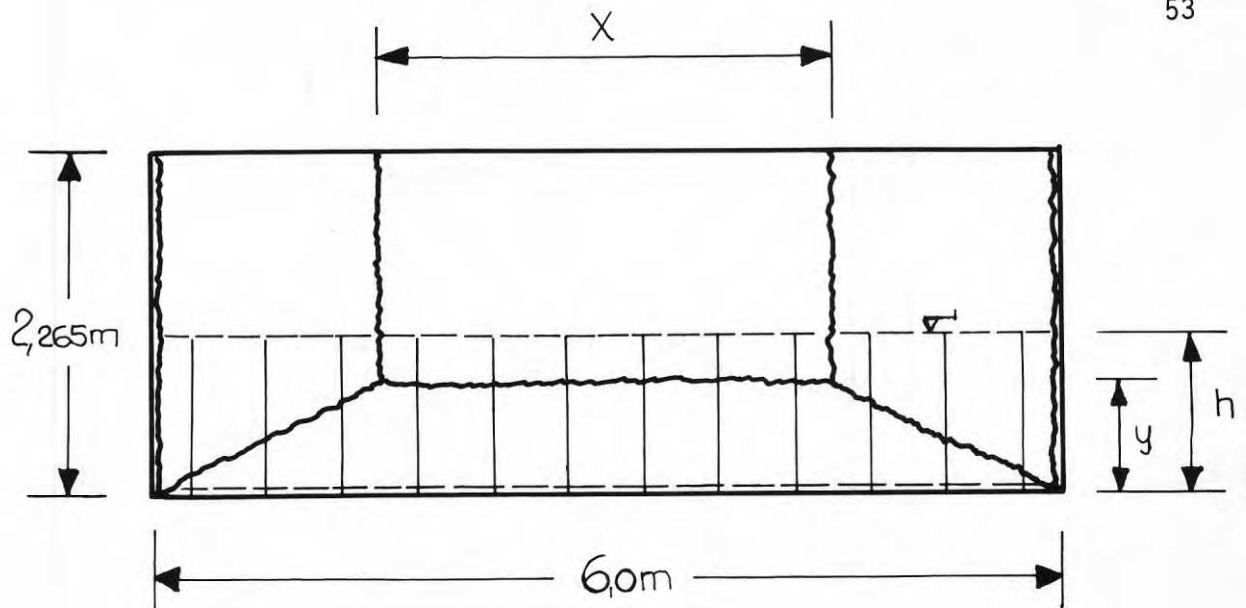
I Elfgren m fl (1969) har en delvis sprucken platta analyserats, man fann att elasticitets- och plasticitetsteorierna gav fördelningar som nära överensstämde (i ett snitt med maximalt plasticitetsmoment).

Här antas plattan osprucken. Till frågan om initialspricka finns det skäl att återkomma.

I FIG 25a och FIG 25b visas brottlinjemönstret enligt förutsättningarna i FIG 24. Därpå har inlagts plasticitetsmoment respektive elasticitetsmoment med två styvhetsantaganden. Plasticitetsmomentet m_α i en spricka som bildar vinkeln α med horisontalen fås enligt formeln

$$m_\alpha = \frac{\tan^2 \alpha + \beta}{\tan^2 \alpha + 1} m_h \quad (4)$$

I FIG 25a är belastningen under, i FIG 25b över de konstaterade brottbelastningarna. Man kan observera att variationen i styvhetsförhållande har en liten betydelse för fördelningen av de elasticitetsteoretiska momenten längs den lutande sprickan.



$X > 0$

S 1

S 9

S 11

$X = 0$

S 2

S 3

S 4

S 5

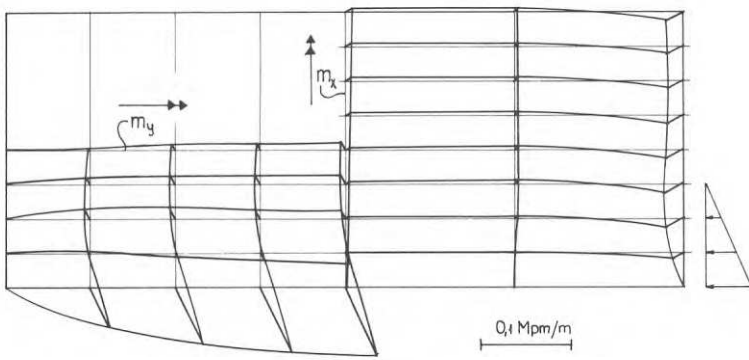
S 6

S 7

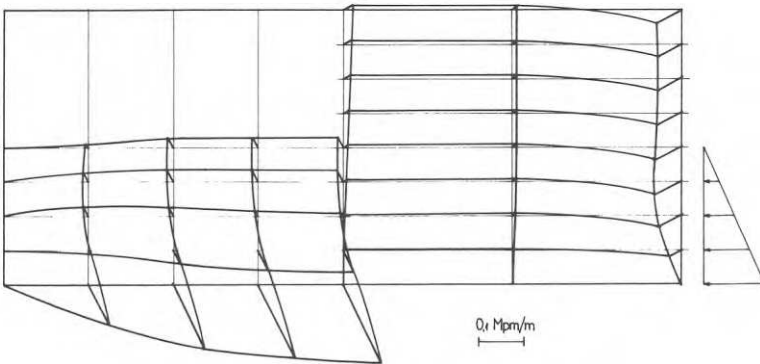
S 8

S 10

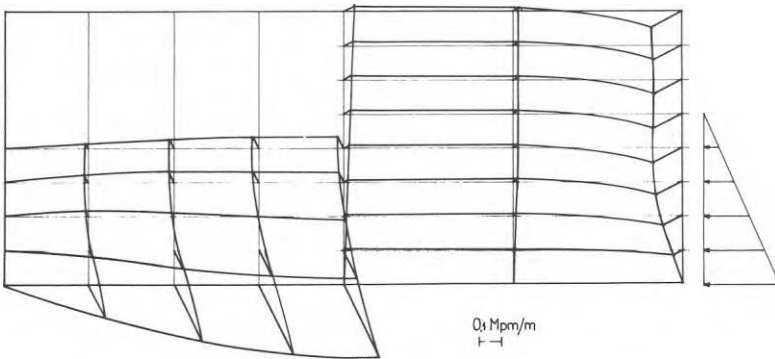
FIG 21. Sammanställning av sprickfigurerna efter brott, enligt FIG 15 a-c.



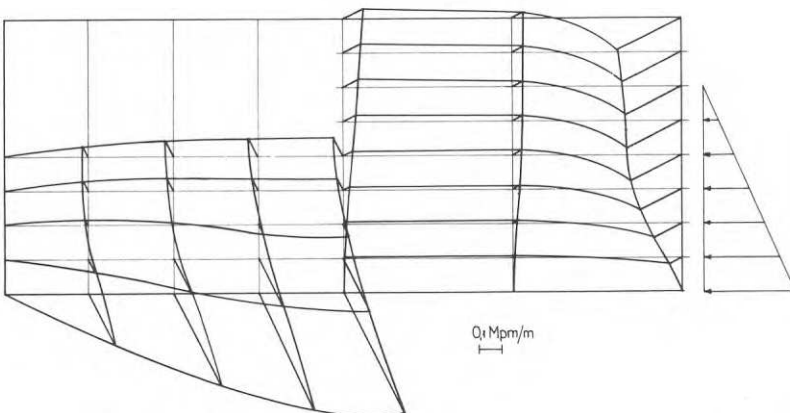
Fast inspänd platta (ök fri).
Belastning $h/b = 3/8$



Fast inspänd platta (ök fri).
Belastning $h/b = 4/8$

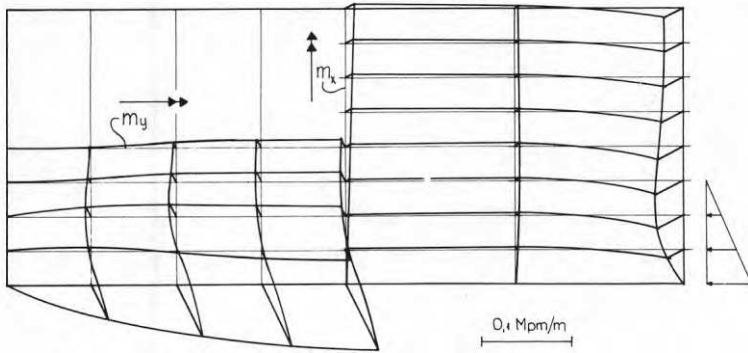


Fast inspänd platta (ök fri).
Belastning $h/b = 5/8$

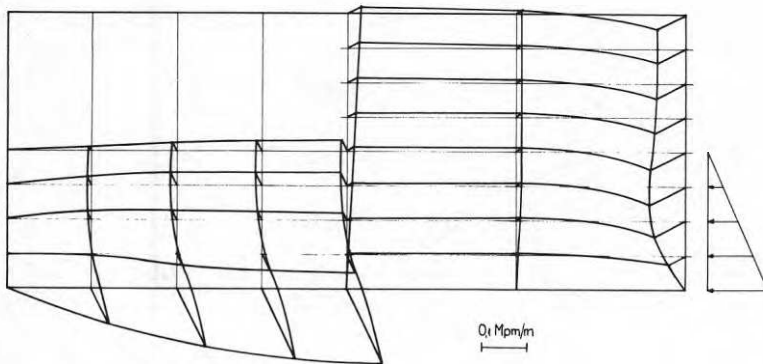


Fast inspänd platta (ök fri).
Belastning $h/b = 6/8$

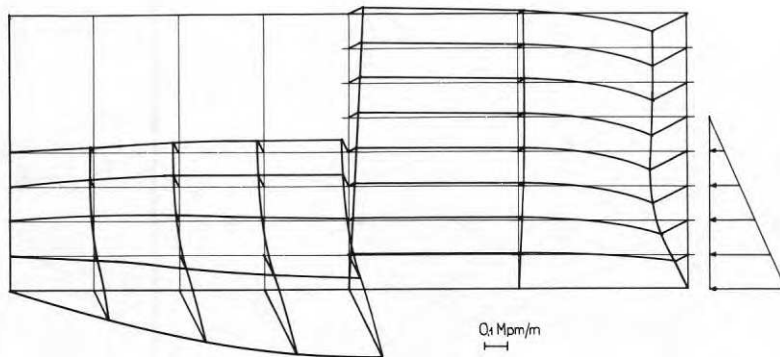
FIG 22a. Momentfördelning vid fast inspänning av underkant och sidoränder. $Dy/Dx = 1$.



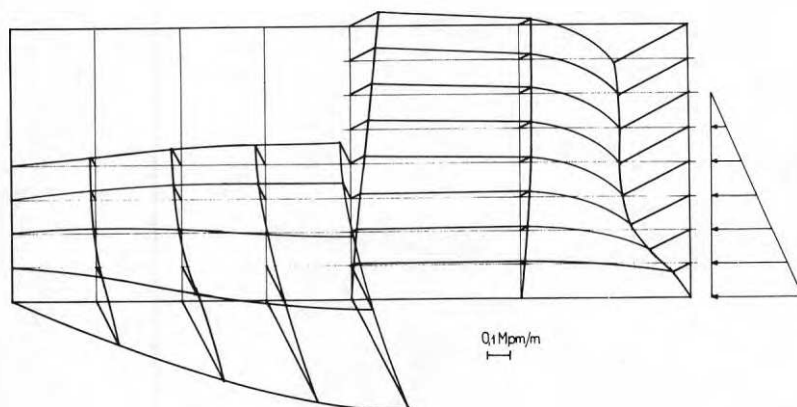
Fast inspänd platta (ök fri).
Belastning $h/b = 3/8$



Fast inspänd platta (ök fri).
Belastning $h/b = 4/8$

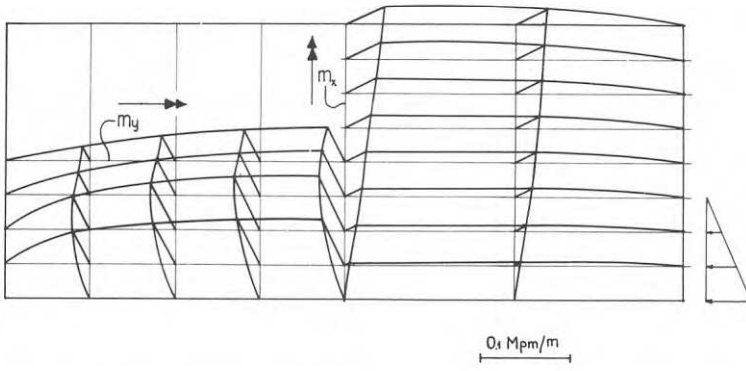


Fast inspänd platta (ök fri).
Belastning $h/b = 5/8$

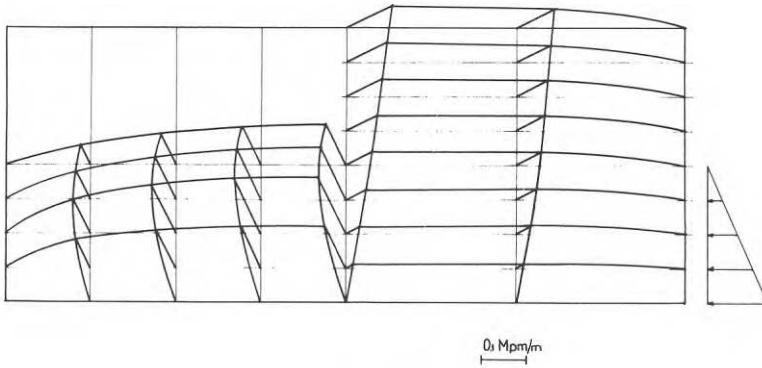


Fast inspänd platta (ök fri).
Belastning $h/b = 6/8$

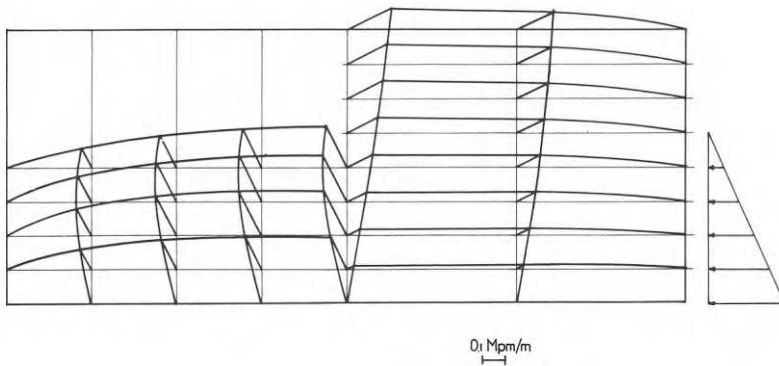
FIG 22b. Momentfördelning vid fast inspänning av underkant och sidoränder. $D_y/D_x = 0,578$.



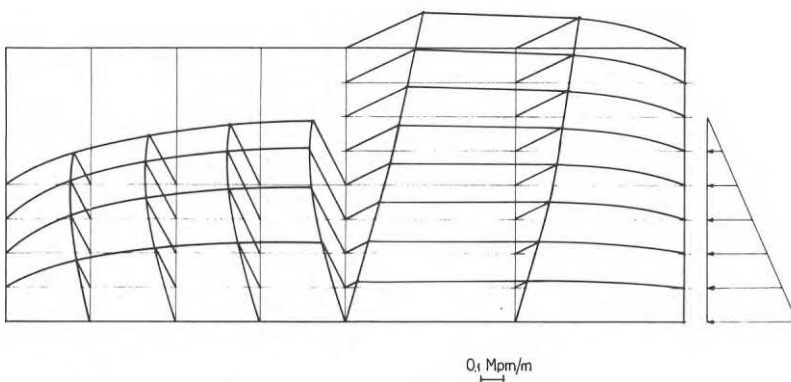
Fritt upplagd platta (ök fri).
Belastning $h/b = 3/8$



Fritt upplagd platta (ök fri).
Belastning $h/b = 4/8$

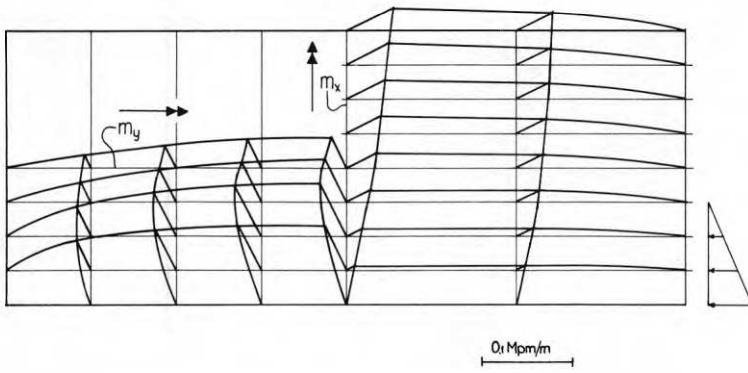


Fritt upplagd platta (ök fri).
Belastning $h/b = 5/8$

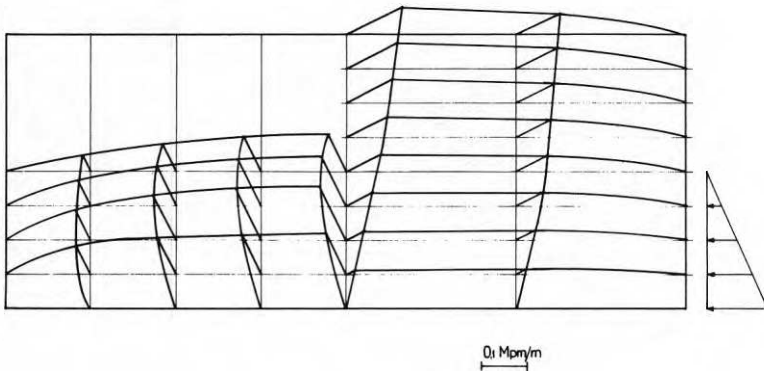


Fritt upplagd platta (ök fri).
Belastning $h/b = 6/8$

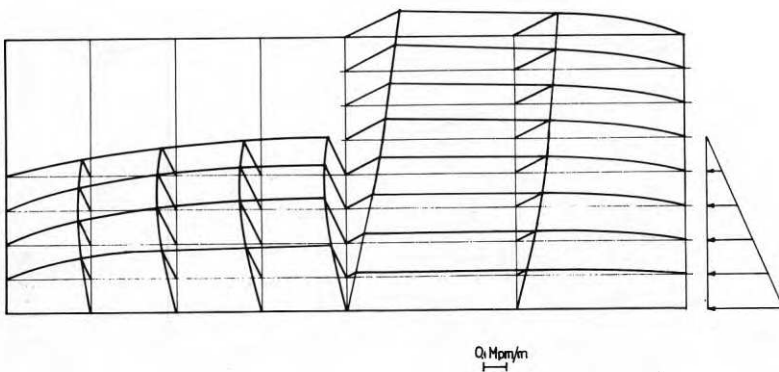
FIG 23a. Momentfördelning vid fri upplägning av underkant och sidoränder. $Dy/Dx = 1$.



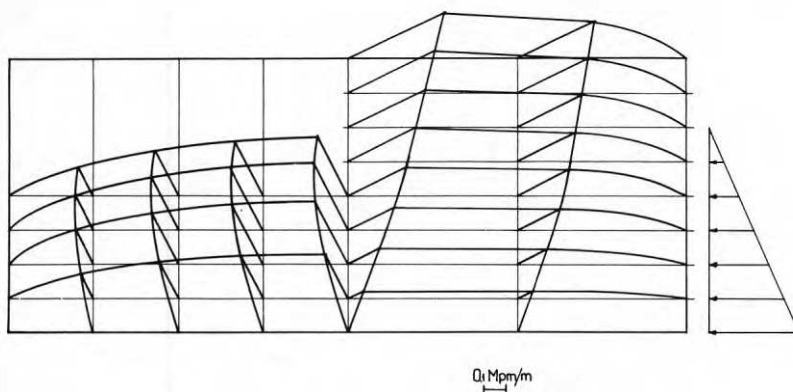
Fritt upplagd platta (ök fri).
Belastning $h/b = 3/8$



Fritt upplagd platta (ök fri).
Belastning $h/b = 4/8$



Fritt upplagd platta (ök fri).
Belastning $h/b = 5/8$



Fritt upplagd platta (ök fri).
Belastning $h/b = 6/8$

FIG 23b. Momentfördelning vid fri uppläggning av underkant och sidoränder. $Dy/Dx = 0,578$.

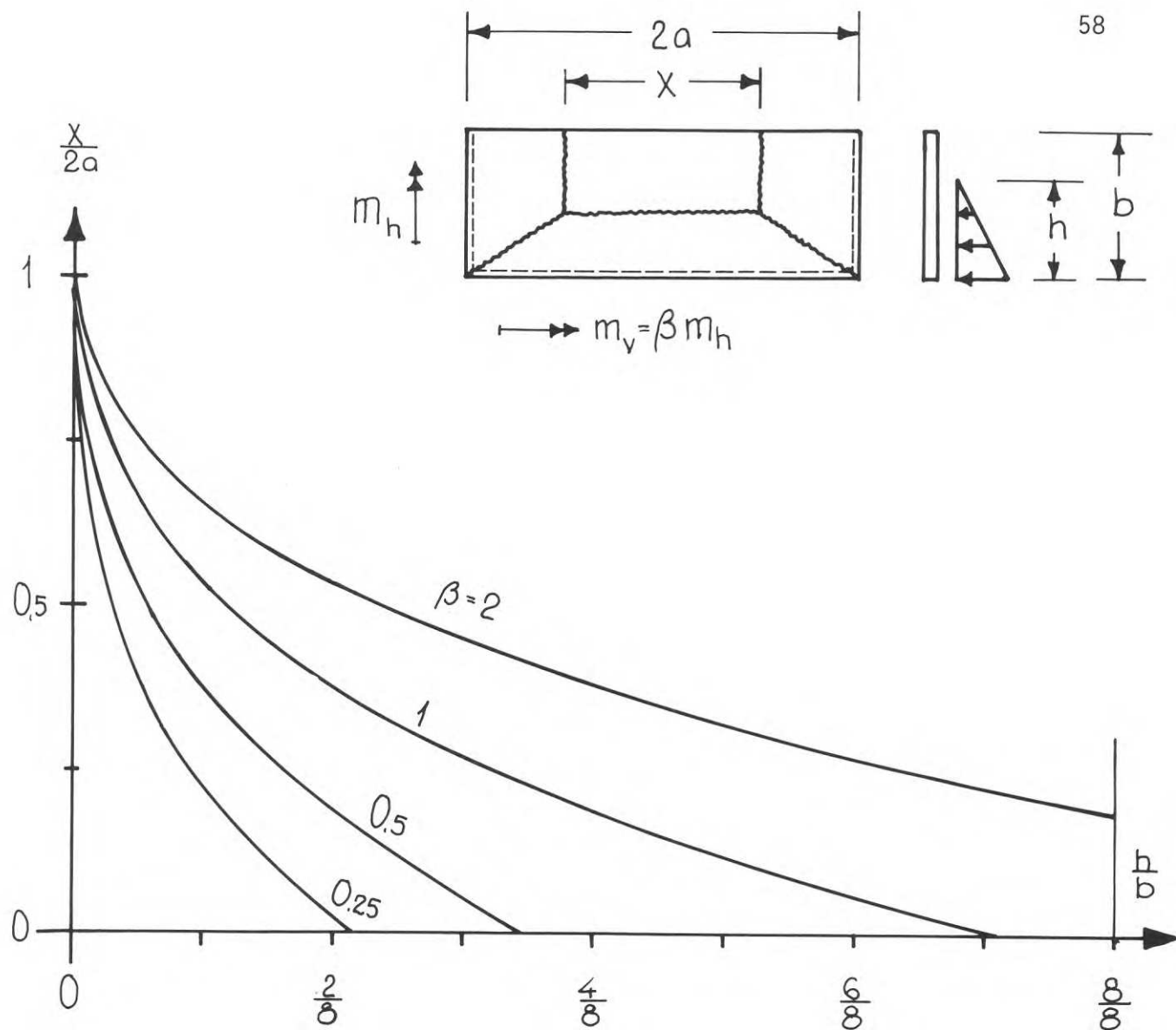


FIG 24. Brottlinjeteoretisk lösning av sprickavstånd.

Överensstämmelsen mellan fördelningarna enligt brottlinje- resp. elasticitetsteori är bäst, för

$$\frac{h}{b} = \frac{3}{8} , \beta \approx 1 - 2$$

$$\frac{h}{b} = \frac{6}{8} , \beta \approx 0,5 - 1$$

Det finns dock en väsentlig skillnad mellan teorierna. Vid ökande belastningshöjd ökar avståndet mellan den horisontella sprickan enligt brottlinjeteorin och det horisontalsnitt som innehåller maximala böjmomentet enligt elasticitetsteorin. Den horisontella sprickan ligger i nivå med belastningshöjden, vilket framgår av FIG 25a och FIG 25b. Teoretiskt kan den alltså ligga så högt som i nivå med överkanten. Horisontalsnittet med maximala elastiska momentet kommer emellertid inte över nivån 0,4 b från underkanten, se FIG 26a och FIG 26b. Styvhetsvariationen har praktiskt taget ingen betydelse för snittets läge. I FIG 27 har nivån för maximalmoment enligt elasticitetsteorin därför lagts in med en kurva tillsammans med maximalnivån enligt plasticitetsteorin.

Med utgångspunkt från sprickfigurerna från försöken (FIG 15a-c) har den horisontella spricknivån satts av i figuren mot belastningshöjden vid brott. Resultaten bekräftar elasticitetsteorin.

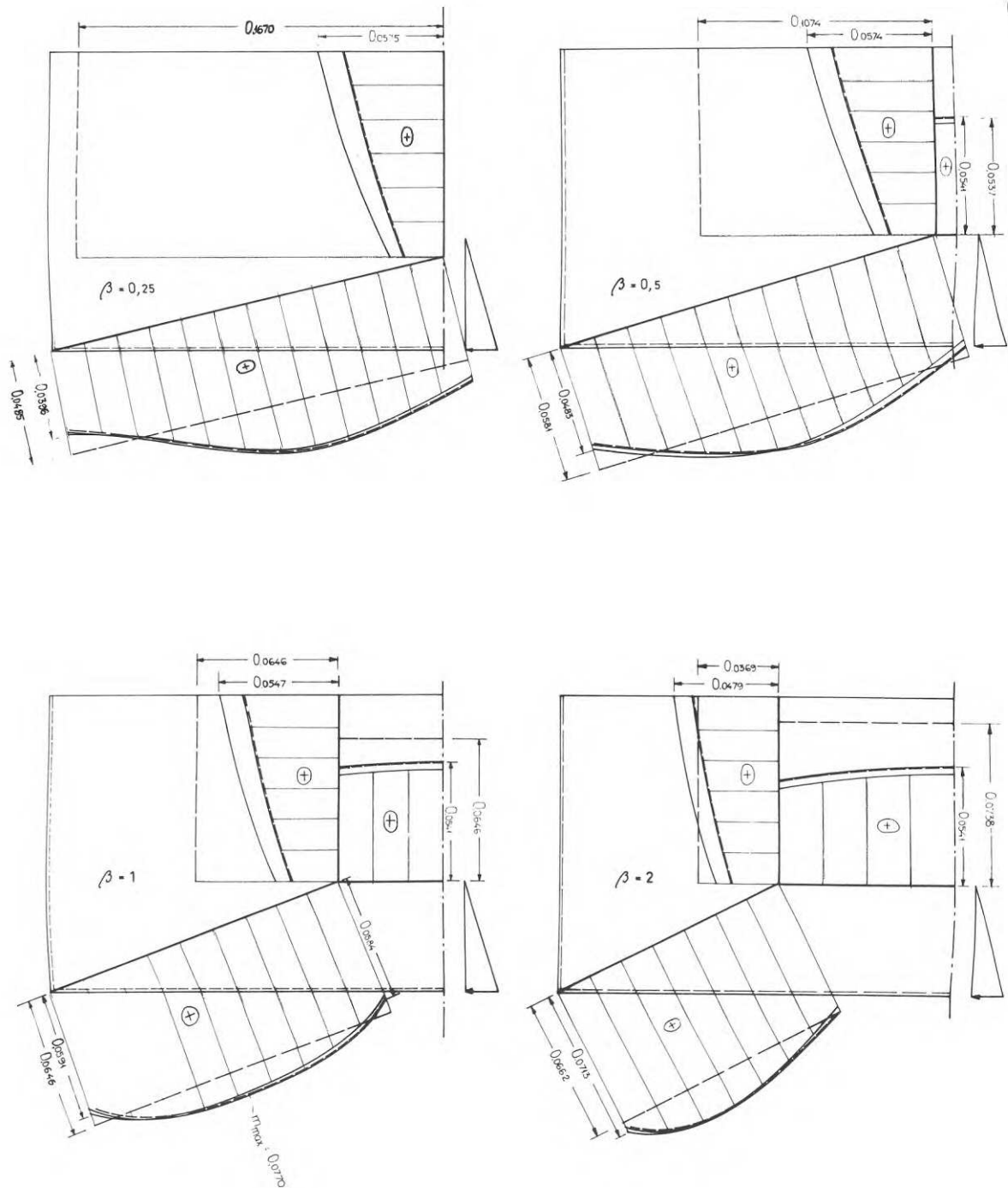


FIG 25a. Fritt upplagd platta (överkanten fri). Brottlinjer med inlagda brottlinjeteoretiska moment ———— (kraftigt streckad linje) samt moment enligt elasticitetsteorin i samma snitt för två olika styvhetsantaganden ———— (heldragen linje och linje med streckad följelinje). Heldragen linje, $Dy/Dx = 0,578$. Linje med streckad följelinje, $Dy/Dx = 1$. Moment i Mpm/m. $h/b = 3/8$.

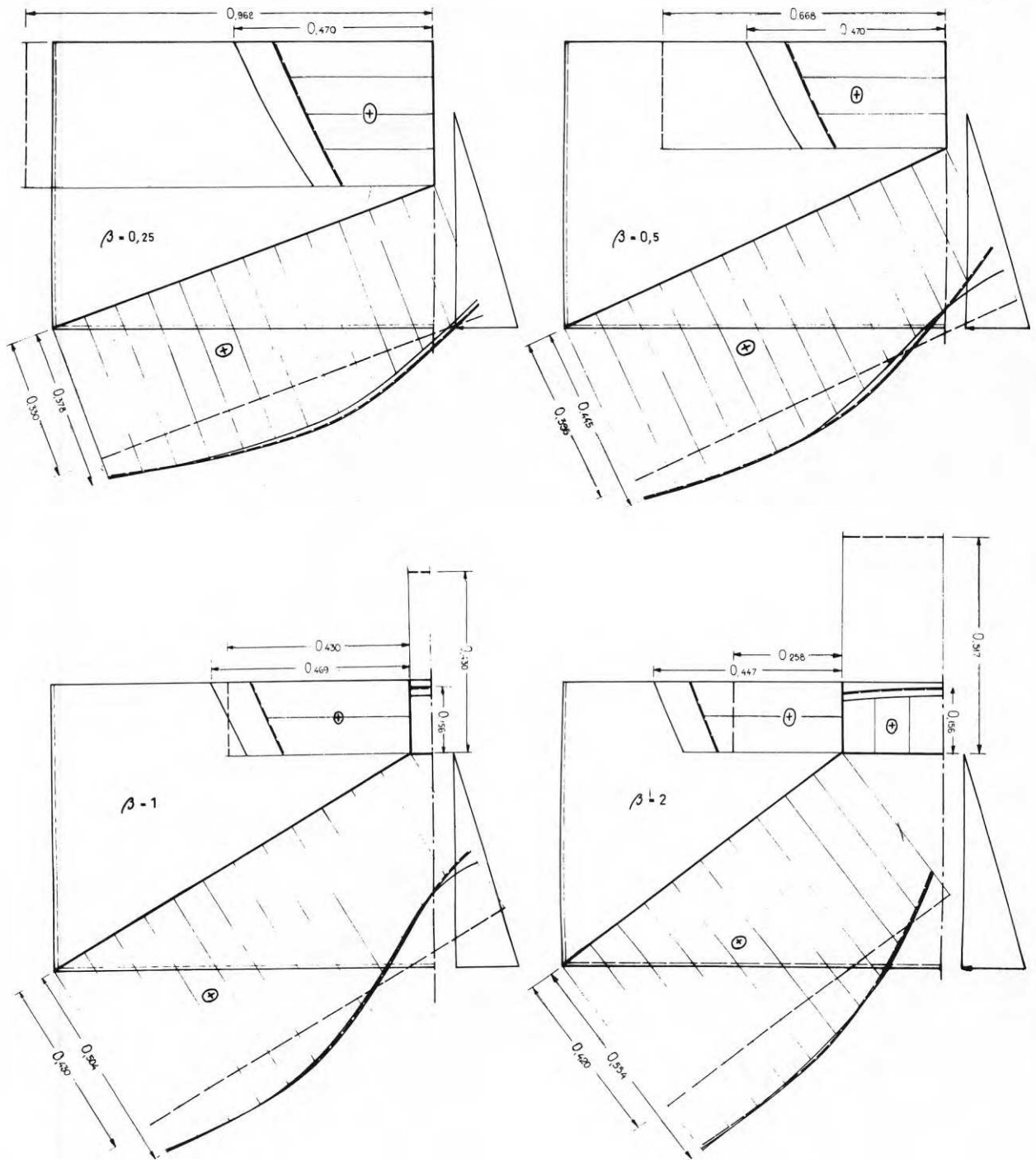


FIG 25b. Fritt upplagd platta (överkanten fri). Brottlinjer med inlagda brottlinjeteoretiska moment ———— (kraftigt streckad linje) samt moment enligt elasticitetsteorin i samma snitt för två olika styvhetsantaganden ———— (heldragen linje och linje med streckad följelinje). Heldragen linje, $Dy/Dx = 0,578$. Linje med streckad följelinje, $Dy/Dx = 1$. Moment i Mpm/m. $h/b = 6/8$.

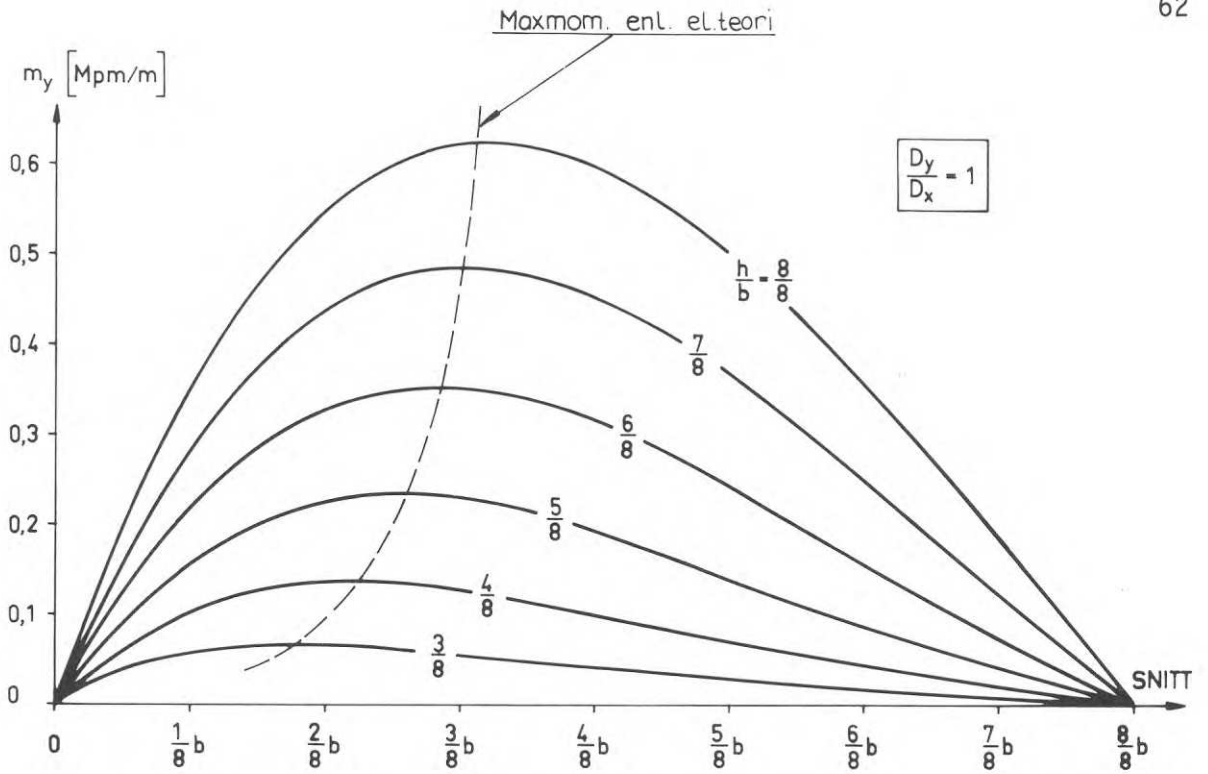


FIG 26a. Moment enligt elasticitetsteori i mittnittet. Fritt upplagd platta (överkanten fri). $D_y/D_x = 1$.

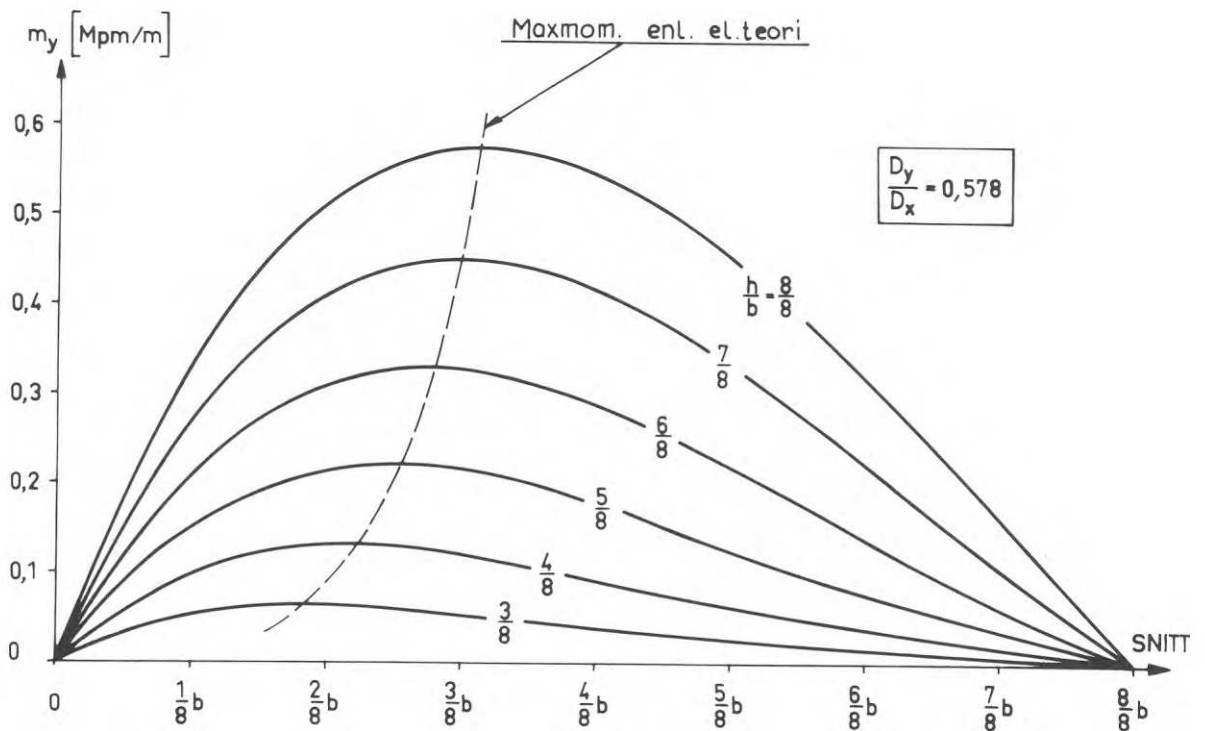


FIG 26b. Moment enligt elasticitetsteori i mittnittet. Fritt upplagd platta (överkanten fri). $D_y/D_x = 0,578$.

Undersökningen har gett vid handen att grundmurar av olika material och utförande uppvisar stora likheter vid sidobelastning. Sprickfigurerna vid brott är likartade, dock spricker limmade väggar häftigare än murade väggar och för limmade väggar kan även skjuvbrott förekomma. Styvheter varierar högst väsentligt. Samverkan med vingmurar är över lag tillräcklig för att den skall kunna medräknas vid dimensioneringen. Dock förekommer en plasticering i inspänningsränderna som dämpar spetsmomenten. Detta talar för att en plasticeringsmetod bör prövas vid uppställandet av ett dimensioneringsförfarande. En tillämpning av brottlinjeanalogin utan inskränkningar leder emellertid till brottfigurer som inte stämmer med de vid försöken konstaterade.

Om en brottmetod skall kunna komma ifråga måste läget för primärsprickan väljas enligt elasticitetsteorin.

Därpå kan en enkel brottanalys av resthållfastheten för den spruckna plattan göras, som visas i ett exempel i Elfgren m fl (1969). Denna tankegång kommer att utvecklas närmare i en kommande rapport.

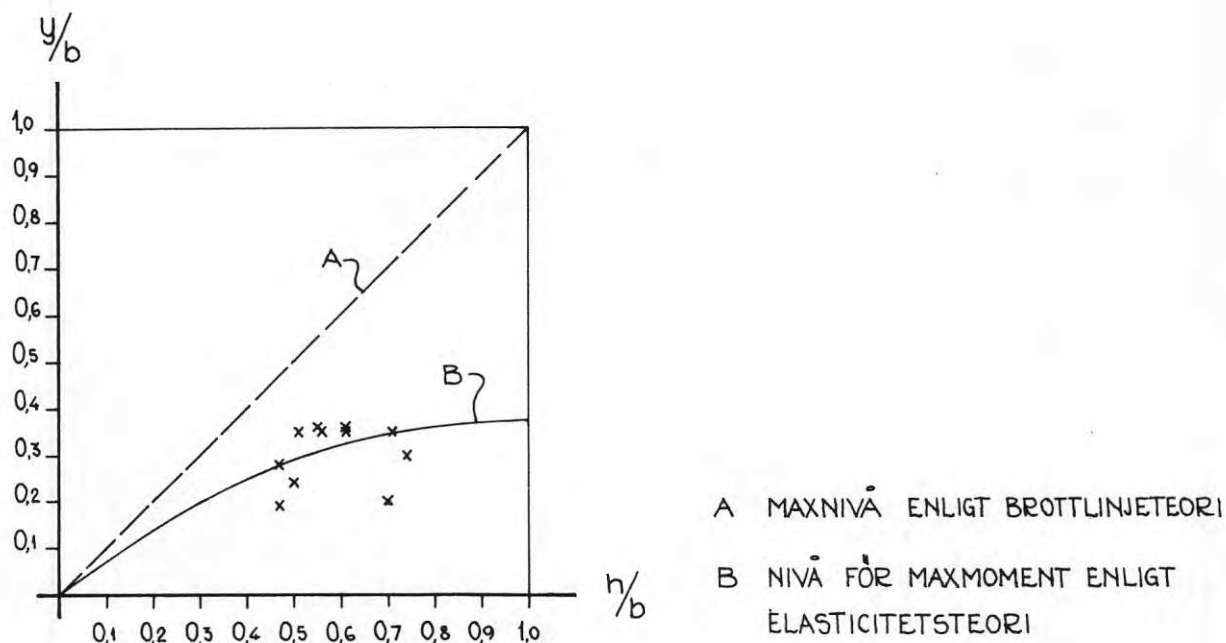


FIG 27. Höjd till horisontell spricknivå som funktion av belastningshöjd för brottlinjeteori och elasticitetsteori (maximalmoment). Försöksresultat (enligt FIG 15a-c och TAB 3) inlagda.

Broms, B och Rehnman, S-E, 1972, Jordtryck mot källarväggar - resultat av fullskaleförsök. (Statens institut för byggnadsforskning). Rapport 31:1972. Stockholm.

Broms, B och Rehnman, S-E, 1968, Jordtryck mot grundmurar av Lecablock. (Statens institut för byggnadsforskning). Rapport 6:1968. Stockholm

Bäcklund, J, 1971, Mixed Finite Element Analysis of Plates in Bending. (CTH, Institutionen för byggnadsstatik). Publikation 71:4. Göteborg.

Elfgren, L och Losberg, A, 1968, Försök med horisontalbelastning av lättbetongvägg. (AB Lättbetong). Lättbetong 4:68. Stockholm.

Elfgren, L och Losberg, A, Hellers, BG och Sahlin, S, 1969, Horisontalbelastad lättbetongvägg. Diskussion med inlägg. (AB Lättbetong). Lättbetong 1:69. Stockholm.

Granheim, G och Hallquist, Å, 1969, Dimensjonering av murvegger for vindtrykk. (Norges byggforskningsinstitutt). Särtryck 179. Oslo.

Kolm, L, 1971, Källarväggar i småhus, håller dom? (Byggförlaget). Byggnadsindustrin nr 21 och 22. Stockholm.

R36: 1972

Denna rapport hänför sig till projekt 275 vid Statens institut för byggnadsforskning. Projektet har bedrivits med anslag från Statens råd för byggnadsforskning.

**Distribution: Svensk Byggtjänst, Box 1403, 111 84 Stockholm
Grupp: konstruktion**

Pris: 17 kronor

TEKNISKA HOGSKOLAN I LUND
SEKTIONEN FOR VAG- OCH VATTEN
BIBLIOTEKET